

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



ESTUDIO MEDIANTE TÉCNICAS DE EQUILIBRIO LÍMITE DE ANCLAS PLANAS PARA AMARRE DE PLATAFORMAS FLOTANTES DE EÓLICA OFFSHORE

Trabajo realizado por:

Alberto Rodríguez Marijuán

Dirigido:

Jorge Castro González

Fernando Cañizal Casuso

Titulación:

Grado en Ingeniería Civil

Santander, Junio de 2015

AUTOR: ALBERTO RODRÍGUEZ MARIJUÁN



DIRECTORES: JORGE CASTRO GONZÁLEZ FERNANDO CAÑIZAL CASUSO

Palabras clave: anclas planas, equilibrio límite, análisis límite, eólica offshore, geotecnia offshore, carga de arrancamiento.

RESUMEN

En este Trabajo de Fin de Grado –que forma parte de un estudio más amplio que cubre todos los objetivos de la Doble Mención– se ha pretendido hacer una aportación al campo de la geotecnia offshore, haciendo una revisión de los resultados de varios autores implementando técnicas computacionales relativamente novedosas de métodos de equilibrio límite de cota superior (conocidas como *Discontinuity Layout Optimization*), utilizando un código numérico comercial disponible en la actualidad.

Este estudio se ha centrado en la obtención de parámetros que definen el comportamiento de anclas planas de longitud infinita instaladas en terrenos cohesivos (arcillas) bajo cargas verticales de arrancamiento, a corto plazo, para diferentes relaciones de profundidad (es común expresar la profundidad de forma adimensional, dividiendo por la anchura del ancla, y definirla por H/B).

En concreto, se han estudiado los casos de tres terrenos con peso y uno sin peso, donde a los terrenos con peso se les han adjudicado valores distintos de la resistencia al corte sin drenaje c_u (30, 50 y 70 KPa), todos ellos con un peso específico saturado de 19 KN/m³.

Ha podido comprobarse que, efectivamente, el fallo profundo se alcanza para diferentes profundidades en función de la resistencia del terreno y que, una vez éste se alcanza, la carga última de arrancamiento se estabiliza y deja de depender de la profundidad de colocación del ancla y del peso específico del terreno.

Pueden representarse los resultados en forma adimensional, a través de un factor adimensional Nc γ . Así, se ha obtenido que este factor tiende, independientemente de la resistencia del terreno, a un valor estable cercano a 12 a partir de profundidades donde el fallo es local. Esto casa con los resultados de otros autores, como Merifield et al. (2001, 2003) y Wang et al. (2010).

BIBLIOGRAFÍA BÁSICA

Aquí se recogen los documentos principales consultados para realizar este estudio. La relación completa de autores y documentos se encuentra en la sección final del estudio.

- Cañizal F. *Análisis tensodeformacional de la construcción de un túnel. Influencia de la cercanía de un talud de ladera*. Trabajo de Fin de Máster, Universidad de Cantabria, 2012.
- Carrera García R. *Pullout Resistance of Circular Plate Anchors in Sandy Seabed.* Proyecto de Fin de Carrera, Universidad de Cantabria 2014.
- Dickin E.A. and Laman M. *Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil.* Elsevier, Advances in Engineering Software 38, 618-625. 2007.
- Leshchinsky B. and Ambauen S. *Limit Equilibrium and Limit Analysis: Comparison of Benchmark Slope Stability Problems.* J. Geotech. Geoenviron. Eng. 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001347, 2015.
- Merifield R. S., Sloan S. W. and Yu H. S. *Stability of plate anchors in undrained clay.* Geotechnique, 51(2), 141–153. 2001.
- Merifield, R. S., Lyamin, A. V., Sloan, S. W., and Yu, H.S. Three-dimensional lower bound solutions for stability of plate anchors in clay. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 129(3), 243–253. 2003.
- Randolf M. and Gourvenec S. *Offshore Geotechnical Engineering*. Nueva York 2011.
- Rocker K. Jr., Thompson D., Jung B.; Briaud J.; Lin S. *Handbook for Marine Geotechnical Engineering*. Naval Facilities Engineering Service (NAVFAC), EE.UU 2011.
- Rowe R.K. and Davis E.H. *The Behavior of Anchor Plates in Clay.* Géotechnique 32, 1, 9-23. 1982.
- Sagaseta C. *Notas sobre análisis del equilibrio límite*. Universidad de Cantabria, 2005.
- Smith C. and Gilbert M. *Application of discontinuity layout optimization to plane plasticity problems.* Proceedings of the Royal Society, 2007.
- Wang D., Hu Y., Randolph M.F. *Three-Dimensional Large Deformation Finite-Element Analysis of Plate Anchors in Uniform Clay.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000210. 2010.
- Yang M., Aubeny C.P., Murff J.D. *Behavior of Suction Embedded Plate Anchors during Keying Process.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 138(2), 174-183. 2012.

AUTHOR: ALBERTO RODRÍGUEZ MARIJUÁN



SUPERVISORS: JORGE CASTRO GONZÁLEZ FERNANDO CAÑIZAL CASUSO

Keywords: strip anchor plates, limit equilibrium, limit analysis, offshore wind energy, offshore geotechnical engineering, pullout load.

ABSTRACT

This Final Degree Project –part of a wider study covering the Double Major objectives– was addressed as a research contribution to offshore geotechnical engineering, reviewing other authors' results by using a relatively new computational technique in the higher-bound limit equilibrium method, called the Discontinuity Layout Optimization, currently available in commercial software.

This study has been developed focusing on obtaining certain parameters defining the behavior of anchor plates (SEPLAs) embedded in cohesive soils (clays) in short term conditions under vertical pullout loads. This behavior has been studied as a function of the depth ratio (H/B, being H the depth and B the anchor width).

A total of four soils have been modeled, three of which have a saturated specific weight of 19 KN/m³; the other has no weight at all (γ =0). To each of the three soils with specific weight, a different undrained shear strength c_u has been assigned.

It has been shown that, as expected, a deep failure mechanism is reached for different depth ratios depending on the c_u and, once it happens, the ultimate failure pullout force becomes stable and independent of the depth ratio and the specific weight of the soil.

If a dimensionless factor $N_{c\gamma}$ is used instead, the results show that, in very deep situations, this factor tends, independently of the soil undrained shear strength, to a stable value close to 12 once local failure takes place. This is coherent with other authors' results, such as Merifield et al. (2001, 2003) and Wang et al. (2010), and with charts issued by institutions as the Naval Engineering Facilities in the US (NAVFAC).

BASIC BIBLIOGRAPHY

Here the main documents and papers consulted in the development of this study are presented. In order to find the complete list of them, go to the last section of the study.

- Cañizal F. *Análisis tensodeformacional de la construcción de un túnel. Influencia de la cercanía de un talud de ladera*. Trabajo de Fin de Máster, Universidad de Cantabria, 2012.
- Carrera García R. *Pullout Resistance of Circular Plate Anchors in Sandy Seabed.* Proyecto de Fin de Carrera, Universidad de Cantabria 2014.
- Dickin E.A. and Laman M. *Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil.* Elsevier, Advances in Engineering Software 38, 618-625. 2007.
- Leshchinsky B. and Ambauen S. *Limit Equilibrium and Limit Analysis: Comparison of Benchmark Slope Stability Problems. J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001347, 2015.
- Merifield R. S., Sloan S. W. and Yu H. S. *Stability of plate anchors in undrained clay.* Geotechnique, 51(2), 141–153. 2001.
- Merifield, R. S., Lyamin, A. V., Sloan, S. W., and Yu, H.S. *Three-dimensional lower bound solutions for stability of plate anchors in clay.* J. Geotech. Geoenviron. Eng., 129(3), 243–253. 2003.
- Randolf M. and Gourvenec S. *Offshore Geotechnical Engineering*. Nueva York 2011.
- Rocker K. Jr., Thompson D., Jung B.; Briaud J.; Lin S. *Handbook for Marine Geotechnical Engineering.* Naval Facilities Engineering Service (NAVFAC), EE.UU 2011.
- Rowe R.K. and Davis E.H. *The Behavior of Anchor Plates in Clay.* Géotechnique 32, 1, 9-23. 1982.
- Sagaseta C. *Notas sobre análisis del equilibrio límite*. Universidad de Cantabria, 2005.
- Smith C. and Gilbert M. *Application of discontinuity layout optimization to plane plasticity problems.* Proceedings of the Royal Society, 2007.
- Wang D., Hu Y., Randolph M.F. *Three-Dimensional Large Deformation Finite-Element Analysis of Plate Anchors in Uniform Clay.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000210. 2010.
- Yang M., Aubeny C.P., Murff J.D. *Behavior of Suction Embedded Plate Anchors during Keying Process.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 138(2), 174-183. 2012.



<u>Índice</u>

1	Introducción y objetivos5		
2	Estado	actual de la técnica	ó
2	2.1 Ene	ergía eólica	5
	2.1.1	Historia de la energía eólica onshoree	5
	2.1.2	Tendencias actuales	5
	2.1.3	Eólica offshore)
	2.1.4	Comparativa entre onshore y offshore)
2	2.2 Car	racterísticas del ambiente offshore14	1
	2.2.1	Geología marina14	ł
	2.2.2	Sedimentos marinos	5
	2.2.3	Riesgos geológicos17	7
	2.2.4	Regímenes hidrodinámicos18	3
2	2.3 Pla	taformas para eólica offshore21	L
	2.3.1	Fijas21	L
	2.3.2	Flotantes22	2
2	2.4 Sist	temas de amarre para plataformas flotantes32	2
	2.4.1	Catenarias	2
	2.4.2	Líneas tirantes o tensadas	3



	2.	.4.3	Tendones verticales	.33
	2.5	Tipo	os de anclas para estructuras flotantes	.34
	2.	.5.1	Anclajes de gravedad o muertos de anclaje	.34
	2.	.5.2	Anclas enterradas	.35
3	М	létodo	s de cálculo	.42
	3.1	Cálo	culo Analítico	.42
	3.2	Aná	lisis límite (LA) y Equilibrio límite (LE)	.49
	3.	.2.1	Discontinuity Layout Optimization (DLO)	.51
	3.3	Mét	odos tenso-deformacionales (elementos finitos)	.53
4	М	lodeliz	ación de las anclas planas	.54
	4.1	Defi	inición del problema	.54
	4.2	Мос	lelo numérico	.55
	4.	.2.1	Influencia de la malla	.57
	4.3	Vali	dación del modelo	.58
5	R	esulta	dos	.62
	5.1	Infl	uencia de la profundidad	.62
	5.	.1.1	Mecanismo de fallo	.63
	5.2	Influ	uencia de la resistencia al corte sin drenaje (c _u)	.64
	5.	.2.1	Mecanismo de fallo	.65



	5.3	Influencia del peso	67
6	Сот	nclusiones	73
7	Bib	oliografía	74



1 INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

La creciente demanda energética y el avance de las energías renovables, unidas a la escasez de lugares apropiados para la instalación de parques eólicos terrestres, ha llevado al primer plano de la innovación tecnológica multitud de aspectos relacionados con la energía eólica offshore.

En este Trabajo de Fin de Grado –que forma parte de un estudio más amplio que cubre todos los objetivos de la Doble Mención en Construcciones Civiles e Hidrología– se ha pretendido hacer una aportación al campo de la geotecnia offshore, haciendo una pequeña revisión de los resultados de otros autores implementando técnicas computacionales relativamente novedosas del equilibrio límite, utilizando software comercial disponible en la actualidad.

En concreto, se ha estudiado el comportamiento en situación de fallo de anclas planas en terrenos cohesivos (arcillas), para diferentes profundidades y tipos de terreno (distintas resistencias al corte sin drenaje, caso sin peso, etc.).

Se ha logrado determinar satisfactoriamente, con tiempos de cálculo menores que los que requeriría un programa de elementos finitos, las capacidades resistentes frente a arrancamiento vertical de las anclas planas, tanto en modos de fallo general como el llamado fallo profundo o local.

Finalmente, se ha comprobado que la importancia relativa de la resistencia al corte sin drenaje y del peso del terreno en la carga última de arrancamiento, tal y como se define esa relación en trabajos de otros autores (Merifield et al. 2001, 2003; Wang et al. 2010), es coherente con los resultados obtenidos.



2 ESTADO ACTUAL DE LA TÉCNICA

2.1 ENERGÍA EÓLICA

El uso de la energía del viento requiere la conversión de esa energía cinética que existe de forma intermitente en él en energía mecánica, normalmente en la forma de rotación de un eje. A partir de ahí, esta energía puede emplearse para realizar trabajos mecánicos o ser transformada en energía eléctrica usando un generador.

Históricamente, la energía eólica ha sido utilizada en todo el mundo para moler grano, bombear agua o como medio de propulsión de embarcaciones durante muchos siglos. No obstante, su uso para generación de energía eléctrica data de finales del siglo XIX.

2.1.1 Historia de la energía eólica onshore.

Las primeras turbinas se basaban en diseños de molinos para el bombeo de agua y producían una cantidad de energía muy limitada. Más adelante, conforme avanzaba el s. XX, los diseños de pequeñas turbinas eólicas evolucionaron hacia menor número de palas, menor peso y mayores velocidades de rotación. Debido a que estos esfuerzos en pequeñas turbinas no dieron frutos, las turbinas posteriores se desarrollaron a escalas de decenas de KW (en sus inicios en zonas rurales, sobre todo en EEUU, antes del establecimiento de un sistema de electrificación nacional).

Desde los modelos experimentales desarrollados en la década de 1970, se ha probado una gran cantidad de diseños: una, dos o tres palas, a barlovento o sotavento, de eje vertical u horizontal...

Durante la primera década del s. XXI, la potencia instalada para generación de energía eólica ha crecido muy rápidamente. En el año 2002, en el mundo había una potencia instalada de 32.400 MW; en 2005, 59.100 MW y, en 2010, esta cifra alcanzó los 195.000 MW.

2.1.2 Tendencias actuales

Actualmente (2015), se ha llegado a una potencia instalada acumulada de 370.000 MW. Como se indica en el siguiente gráfico del *Global Wind Energy Council* (Figura 1),



los mayores contribuyentes a esta potencia son China, EEUU, Alemania, España e India.



Figura 1. Potencia total instalada hasta diciembre de 2014. GWEC (Global Wind Energy Council, 2015).

La tendencia creciente de la potencia instalada en las últimas décadas puede verse claramente reflejada en las figuras Figura 2 y Figura 3, tanto en el sistema de generación de electricidad español como en el mundo. Destaca el caso de China, que ha pasado de tener 12.000 MW instalados en 2008 a 115.000 MW en 2014.



Figura 2. Potencia instalada acumulada en España en el período 1990-2015. Ministerio de Industria y Comercio (2015).



Figura 3. Potencia instalada acumulada en el mundo 1997-2014. GWEC (2015).

Este gran incremento de demanda ha provocado el desarrollo de turbinas cada vez más grandes y de mayor potencia, barriendo mayor área de viento incidente y disminuyendo el coste por KWh producido. Esto, a su vez, ha producido un aumento de tamaño de los componentes estructurales y por tanto una planificación logística más compleja y con mayores restricciones. En este contexto de explotación comienza a desarrollarse la energía eólica offshore.



2.1.3 Eólica offshore

La eólica *offshore* corresponde al conjunto de instalaciones situadas en masas de agua adyacentes o cercanas a la costa. Con respecto a la eólica tradicional, u *onshore*, es una energía más cara por KWh producido, dada la dificultad de diseñar y construir una cimentación submarina para la torre y la turbina o la de instalar una estructura flotante con un sistema de fondeo.

Por otro lado, ya que el transporte de elementos estructurales y de generación se hace por mar, se consiguen minimizar las limitaciones logísticas a las que están sujetas las instalaciones *onshore*. Los elementos que se pueden transportar tienen mayores dimensiones, así como las turbinas y generadores. Así, las turbinas *offshore* han alcanzado valores de 5 y 6 MW, y puede que lleguen a superar los 10 MW de potencia. Asimismo, en las zonas donde se instalan los generadores offshore tienen, en general, vientos con mayores velocidades medias, compensando con una producción energética mayor y más estable el alto coste de la instalación.

Hasta hace pocos años, las instalaciones offshore únicamente podían ser colocadas en zonas con profundidades del orden de los 30 m o menos, de manera que la torre podía ser "hincada" en el terreno del fondo marino. Durante los últimos años se han empezado a diseñar estructuras flotantes, basadas en las plataformas petrolíferas actuales, en las que la torre y la turbina eólica descansan sobre una plataforma parcialmente hundida pero flotante que a su vez está amarrada al fondo marino mediante diferentes sistemas de anclaje que serán explicados en mayor detalle más adelante. Este tipo de estructuras suponen un importante ahorro en el coste de materiales y construcción, y supondrán a medio y largo plazo un aumento de las zonas marítimas potencialmente aprovechables para la instalación de generadores de energía eólica, ya que sus rangos de aplicación superan los 100 m de profundidad.

2.1.4 Comparativa entre onshore y offshore

En las tablas 1 y 2 se presentan las principales ventajas e inconvenientes que pueden encontrarse entre las plantas eólicas de generación eléctrica tradicionales u *onshore* y las colocadas en plataformas fijas o flotantes en el mar, la eólica *offshore.*



Tabla 1. Ventajas e inconvenientes de la energía eólica onshore con respecto a la offshore. Ramos (2012).

ONSHORE							
VENTAJAS	INCONVENIENTES						
 Tecnología en estado de madurez Menor coste de instalación Menor coste de mantenimiento 	 Recurso eólico poco uniforme Escasez de zonas disponibles con elevado recurso eólico Limitación logística en el tamaño del aerogenerador Mayor turbulencia 						

Tabla 2. Ventajas e inconvenientes de la energía eólica offshore frente a la tradicional onshore. Ramos(2012).

OFFSHORE							
INCONVENIENTES							
Accesibilidad a las plantas de generación Coste elevado de instalación y mantenimiento Costes de evaluación eléctrica Fuertemente dependiente de la profundidad de la costa Experiencia limitada							

Además de estas diferencias, entre las que se podría destacar el mayor coste total de una instalación offshore frente a una tradicional, es interesante analizar el desglose de costes de instalaciones de uno y otro tipo, tal y como se muestra en las figuras Figura 4Figura 5.





Figura 4. Desglose de costes de la eólica onshore. Losada (2010).



OFFSHORE

Figura 5. Desglose de costes de la eólica offshore. Losada (2010).

Es claro que la mayor fracción de coste en la eólica tradicional es el del aerogenerador y turbina, mientras que en la eólica offshore los costes están mucho más equilibrados. Por desgracia, eso significa principalmente que el resto de los gastos son más elevados



en el caso de instalaciones offshore, lo que puede explicarse por la dificultad de diseñar y construir los elementos necesarios para este tipo de instalaciones, como las plataformas, los sistemas de amarre y fondeo y la complejidad del proceso de colocación y puesta en marcha en las mismas.

En cuanto a la comparativa económica con otras fuentes de energía, es cierto que la eólica offshore es aún más cara por KWh producido que el resto (sin tener en cuenta los impuestos por emisiones de CO2, ver Figura 6 para los datos relativos a EE.UU.). No obstante, responde a una necesidad y falta de espacio con condiciones de recurso eólico abundante en tierra firme, y a una gran densidad poblacional, especialmente en Europa, lo que hace prácticamente imposible la instalación de campos de aerogeneradores de gran tamaño.



(2) Combined Cycle Gas Turbine



Además, el progresivo avance en la tecnología relacionada con la industria offshore y la economía de escala probablemente haga que, en unos años, la energía eólica



offshore sea competitiva con el resto de energías, e incluso presente mejores condiciones económicas de explotación.



2.2 CARACTERÍSTICAS DEL AMBIENTE OFFSHORE

2.2.1 Geología marina

Las características del fondo marino están íntimamente relacionadas con los procesos tectónicos explicados en la Teoría de la Deriva Continental (Wegener 1915). Los dos procesos principales que recoge esta Teoría explican la generación y desaparición de corteza oceánica en las dorsales oceánicas y en las zonas de subducción, respectivamente.



Figura 7. Tectónica de Placas. Randolph & Gourvenec (2011).

La corteza de la Tierra está formada por "trozos" o "placas" que tienen cierta movilidad al estar situadas sobre el manto líquido (magma) y se desplazan unas respecto de otras a velocidades del orden de unos centímetros cada año.



Figura 8. Perfiles del fondo oceánico en localizaciones específicas. Randolph & Gourvenec (2011).



La corteza oceánica es la única que está continuamente creándose en las dorsales oceánicas (ver Figura 7) y destruyéndose cuando subduce frente a otras placas menos densas (otras placas oceánicas o más comúnmente placas continentales).

Las zonas suboceánicas más importantes para el ámbito de la geotecnia offshore son los márgenes continentales, donde suelen encontrarse los mayores depósitos de gas natural y petróleo. También, debido a las menores profundidades, son objeto de estudio para la colocación de estructuras soporte de aerogeneradores.

2.2.2 Sedimentos marinos

En la figura se muestra un mapa con la distribución del grosor de la capa de sedimentos en los fondos oceánicos. Puede observarse como los mayores depósitos sedimentarios están cerca de los continentes (márgenes continentales), mientras que cerca de las dorsales oceánicas (corteza reciente) la acumulación de sedimentos es mínima. Las fosas y los cañones submarinos a menudo cortan a través de las dorsales y actúan como canales de transporte de sedimentos.







Los sedimentos marinos se forman a partir de restos de detritus de los continentes o de los restos de organismos marinos que se acumula. Por ello, estos sedimentos se clasifican principalmente como *detríticos* (materiales que se acumulan en el talud continental pasando por la plataforma continental desde el continente) y *pelágicos* (conjunto de caparazones de organismos planctónicos –calcáreos o silíceos– que se acumulan atravesando toda la columna de agua hasta el fondo).

2.2.2.1 Estado tensional in situ

Los sedimentos pueden estar normalmente consolidados (NC), sobreconsolidados (SC) o no consolidados. Los sedimentos que han ido depositando lentamente y no han sido alterados suelen considerarse normalmente consolidados. No obstante, desde un punto de vista geotécnico, tienen una tensión de plastificación mayor que la tensión efectiva in situ. Por ello, corresponden normalmente a terrenos ligeramente sobreconsolidados con un coeficiente de sobreconsolidación de 1.5 a 2. Una sobreconsolidación mayor real debería ser el efecto de una antigua glaciación o de grandes erosiones del terreno que han liberado gran parte de la carga que el terreno soportaba. Finalmente, los terrenos no consolidados corresponden con situaciones en las que las presiones intersticiales no han podido ser aún disipadas.

Es importante puntualizar que la altura de la columna de agua sobre la cota del fondo marino no afecta al estado tensional de éste, ya que incrementa de la misma manera la tensión total y la presión intersticial y, gracias a Terzagui sabemos que las tensiones efectivas (totales menos presión intersticial) son las que afectan al estado tensional del terreno.

2.2.2.2 Principales diferencias con los sedimentos terrestres

- El ambiente de grandes presiones y temperaturas bajas puede afectar la microestructura de los sedimentos, además del comportamiento de los gases contenidos en los poros de los mismos.
- El contenido biológico afecta la resistencia y compresibilidad del terreno del fondo marino y puede favorecer las reacciones biológico-químicas.
- Los poros del sedimento marino están rellenos de agua salada, al contrario de lo que ocurre en los continentes, donde están saturados con agua dulce. Esto afecta en gran magnitud la resistencia del material resultante. Se ha comprobado experimentalmente que al añadir la misma cantidad de agua 16



(dulce por un lado y salada por otro) a cierta cantidad de arcilla, la resistencia a cortante de la mezcla de agua salada es significativamente mayor.

2.2.3 Riesgos geológicos

Estos riesgos geológicos o *geohazards* se definen como condiciones o procesos geológicos o hidrodinámicos que pueden producir movimientos de suelos, rocas, fluidos o gases en eventos repentinos aislados o procesos progresivos lentos. Estos procesos se asocian a cierta probabilidad de ocurrencia, con consecuencias que pueden ir desde daños a la estructura o incluso pérdidas humanas. Por ello, es importante tener estos riesgos en cuenta, previendo lo que puede llegar a ser un sobrecoste importante en presupuesto de la estructura o construcción.

Hay dos categorías generales de riesgos geológicos:

- Eventos peligrosos: repentinos y poco frecuentes. Eventos como terremotos, colapso de laderas submarinas, etc.
- Condiciones del terreno peligrosas. Tales como fluencia del terreno, fluencia en fallas no tectónicas, etc.







Cada geohazard lleva asociado un riesgo que depende de su localización respecto a una estructura determinada, la severidad del suceso y su frecuencia. Hay que tener en cuenta que pueden darse condiciones del terreno con un riesgo bajo hasta que la actividad humana en la zona desencadena riesgos mayores, por lo que no sólo es necesario evaluar la presencia de riesgos, sino también su probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura a construir.

2.2.4 Regímenes hidrodinámicos

Las fuerzas generadas por la dinámica oceánica someten a cualquier estructura offshore a un conjunto de cargas que deben ser identificadas y cuantificadas para asegurar la seguridad de la estructura tanto en su construcción como en su vida operativa, reparación y, en su caso, desmantelamiento. Estas fuerzas se deben principalmente a las corrientes marinas, a las corrientes y fuerzas inducidas por las olas y el viento y a las fuerzas debidas a los gradientes de densidad o temperatura.

2.2.4.1 Corrientes

El agua de los océanos y grandes masas de agua está en constante movimiento gracias a las corrientes, que se establecen formando patrones muy complejos, tanto horizontales como verticales.

En la zona cercana a la costa, estuarios, etc. las corrientes están principalmente causadas por las fluctuaciones mareales, vientos locales y oleaje y pueden llegar a afectar a toda la columna de agua hasta el fondo marino (en zonas de poca profundidad).

Por otro lado, en mar abierto, las corrientes superficiales están generadas por corrientes de viento a escala global (sistemas complejos de circulación de vientos, conocidos como *Trade Winds* y *Westerlies*) y las profundas corresponden a la llamada circulación termohalina (debida a gradientes de temperatura y de salinidad, que provocan diferencias en la densidad del agua del mar).





Figura 11.Patrones principales de circulación superficial del agua en los océanos (Ross 2005)

2.2.4.2 Oleaje

Las olas son principalmente fruto de la interacción del viento con la superficie del océano, debido al efecto de la presión y el rozamiento de éste con las partículas de agua superficiales. La formación de oleaje en un período de tormenta depende fuertemente de la velocidad del viento, la duración del período de tormenta y del *fetch* (la distancia máxima recta en planta en la que el viento interacciona uniformemente con la masa de agua). Generalmente, cuanto mayor sea cualquiera de ellos (considerando las limitaciones de tiempo y *fetch*), mayor será el oleaje generado.

Dependiendo de las combinaciones de esas tres variables, el oleaje que se formará estará parcialmente desarrollado (*sea*) o completamente desarrollado (*swell*).

En la Figura 12 se muestran algunas de las principales características de una ola regular. Para definir y estudiar el oleaje, una de las teorías utilizadas es la Teoría Lineal de Ondas (Airy, s.XIX). Con ella, conociendo ciertos datos del oleaje (altura H, período T, profundidad de propagación h), pueden aplicarse diferentes relaciones para obtener todas las características del oleaje.





Figura 12. Características de una ola regular. Randolph & Gourvenec (2011).

En una situación real, el estado del mar suele ser una combinación aleatoria de componentes (*swell y sea*) que generan un oleaje caótico. Para poder abordar un problema de semejantes características, suele identificarse un estado de mar con una altura de ola representativa (H₅₀, H_{2%}, H_{max}, etc.) y un período pico (T_p). Si no se cuenta con datos de alturas máximas de ola, es común utilizar la relación $H_{max} = 1.8H_s$ para la H_{max} y $T_p = 1.3T_m$ para el período pico asociado.



2.3 PLATAFORMAS PARA EÓLICA OFFSHORE

2.3.1 Fijas

Este tipo de plataformas son las utilizadas desde los inicios de las prospecciones petrolíferas, en profundidades muy reducidas, ya que los primeros proyectos de este tipo que utilizaron diseños de plataformas offshore fueron llevados a cabo por compañías americanas en la zona del Golfo de México, en profundidades de 4 a 6 metros de agua.

Las plataformas fijas, como su propio nombre indica, tienen restringido todo tipo de movimiento. Por ello, suelen diseñarse con horizontes de utilización grandes, para muchos años de uso. Los principales tipos de plataformas fijas surgen de las ya desarrolladas plataformas petrolíferas, y dependen fundamentalmente de la forma de soporte, que vienen ilustrados en la Figura 13.

2.3.1.1 Monopilote

El aerogenerador se coloca directamente sobre una única columna de hormigón armado embebida en el fondo marino. Se utilizan con diámetros de alrededor de 6 metros y en profundidades de hasta 30 metros.

2.3.1.2 De trípode (con pilotes o cajones de succión)

Van montados sobre una estructura apoyada en tres patas que pueden estar embebidas en el terreno con pilotes macizos o cajones de succión. Estos últimos son cuerpos huecos que se clavan en el terreno eliminando el agua que queda en el interior y de esa manera quedan fijados al fondo marino. Se utilizan en profundidades de 20 a 80 metros.

2.3.1.3 De torre

Se trata de estructuras convencionales de celosía metálica sumergidas que soportan el aerogenerador. Son plataformas petrolíferas en miniatura, utilizadas en profundidades de hasta 80 metros. Estas estructuras, llamadas jackets, van normalmente pilotadas.



2.3.1.4 De gravedad

Son estructuras de acero u hormigón que funcionan como cimentaciones tradicionales, por su propio peso, y se utilizan en áreas expuestas de 20 a 80 metros. Para adaptar una cimentación tradicional de tipo zapata a aplicaciones offshore, estas estructuras van apoyadas sobre banquetas de escollera.



Figura 13. Esquemas de los tipos principales de plataformas fijas para aerogeneradores. De izquierda a derecha: monopilote, de trípode, de torre y de gravedad. Fuente: www.theengineer.co.uk

2.3.2 Flotantes

Las plataformas flotantes son estructuras que no requieren estar en contacto directo con el fondo marino, sino que normalmente se encuentran amarradas por sistemas de fondeo de distintos tipos, como pueden ser catenarias, catenarias lastradas, cables pretensados, etc.

Su diseño tiene la ventaja de permitir ciertos movimientos (según el tipo de plataforma y fondeo se permitirá o restringirá el vaivén, deriva, alteada, balance, cabeceo y guiñada o varias combinaciones de ellos) y con ello el cuerpo o estructura de las plataformas no tiene por qué soportar las cargas que se ejercerían sobre un sistema fijo, disipando gran parte de la energía que le llega en forma de oscilación amortiguada.



Los sistemas de soporte flotantes para aerogeneradores están siendo actualmente objeto de grandes inversiones y proyectos por parte de grandes empresas energéticas. A continuación se presenta una pequeña reseña de algunas de ellas:

2.3.2.1 Damping Pool (IDEOL)

La plataforma semisumergible de soporte de este sistema (Figura 14) tiene forma de anillo hueco de poco calado y muy compacto. Se trata de una estructura hecha parcialmente de hormigón y amarrada con 3 conjuntos de cables pretensados sujetos a los muertos o anclas en el fondo. A esta estructura se acopla un aerogenerador tradicional de tres palas con rotor a barlovento y eje vertical.



Figura 14. Recreación del sistema Damping Pool para generadores offshore. Fuente: www.ideol-offshore.com

2.3.2.2 WindFloat (PRINCIPLE POWER INC.)

Este sistema es uno de los pocos que ya está siendo probado en situaciones reales con un prototipo completamente funcional. Este sistema en concreto está funcionando en aguas profundas (más de 40 metros de profundidad) a 5 Km de la costa de Aguçadoura, Portugal.

Su diseño consta de una plataforma flotante semisumergible de poco calado (<20 metros) formada por tres cilindros metálicos unidos con una estructura metálica (Figura 15). Estos cilindros cuentan a la vez con unas placas en su base (como puede apreciarse en la Figura 16) para dar más estabilidad frente a alteada (oscilación vertical) y también frente a cabeceo y guiñada, ya que estos giros se traducen en



oscilaciones verticales de las placas. Sobre uno de los tres cilindros va montada la torre del aerogenerador, que puede tener una potencia nominal de 3 a 10MW, limitado por el tamaño del aerogenerador que la estructura puede soportar (diámetros de rotor de hasta 170 metros y alturas de torre de hasta 100 metros).

Su sistema de fondeo consta de 4 líneas tradicionales de cadenas o poliéster y sistemas de anclas de arrastre colocadas previamente para simplificar la maniobra de puesta en funcionamiento.



Figura 15. Sistema WindFloat en funcionamiento. Fuente: www.facebook.com/principlepower



Figura 16. Turbina y plataforma WindFloat en dique seco. Pueden verse las placas que estabilizan la plataforma frente a oscilaciones verticales. Fuente: www.facebook.com/principlepower



2.3.2.3 Asymmetric Floating Tower (NAUTICA WINDPOWER)

Este diseño supone un todo en uno de la turbina y el sistema de flotación. Como puede verse en la imagen, se trata de un aerogenerador de eje horizontal con rotor de dos palas a sotavento y cuya torre no es vertical. Su sistema de cimentación consta de una sola línea de amarre sujeta al fondo por un ancla embebida (Figura 17).

Su principal ventaja frente a las demás es el ahorro en material y facilidad de transporte, ya que –según NauticaWindPower– ahorra un 75% de peso con respecto a los diseños tradicionales de plataforma más aerogenerador. Además, lleva un sistema que permite variar las condiciones de flotación en función de las condiciones ambientales.



Figura 17. Esquema y características del sistema AFT. Fuente: www.nauticawindpower.com

2.3.2.4 DeepWind

Se trata de un nuevo concepto de turbina eólica. Consta de un tubo largo vertical que rota en el agua, con un rotor eólico de eje vertical en su parte superior, un generador en su parte inferior y un sistema de amarre y anclaje al fondo marino. En la Figura 18, se ilustra el diseño básico de este tipo de aerogenerador y sistema flotante.





Figura 18. Recreación de la turbina de eje vertical del proyecto DeepWind. Fuente: www.deepwind.eu

Está siendo desarrollado por un consorcio de empresas energéticas, con la colaboración de personal de investigación, con una duración de proyecto de 3 años comenzado en 2014. Este proyecto está siendo parcialmente financiado por la Unión Europea en concordancia con el 7º Programa Marco.

Actualmente sólo se han construido pequeños modelos que ayudan a comprender el funcionamiento del sistema y a generar suficientes datos de ensayos reales como para estudiar construir en un futuro próximo una turbina de 5MW con esta tecnología, y una de 20MW a largo plazo.

2.3.2.5 VolturnUS (DeepCwind Consortium, CIANBRO)

El consorcio que ha creado VolturnUS es un ente de colaboración público-privado entre más de 30 empresas privadas y organismos federales de Estados Unidos y Universidades, como la de Maine.

Actualmente han situado en la costa de Maine un modelo del aerogenerador y plataforma, llamado la VolturnUS 1:8, en referencia a la escala en relación al prototipo que se planea construir de 6 MW y 130 metros de diámetro de rotor. Es el primer aerogenerador de este tipo en construcción, ya que utiliza un tipo de plataforma nueva con materiales compuestos y hormigón. Consta de un trípode formado por tres



prismas cuadrangulares de poco calado, tipo semisumergible al que va acoplado el aerogenerador.



Figura 19. Imagen de la plataforma 1:8 (a escala) de VolturnUS con la colaboración de University of Maine. www.cianbro.com

El modelo VolturnUS 1:8 se muestra en estado de funcionamiento en la Figura 19, el día de su botadura, y antes de ser introducido en el agua, en la Figura 20.



Figura 20. Plataforma y aerogenerador VolturUS 1:8 durante su colocación. Fuente: www.offshorewind.biz

2.3.2.6 VertiWind (NENUPHAR)

Desarrollado por la compañía Nenuphar, consiste en una plataforma semisumergible en forma de trípode de poco calado sobre la que se monta un aerogenerador de eje



vertical (Figura 21). El sistema de amarre consiste en un conjunto de catenarias lastradas similares a la solución del Hywind.



Figura 21. Recreación del modelo de aerogenerador de eje vertical y plataforma flotante de VertiWind®. Fuente: www.nenuphar-wind.com



Figura 22. Imagen del aerogenerador VertiWind(R). Fuente: www.offlinehbpl.hbpl.co.uk

2.3.2.7 Hywind (Offshore Code Comparison Collaboration, OC3)

Este diseño utiliza un concepto de plataforma flotante o boya tipo spar, que lleva utilizándose ya cierto tiempo en la industria petrolera. Consta de un cilindro vertical de gran calado lastrado en el fondo para favorecer su estabilidad en flotación en cuya cara superior se acopla un único aerogenerador de eje horizontal, tres palas y rotor a



barlovento. El último proyecto en el que está participando este diseño es el Hywind Scotland Pilot Park, aún en fase de diseño. Se planea realizarlo a 30 Km de la costa de Aberdeenshire (Escocia) e incluirá 6 aerogeneradores (cada uno montado sobre su propia boya spar) de 5 MW cada uno (Figura 23).

Actualmente existe un prototipo en funcionamiento, el Hywind de Statoil cerca de las costas de Noruega, instalado y funcionando desde 2010, con un aerogenerador de 2.3 MW. Este prototipo ha generado desde entonces más de 32.5 GWh, lo que supone un gran éxito del proyecto.



Figura 23. Recreación del *Hywind Scotland Pilot Park*, donde se usarán 6 conjuntos de boya *spar* más aerogenerador de 5MW. Fuente: www.statoil.com

Se trata de un diseño muy apropiado para zonas de grandes profundidades (>100-200 metros). Su sistema de amarre se basa en tres líneas de cables terminados en anclas o muertos que toman forma de catenaria. En el caso de los sistemas Hywind, los cables son lastrados con pesos de 60 toneladas en su punto medio para pretensar en parte las catenarias.





Figura 24. Recreación del sistema Hywind de boya *spar* más aerogenerador amarrado con catenarias. Fuente: www.statoil.com

Este será el diseño que se usará como base para calcular las solicitaciones de viento, oleaje y corrientes a lo largo de este estudio, con las pertinentes variaciones y simplificaciones que se mencionarán en el apartado de cálculo.

Además de todos estos tipos, podríamos encontrar otro diseño de plataforma flotante conocido como Tension Leg Platform o TLP.

2.3.2.8 Tension Leg Platform (TLP)

Este es un diseño genérico (al contrario que la mayoría de los presentados anteriormente que corresponden a proyectos específicos y patentados) que consiste en una boya flotante normalmente cilíndrica que tiene en su parte inferior unas patas radiales desde donde salen los cables o tendones que servirán como sistema de fondeo (Figura 25).

Estos cables, acabados en muertos, cajones de succión o anclas planas, una vez situada la plataforma en su posición final, se tensan; forzando el hundimiento parcial de la plataforma de tal manera que se reduce en gran medida la amplitud de las oscilaciones.





Figura 25. Plataforma tipo TLP con un aerogenerador acoplado. Fuente: www.power-technology.com



2.4 SISTEMAS DE AMARRE PARA PLATAFORMAS FLOTANTES

En la actualidad se utilizan principalmente tres tipos de amarres para las plataformas flotantes offshore: de catenarias, de líneas tirantes o tensadas y de tirantes verticales. Sus principales características se describen a continuación:



Figura 26. Esquema de los diferentes tipos de amarres de plataformas flotantes. Randolph & Gourvenec (2011).

2.4.1 Catenarias

Consisten en cadenas metálicas gruesas o cables de acero o material sintético que están sujetas a la plataforma en su extremo superior y ancladas al terreno mediante muertos de anclaje o anclas de arrastre. La forma que toman es la que define su nombre, ya que una catenaria es la curva que toma una cuerda flexible, uniforme e indeformable suspendida por sus extremos.

Por su configuración, la línea toca el fondo marino cierta distancia antes del punto de anclaje. Su funcionamiento consiste en que cuando la plataforma (extremo superior) se aleja del punto de anclaje, la catenaria se tensa, aumentando la fuerza que ejerce sobre la plataforma. Además, esa tensión tiende a levantar parte de la línea que estaba apoyada sobre el terreno, lo que aumenta el efecto de restricción de movimiento.

Por esa razón, las anclas que se utilizan para este tipo de sistemas de fondeo sólo tienen que resistir esfuerzos horizontales, ya que la cadena llega al punto de anclaje apoyada al terreno y por tanto con un ángulo con la horizontal nulo.


2.4.2 Líneas tirantes o tensadas

En aguas profundas y muy profundas no es posible realizar un amarre mediante catenarias, ya que el peso de las cadenas es un factor limitante en estos casos y se requeriría mucho material. Por eso, se desarrollaron amarres con cuerdas sintéticas más ligeras o líneas tensadas (*taut lines*).

La principal diferencia con el tipo de amarre de catenaria es que el contacto con el fondo marino se hace en el mismo punto de anclaje, y el ángulo de contacto no es despreciable, del orden de los 30 o 45 grados con la horizontal (Figura 27).



Figura 27. Comparación de un sistema con líneas tensadas y con catenarias. Randolph & Gourvenec 2011.

Como consecuencia de esta configuración, el tipo de anclas que se utilizan en este tipo de sistemas han de soportar cargas con componentes horizontales y verticales.

2.4.3 Tendones verticales

Este tipo de amarres se utilizan en las plataformas del tipo TLP (*Tension-Leg Platform*).

Constan de conjuntos de cables de acero tensionados y sujetos a los extremos de las patas de la plataforma de manera que fuerzan un hundimiento parcial de la



estructura. Así, restringen de una manera muy efectiva los movimientos verticales de la TLP y una reducción significativa de las oscilaciones horizontales.

Tienen la ventaja de un desarrollo en planta muy reducido, de manera que no se necesita abarcar una gran superficie para la instalación.

2.5 TIPOS DE ANCLAS PARA ESTRUCTURAS FLOTANTES

2.5.1 Anclajes de gravedad o muertos de anclaje.

Los muertos de anclaje son estructuras cuyo elemento principal es una cuerpo pesado que interactúa con el terreno. Su principal característica necesaria para un buen funcionamiento es que resistan fuerzas verticales hacia arriba y cargas horizontales.

Un muerto de anclaje puede ser cualquier objeto pesado colocado en el fondo marino. Pueden ser dispuestos sobre la superficie o estar parcialmente o completamente enterrados. Su función principal es soportar las fuerzas ascendentes y/u horizontales procedentes de un sistema de fondeo con cables o cadenas conectados a una estructura flotante.

Existen diferentes tipos de muertos de anclaje que varían desde simples bloques de hormigón o restos de armadura u otros materiales pesados hasta complejos diseños para aumentar las capacidades de resistir las fuerzas verticales (Figura 29). No obstante, cabe mencionar que, en ocasiones, el incremento de capacidad resistente de los diseños complejos no compensa el aumento de coste y la dificultad de instalación de los muertos más sofisticados.

Es común utilizar un tipo de muerto que consiste en un cajón metálico vacío que se lleva flotando hasta su lugar de instalación y se rellena de un material granular pesado o de armadura in situ. Suelen tener en su base unos nervios que aumentan la capacidad de resistencia horizontal, al producir esfuerzos de cizalla en el terreno.





Figura 28. Esquema de un muerto de anclaje del tipo cajón hueco rellenado in situ con material pesado y fondeado. Randolph & Gourvenec (2011).



Figura 29. Tipos y características principales de muertos de anclaje. NAVFAC (2011).

2.5.2 Anclas enterradas

Este tipo de anclas son instaladas insertando el elemento de anclaje en el terreno para aumentar la capacidad de las anclas de resistir esfuerzos horizontales y verticales.



Existen principalmente cinco tipos de anclas enterradas: pilotes de anclaje (*anchor piles*), de cajón de succión, anclas planas, anclas de arrastre y anclas torpedo o de penetración dinámica.





A continuación se detallan las características de los cuatro tipos principales.

2.5.2.1 Pilotes de anclaje

Los pilotes de anclaje son normalmente de acero hueco. Pueden ser instalados mediante hinca o perforación-hormigonado, al igual que los pilotes utilizados en estructuras fijas.

Existen diferentes disposiciones de la cadena del ancla. Puede amarrarse a la mitad inferior del pilote (utilizado normalmente en pilotes hincados), u hormigonar la cadena en la parte superior de un pilote perforado y hormigonado, de manera que la cadena tire del hormigón al ser tensionada.





Figura 31. Esquema de un pilote de anclaje y la disposición de su cadena. Dean (2010).

Son las anclas de penetración que mayor capacidad resistente proporcionan, y pueden soportar cargas horizontales y verticales. Su resistencia es debida a la fricción de las paredes del fuste del pilote con el terreno.

Existe maquinaria de hinca diseñada para trabajar a profundidades de 1500 m (la hay incluso para 3000 metros). Eso implica que la complejidad del proceso de instalación hace que sea un tipo de anclaje normalmente utilizado como opción alternativa en el caso de no poder obtener buenos resultados con otros sistemas de anclaje. Hoy en día es una solución poco atractiva económicamente a grandes profundidades.

2.5.2.2 Anclas de cajón de succión

Son cilindros huecos de gran diámetro (entre 3 y 8 metros) abiertos por la parte de abajo y cerrados por arriba. Suelen tener una relación longitud/diámetro de entre 3 y 6.

Su instalación se basa primero en una penetración en el terreno por su propio peso, tras lo cual se produce una succión en el interior del cilindro bombeando el agua que ha quedado atrapada dentro, lo que genera una diferencia de presiones que mantiene el cilindro anclado al terreno. Finalmente, se retiran las bombas y se cierra una válvula en la parte superior del cajón de succión para mantener la presión negativa interna.

Generalmente son de acero, aunque hay algunas de hormigón. Sus paredes tienen un espesor suficiente para proporcionar la rigidez necesaria para prevenir la abolladura en el proceso de instalación. La cadena se une mediante un cáncamo unido al cajón, a



una altura apropiada para no comprometer el equilibrio del cajón de succión bajo cargas laterales transmitidas por la cadena.

La ventaja principal de este tipo de anclas es su sencilla instalación, lo que permite la colocación en la localización exacta. Además, cuenta con la ventaja de que hay una amplia experiencia en el uso de este tipo de anclas, lo que supone que el procedimiento de instalación está altamente desarrollado.

Por otro lado, se trata de anclas muy pesadas, por lo que el transporte de las mismas puede requerir la utilización de barcos-grúa. También, es necesario un conocimiento muy preciso del terreno donde se va a instalar el ancla, ya que puede dar problemas en suelos estratificados.

2.5.2.3 Anclas de arrastre

Las anclas de arrastre de gran capacidad han evolucionado de las anclas tradicionales de los barcos. Constan de un asta (*shank*), un cáncamo (*padeye*) a través del cual se aplica la carga del cable de anclaje, y una base (*fluke*), que es la parte enterrada del ancla y la que proporciona el área resistente. El ángulo entre la base y el asta depende del tipo de terreno sobre el que vaya a ser usada el ancla (alrededor de 50 grados para arcillas y 30 para arenas), aunque puede ser ajustado en función de las necesidades específicas.

Adicionalmente, pueden tener otros elementos para mejorar la capacidad de hinca del ancla o para mejorar la mordida y la estabilidad a rotación.

Las anclas de arrastre pueden resistir principalmente esfuerzos horizontales, por lo que son muy adecuadas para fondeos con catenaria. La maniobra de despliegue de un ancla de arrastre tipo se muestra en la Figura 32.





Figura 32. Maniobra de despliegue de un ancla de arrastre. Randolph and Gourvenec (2011).

Para superar algunas de las limitaciones de las anclas de arrastre tradicionales, se desarrollaron las llamadas *Vertically Loaded Anchors (VLAs)*, también llamadas anclas planas de arrastre. Su principal diferencia es que en las VLAs el asta se reemplaza por un elemento más delgado o una brida. Su instalación es similar, aplicando una carga horizontal en el fondo para conseguir que penetre el ancla.



Figura 33. Ancla plana de arrastre o VLA. Fuente: www.vryhof.com



Su principal ventaja es un menor peso y tamaño, pero es difícil asegurar que en la maniobra de instalación se alcance la penetración y orientación buscadas.

2.5.2.4 Anclas planas

Este estudio se centra en este tipo de anclas de penetración. Se trata de un tipo de anclas muy versátil, con un diseño adaptado a cada mecanismo de instalación y tipo de terreno donde vayan a ser usadas.

Las anclas planas se instalan verticalmente en el fondo marino, y posteriormente se realiza una maniobra de giro o reorientación llamada *keying process* donde el ancla adquiere finalmente su posición horizontal de trabajo.

Su instalación se hace mediante maquinaria de hinca que, en el caso de profundidades mayores que las pocas decenas de metros, deberá contar con equipamiento submarino.

Tienen una serie de características especiales frente a otro tipo de anclas:

- Tienen una relación capacidad resistente / peso muy elevada, lo que hace que sean muy manejables y facilita el proceso de transporte e instalación.
- Resisten tanto cargas verticales como horizontales, con muy buenos resultados.
- Se elimina el arrastre del ancla, por lo que no se requiere una gran distancia horizontal para su colocación y se garantiza una colocación precisa del ancla.
- El ancla normalmente no es recuperable.
- Pueden dar problemas de fatiga o disminución de resistencia en el terreno bajo cargas cíclicas.

El tipo de ancla plana en que se basa este estudio se instala utilizando un cajón de succión que tiene el ancla colocada verticalmente en su punta inferior. Son las llamadas *SEPLA (Suction Embedded Plate Anchors)*, y se idearon para combinar la rentabilidad de las anclas planas y la facilidad de instalación de los cajones de succión.



Figura 34. Componentes de un ancla plana y el cajón de succión para su instalación. Randolph & Gourvenec (2011).

El *keying process* se realiza como sigue (Figura 35):

- Una vez embebido el cajón de succión hasta la profundidad adecuada, se retira el mismo dejando el ancla plana colocada verticalmente a cierta profundidad.
- Se precarga la cadena de manera que el ancla quede perpendicular a la cadena, aumentando la capacidad resistente del ancla y dejándola en su posición final de trabajo.



Figura 35. Esquema del keying process. Yang et al. (2012).



3 MÉTODOS DE CÁLCULO

3.1 CÁLCULO ANALÍTICO

La forma de abordar la resolución del problema de arrancamiento de anclas planas de forma analítica se apoya en la demostración de un problema relativamente comparable: el fallo de una zapata. Se utilizan modelos de equilibrio límite y análisis límite formulando ciertas hipótesis simplificadoras de manera que se pueda obtener una solución exacta analítica. A continuación, se relajan algunas de esas hipótesis y la solución exacta se adapta mediante coeficientes empíricos o teóricos tabulados.

El problema básico simplificado mediante ciertas hipótesis (carga distribuida en faja, caso completamente bidimensional; con una sobrecarga q y terreno sin peso: γ =0) da una solución con un mecanismo de fallo como el que se presenta en la Figura 36.



Figura 36. Problema de fallo de una zapata corrida, a largo plazo y con terreno sin peso (solución de Prandtl, 1920). Figura tomada del Grupo de Geotecnia UC (20145).

La solución plástica exacta de este problema viene dada por:

$$p_{vh} = qN_q + c(N_q - 1)\cot\phi = qN_q + cN_c$$

Siendo $N_q = e^{\pi \tan\phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$

Si se quiere adaptar esta solución a una situación con un terreno realista con peso $(\gamma \neq 0)$, no existe una solución analítica exacta. Se ajusta una función a los resultados



que se obtienen por métodos numéricos (teoremas de cota superior e inferior, etc.) o ensayos de laboratorio, tratando de mantener la expresión con una estructura similar a la obtenida anteriormente y utilizando coeficientes adimensionales.

Así, la forma general de la expresión adaptada a un caso de terreno con peso es:

$$p_{vh} = qN_q + cN_c + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma}$$

Siendo Nq y Nc en sus expresiones "exactas":

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

 $N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ (esta expresión se obtiene mediante el teorema de los estados correspondientes)

Y Nγ mediante soluciones "aproximadas" en función del ajuste y el método de resolución:

$$N_{\gamma} \cong 2(N_q - 1) \tan \phi$$
 (Eurocódigo, GC)

O la expresión del CTE (Código Técnico de la Edificación):

$$N_{\gamma} \cong 1.5 (N_{\gamma} - 1) \tan \phi$$
 (Hansen, CTE)

Para adaptar esta solución a un problema real, se utiliza la fórmula general de Brinch Hansen:

$$p_{\nu h} = qN_q s_q d_q i_q t_q r_q + cN_c s_c d_c i_c t_c r_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma t_\gamma r_\gamma$$
(Brinch Hansen, 1970)

Donde los coeficientes s, d, i, t, r, etc. Con sus respectivos subíndices son relativos a correcciones por forma, profundidad, inclinación de la carga y de la superficie de apoyo, etc.



En la fórmula de Brinch Hansen se puede observar claramente que la presión de hundimiento (que posteriormente veremos puede asemejarse a la carga de arrancamiento) viene definida por tres términos: el relacionado con la carga q repartida en el terreno, el que depende del factor de cohesión c, y el dado por el efecto del peso específico del suelo en cuestión.

En el caso de estudiar el mismo caso de cimentación superficial a corto plazo, es evidente que el término que antes dependía de la cohesión *c* pasará a depender de la resistencia al corte sin drenaje *cu*, y los valores de los coeficientes adimensionales de la expresión general quedarían (para φ =0, caso a corto plazo):

$$N_{q} = 1;$$
 $N_{c} = \pi + 2;$ $N_{\gamma} = 0$

Y la expresión general queda reducida a:

$$p_{vh} = c_u \cdot \pi + 2 \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \dots + q$$

De donde se deduce que la presión de hundimiento en suelos cohesivos sin drenaje no depende del tamaño de la cimentación.

Para el problema de las anclas planas se plantea una situación comparable a la de la zapata, pero con ciertas características especiales:

- El término de la fórmula de Brinch-Hansen que hace referencia a la carga repartida en el terreno adyacente a la zapata no es de aplicación en el problema de arrancamiento de anclas.
- El término del peso tiene una incidencia más directa que en el caso de las zapatas. En una zapata a corto plazo, no aparece el término correspondiente al peso del terreno porque el tamaño de la cuña que se hunde y el de la que asciende es el mismo. Este término se formulará en función de γ' (definido como el peso efectivo del terreno una vez sustraído el término del empuje del agua libre (γ_{sum}=γ_{sat}-γ_w), si procede).

Así, se llega a obtener una fórmula del tipo:

$$Q_{\max} = N_{c\gamma} * c_u * B$$



Donde: $N_{c\gamma} = \frac{Q_{\text{max}}}{B \cdot c_u} = N_{c0} + \frac{\gamma H}{c_u} \le N_{cu}$ (Das and Singh 1994; Merifield et al. 2001, 2003)

Siendo:

- Q_{max} la carga máxima de arrancamiento (KN/m lineal)
- c_u la resistencia al corte sin drenaje (KPa)
- B la anchura del ancla (en el caso específico de *strip anchor* (2D), al hacerse por unidad de longitud, pueden expresarse los resultados por metro lineal) (m)
- H la profundidad de penetración (la altura de la columna de terreno por encima de la superficie del ancla) (m).
- N_{c0} un coeficiente adimensional que marca la influencia de la cohesión/resistencia al corte sin drenaje en la carga de arrancamiento y que depende principalmente de la relación entre la profundidad de penetración del ancla en el terreno y la anchura de ésta. Se utiliza en problemas teóricos con terrenos sin peso (γ =0).
- $N_{c\gamma}$ un coeficiente adimensional que marca la influencia de la cohesión y el peso y depende de la relación profundidad/anchura y de la relación entre el peso del terreno y su resistencia al corte sin drenaje.
- N_{cu} el factor adimensional limitante correspondiente a anclas muy profundas donde el fallo que ocurre es local y el peso de la columna de terreno sobre el ancla tiene un efecto irrelevante. Es el valor máximo que puede tomar el factor $N_{c\gamma}$.

Esta expresión depende fundamentalmente del coeficiente adimensional $N_{c\gamma}$, que, dado que no existe una solución analítica exacta del problema, se tabula y define en gran variedad de casos utilizando métodos de equilibrio límite y elementos finitos.

A continuación se muestran algunas gráficas como ejemplo de los coeficientes que se pueden encontrar en artículos especializados para diferentes casos de terreno, forma de ancla, etc.

En la Figura 37 se muestran los resultados de los factores adimensionales para diferentes profundidades de penetración y diferentes formas del ancla (circular, cuadrada (L/B=1), y rectangular de diferentes proporciones).



Puede verse que el eje de ordenadas se refiere indistintamente a N_{c0} y $N_{c\gamma}$. Eso se debe a que, en los casos de la figura, se consideran casos donde el fallo va a ser local (*no breakaway condition*) y, por tanto, como se explicará más adelante (apartado 5), el término $\gamma H / c_{\mu}$ no tiene efecto alguno en la carga final de rotura.



Figura 37. Factores adimensionales N_{c0} y N_{cy} para diferentes relaciones de profundidad y formas de ancla. Wang et al. (2010).

Si se consideran modelos de suelos sin peso en los que se permite que la superficie inferior del ancla se separe del suelo al aplicar la carga (*breakaway condition*), se producen modos de fallo globales para profundidades pequeñas y medias, y para anclas muy profundas se producen fallos locales, donde la capacidad del ancla deja de aumentar con la profundidad. A continuación se muestran algunos resultados de diferentes autores.





Figura 38. Factor adimensional NcO para anclas en faja (*strip anchors*) en suelos cohesivos sin peso según diferentes autores. Wang et al. (2010).

En la Figura 39, se muestran en forma de gráficas los valores del factor N_{c0} en problemas con suelos cohesivos sin peso, donde la línea de color azul representa el caso que atañe a este estudio: el de anclas de longitud infinita (L/B = ∞).



Figura 39. Factor adimensional N_{c0} para anclas rectangulares de distintas formas. Wang et al. (2010).

En este sentido, el Servicio de Ingenieros de la Marina de los EE.UU. establece, en su manual sobre geotecnia offshore NAVFAC (Naval Facilities Engineering Command)



unas recomendaciones para el diseño de anclas en suelos cohesivos, basados en una expresión analítica ajustada:

$$F_{st} = A \cdot c_u \cdot h \cdot \overline{N}_{cs} [0.84 + 0.16(B/L)]$$

Donde:

- F_{st} es la carga máxima de arrancamiento bajo cargas estáticas (KN)
- A es el área del ancla (m²).
- c_u (su en la nomenclatura original) es la resistencia al corte sin drenaje del terreno (KPa).
- h es un factor adimensional de corrección por perturbaciones en el terreno en la maniobra de penetración y colocación del ancla (h<1).
- \overline{N}_{cs} es un factor adimensional obtenido mediante ensayos y modelos numéricos. NAVFAC facilita en un gráfico (Figura 40) los valores que recomiendan.
- B/L es la anchura del ancla dividido por la longitud de la misma. Para anclas en faja, B/L=0.



Figura 40. Valores del factor adimensional Ncs para problemas estrictamente sin drenaje. NAVFAC (2011).



Los valores dados por NAVFAC en la Figura 40 han sido obtenidos utilizando terrenos con muy poca resistencia al corte sin drenaje (la línea de mayor s_u corresponde a s_u >4psi (c_u >27.6KPa)), y puede verse que independientemente del valor de la resistencia del terreno, el coeficiente tiende a un valor constante, cercano a 15.

El manual de NAVFAC proporciona estos coeficientes adimensionales para trabajar con el ajuste que ellos proponen, que es una expresión equivalente a la que utilizamos del tipo $Q_{\text{max}} = A \cdot c_u \cdot N_{c\gamma}$, por lo que el coeficiente N_{cγ} funciona de manera equivalente a N_{cs}.

3.2 ANÁLISIS LÍMITE (LA) Y EQUILIBRIO LÍMITE (LE).

Dado que para problemas del tipo que aparece en este estudio no existen soluciones analíticas exactas, podemos optar por utilizar técnicas de análisis límite. Las utilizadas en este estudio corresponden a un modelo de deformación plana, y en ellos la solución es obtenida por la aplicación del teorema de la cota superior (método cinemático), que se enuncia como sigue¹:

Sea un campo de desplazamientos **s*** que, aunque no sea la solución exacta

- a) Cumpla las condiciones de contorno en desplazamientos,
- b) Haga positivo el trabajo de las fuerzas exteriores, y
- c) Cumpla en todos los puntos las condiciones de compatibilidad plástica²

Entonces la carga exterior P^* , asociada a dicho campo de desplazamientos a través de la aplicación del principio de los trabajos virtuales, constituye una **cota superior** de la carga real de rotura.

En los métodos cinemáticos se suelen utilizar campos de desplazamientos compuestos por zonas rígidas que se mueven unas respecto a otras a lo largo de líneas de discontinuidad de desplazamientos. Las condiciones de compatibilidad plástica conducen en este caso a lo siguiente:

$${}^{2}\frac{\dot{\varepsilon}_{1}^{p}}{\dot{\varepsilon}_{3}^{p}} = -\frac{1-sen\phi}{1+sen\phi}; \text{ o bien } \frac{\dot{\varepsilon}_{1}^{p}+\dot{\varepsilon}_{2}^{p}+\dot{\varepsilon}_{3}^{p}}{\dot{\varepsilon}_{1}^{p}-\dot{\varepsilon}_{3}^{p}} = \frac{\dot{\varepsilon}_{vol}^{p}}{\dot{\gamma}_{max}^{p}} = -sen\phi$$

¹ Sagaseta, César: Notas sobre análisis del equilibrio límite (2005).



- Para un material de Tresca (ϕ =0), el desplazamiento relativo entre zonas rígidas debe ser paralelo a la línea de separación entre ellas (\mathcal{E}_{vol}^{p} =0).
- Para un material de Mohr-Coulomb, el desplazamiento relativo debe formar un ángulo φ con la línea de separación.



Figura 41. Método cinemático. Líneas de discontinuidad de desplazamientos. Sagaseta (2005)

En ambos casos, el trabajo plástico disipado a lo largo de una línea de discontinuidad entre dos puntos A y B, que se necesita para la aplicación del principio de trabajos virtuales, resulta:

$$W_{AB}^{p} = \int_{A}^{B} c \cdot u_{t} \cdot ds$$

siendo u_t el desplazamiento tangencial relativo, c la cohesión y s la longitud de arco a lo largo de la línea de discontinuidad.

No obstante, la mayoría de casos de aplicación dejan de lado alguna de las condiciones necesarias para su validez rigurosa, por lo que no pueden considerarse ni una solución exacta, ni una cota superior, ni inferior.



Por ello, normalmente se utilizan técnicas de equilibrio límite. Estas técnicas se basan en los mismos principios y procedimientos que el análisis límite pero relajan una o varias de las condiciones de la teoría plástica para simplificar la solución de los problemas. Por ejemplo, el método de las rebanadas o fajas (*method of slices*) que se usa en problemas de estabilidad de taludes es un método de equilibrio límite. El equilibrio de cada bloque no se logra por completo; en su lugar se hace una hipótesis relacionada con las fuerzas de interacción entre rebanadas. Esto puede dar como resultado una solución que no satisfaga completamente las condiciones de equilibrio, o la condición de plastificación de alguna rebanada, pero normalmente arroja resultados razonables.

3.2.1 Discontinuity Layout Optimization (DLO)

El DLO (una posible traducción al castellano sería *optimización de la disposición de discontinuidades* –al ser un término reciente aún no hay una traducción al castellano muy establecida–) es un procedimiento de análisis matemático para mecánica de medios continuos que fue desarrollado en la Universidad de Sheffield y publicado por primera vez por Smith & Gilbert en 2007.

Este procedimiento se utiliza para determinar la disposición crítica de las discontinuidades y una cota superior de su carga última de rotura para problemas de deformación plana. A las discontinuidades potenciales, que unen nodos situados en el modelo en consideración, se les permite cortarse, dando como resultado una casuística de análisis mucho mayor que en los procedimientos donde las discontinuidades sólo se localizan en los bordes de los elementos finitos de una malla fija.

Para lograr un rango amplio de posibles mecanismos de rotura que han de ser identificados, se debe considerar un gran número de posibles discontinuidades. Para ello, se distribuyen los nodos y se generan líneas de discontinuidad potencial conectando todos los nodos entre ellos. En términos numéricos, si hay *n* nodos, habrá aproximadamente n(n-1)/2 líneas de deslizamiento posibles y alrededor de $2^{n(n-1)/2}$ mecanismos posibles de rotura. Así, para un modelo relativamente sencillo de 500 nodos, habrá alrededor de 125.000 líneas de rotura posibles y del orden de 10^{38000} mecanismos de rotura potenciales (considerando todas las posibles combinaciones; aunque no todos los mecanismos son cinemáticamente posibles o compatibles).



La principal característica de este procedimiento es que, al contrario que otros métodos tradicionales, no tiene limitaciones en la cantidad de zonas rígidas que puede modelar y analizar para encontrar la combinación crítica de discontinuidades. Utilizando técnicas matemáticas rigurosas de optimización el DLO identifica la disposición crítica de las discontinuidades que suponen el fallo del problema geotécnico que está siendo estudiado. Asociado a este fallo, se obtiene un factor de carga última, que será una cota superior de la "carga exacta" que se obtendría con la teoría plástica tradicional. Hasta la fecha, el único código numérico que implementa este procedimiento es el LimitState Geo. En él, este factor viene dado como *Adequacy Factor*, y se corresponde con la relación entre la carga última de rotura y la carga aplicada en el modelo, una especie de "factor de seguridad".

De un modo simplificado, se podría entender el procedimiento DLO como un algoritmo que genera gran cantidad de superficies o líneas de rotura. A partir de esas líneas, tantea combinaciones de superficies que sean cinemáticamente compatibles y, a partir de cada una de ellas, resuelve para obtener la carga de rotura. Finalmente, para seleccionar el modo de fallo que es crítico en el problema, escoge la carga de rotura más baja (al implementar un método de cota superior, la solución más baja es la más cercana a la exacta).

Además del procedimiento DLO, el programa utiliza una solución adaptativa descrita por Gilbert y Tyas (2003) para reducir la utilización de memoria y recursos computacionales. Este procedimiento consiste en:

- 1. Preparar un "estado base inicial" en el que los nodos sólo se conectan con líneas de deslizamiento a sus nodos vecinos, vertical, horizontal y diagonalmente.
- 2. Resolver el problema resultante del "estado base inicial". Esta resolución será una cota superior válida del problema, pero de poca precisión.
- 3. A partir de la solución obtenida, el programa rastrea todas las líneas de deslizamiento posibles que conectan cada nodo con los demás, y determina si en alguna de ellas se sobrepasa el criterio de plastificación.
- 4. Si en alguna línea se sobrepasa este criterio, esa línea se añade al problema base y se vuelve a resolver. Repetir desde el punto 3.



5. Si ninguna línea sobrepasa el criterio de plastificación, se ha llegado a la solución correcta donde todas las discontinuidades donde se ha producido el fallo forman parte del modo de rotura.

3.3 MÉTODOS TENSO-DEFORMACIONALES (ELEMENTOS FINITOS).

Actualmente existen numerosos programas generales de elementos finitos, y desde hace ya varios años están disponibles para ordenadores personales, que no requieren demasiada capacidad de procesamiento.

El método numérico de resolución de problemas por EF tiene una premisa fundamental, y es que los valores de las tensiones y los desplazamientos no quedan indefinidos entre los puntos discretizados, sino que varían a lo largo de todo un elemento de una forma predeterminada, utilizando funciones especificadas.

Estos programas y, en general, los análisis mediante elementos finitos (EF) modelizan el terreno discretizándolo en elementos de forma variable que constituyen una malla y están interconectados mediante puntos llamados nodos. A estos elementos les asigna unas propiedades, unas condiciones de contorno y condiciones iniciales. Posteriormente, aplicando un determinado modelo de comportamiento se determina la matriz de rigidez asociada al problema definido, a partir de la cual se calculan los movimientos en cada nodo y con ellos las tensiones. Las matrices de rigidez elementales se combinan a menudo en una gran matriz de rigidez global. Un ejemplo de programa geotécnico basado en EF es el PLAXIS.

En la Figura 42 se muestra un ejemplo de una malla generada con un programa comercial de elementos finitos (Plaxis), en este caso para el estudio de las tensiones en el terreno al situar sobre él una zapata cargada.





Figura 42. Ejemplo de malla de elementos finitos en el modelo de terreno con una zapata.

4 MODELIZACIÓN DE LAS ANCLAS PLANAS

4.1 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

Las anclas planas constan básicamente, como ya se ha mencionado anteriormente, de una plancha de metal (normalmente acero), colocada horizontalmente mediante un sistema de penetración que la embebe en el fondo marino y después la gira (*keying process*, ver apartado 2.5.2.4). Estas anclas sujetan cables o cadenas que en su extremo superior están fijadas a una estructura flotante que puede ser de numerosos tipos y utilidades, las cuales no entraremos a considerar en la definición de este problema.

El problema que se ha estudiado es el de obtener las cargas de arrancamiento de anclas planas horizontales en un suelo cohesivo (arcillas) a corto plazo para diferentes relaciones de profundidad (este tipo de problemas se define para cierto H/B, siendo H la profundidad y B el anchura del ancla, ambas en las mismas unidades de longitud).

Se establece un problema en deformación plana, planteado como un escenario en 2 dimensiones, de manera que el ancla se modela como en faja (*strip anchor*).

Las características geomecánicas del terreno que se considerarán son las siguientes:

• Peso específico saturado γ_{sat} = 19 KN/m³. Además, se ha estudiado el caso de un terreno cohesivo teórico sin peso específico, γ =0.



• Resistencia al corte sin drenaje c_u variable. Para el caso de terreno con peso, se estudiarán tres situaciones diferentes, con tres resistencias al corte sin drenaje: 30 KPa, 50 KPa y 70 KPa.

En aplicaciones offshore, es común utilizar el peso sumergido del terreno, aunque el análisis se haga a corto plazo. Esto se explica por el fenómeno de entrada de agua a través de filtraciones o grietas del terreno, de manera que las presiones en el hueco bajo el ancla se igualan a la hidrostática sobre el fondo marino.

No obstante, los resultados mostrados en este estudio indican que un modelo sin peso puede ser utilizado para obtener los factores de capacidad en terrenos con cualquier peso específico (ver 5.3).

4.2 MODELO NUMÉRICO

Para estudiar el comportamiento frente a arranque de un ancla plana se ha definido un modelo bidimensional, en deformación plana, correspondiente a un corte de un ancla plana corrida (*strip anchor plate*). Se ha definido la mitad del problema, aprovechando la simetría respecto al plano vertical que pasa por el centro del ancla, para llevar a cabo un análisis numérico más eficiente (Figura 43).

El modelo consta de un cuerpo rectangular que representa el terreno, con las siguientes características:

- Se ha definido el ancla como un hueco en el cuerpo del terreno de espesor una división nodal (para distribución de malla media) y anchura b=1 metro (por simetría B = 2*b = 2 metros). El hecho de generar un hueco en la malla para poder introducir la carga implica que el proceso de rotura permite la separación entre el ancla y el terreno inmediatamente debajo de ella (*breakaway condition*), por lo que no se desarrolla completamente la succión.
- 2. Condiciones de contorno (Figura 43):
 - a. El borde superior no tiene restricciones de movimiento.
 - b. El borde izquierdo y el inferior tienen restringidos los movimientos en 'X' e 'Y'.
 - c. El borde superior del ancla se ha definido sin restricciones de movimiento, asumiendo un ancla lisa (el ancla y el terreno adyacente no se mueven solidariamente). Esta hipótesis es razonable ya que las anclas suelen estar fabricadas de acero liso, de manera que su



rozamiento con el suelo no es muy importante. Además, estudios anteriores para *strip anchors* determinaron que el efecto de la rugosidad del ancla es despreciable (Rowe y Davis 1982; Merifield et al. 2001). La variación de los resultados entre modelos con el ancla totalmente rugosa y totalmente lisa no supera el 0.6% (Wang et al. 2010).

- d. Los bordes inferior e izquierdo del ancla tampoco tienen restricciones de movimiento.
- 3. La carga distribuida se ha definido normal al borde superior del ancla.
- 4. La altura de terreno sobre el hueco del ancla será una de las variables cuya influencia se estudiará a lo largo de este estudio. En la imagen, se presenta el modelo para una relación de profundidad H/B = 2.



Figura 43. Esquema del modelo diseñado y sus condiciones de contorno.



4.2.1 Influencia de la malla

El programa define 4 tipos predeterminados de mallas: gruesa ($\approx 250 \text{ nodos}$), media ($\approx 500 \text{ nodos}$), fina ($\approx 1000 \text{ nodos}$) y muy fina ($\approx 2000 \text{ nodos}$). Además, permite la posibilidad de modificar manualmente el número aproximado de nodos en los que se quiere dividir el modelo.

Antes de realizar ningún cálculo de la situación que se quiere analizar, se ha llevado a cabo un análisis de la sensibilidad del modelo respecto a la calidad de la malla utilizada (densidad nodal). Para ello, se han utilizado 6 niveles de densidad nodal, variando desde 50 hasta 2991 nodos. Los resultados comparativos entre los casos, incluyendo los tiempos de cálculo en segundos, se resumen en la Tabla 3:

Malla	#nodos	Q (KN/m)	CPU (s)*	% Error**
Muy gruesa ***	50	378.84	2	0.863
Gruesa	244	376.32	6	0.192
Media	443	376.2	15	0.160
Fina	987	375.96	28	0.096
Muy fina	1981	375.72	89	0.032
Muy fina ***	2991	375.6	247	0

Tabla 3. Comparación de resultados de carga de arrancamiento Q para diferentes densidades nodales.

*Tiempos de computación para un CPU Pentium(R) D de 3.40GHz y 1.00GB de RAM, funcionando con Windows XP.

**Error relativo a la solución de carga de arrancamiento Q obtenida con la malla de 2991 nodos.

*** Tipos de malla definidos con 50 y 2991 nodos, no predefinidos en el programa.

Como puede verse, los resultados muestran que las diferencias entre la malla más grosera y la más refinada de las que se han definido no alcanza el 1%. También puede verse que, aunque los tiempos de cálculo son cortos, hay una importante diferencia proporcional dados los resultados similares que arrojan los modelos.

Estudiado el efecto del tamaño de la malla, y teniendo en cuenta la cantidad de modelos y situaciones que van a ser estudiadas, se ha optado por realizar los análisis con la malla fina (alrededor de 1000 nodos).



4.3 VALIDACIÓN DEL MODELO

Con el fin de comprobar la validez y coherencia de los datos obtenidos con el modelo que se ha definido en el programa, éste se ha adaptado al caso de aplicación presentado en el artículo de Smith and Gilbert ya mencionado varias veces en este estudio.

Su enunciado es el siguiente:

"Consider the problem of a horizontal anchor embedded in homogeneous weightless clay [...]. For each analysis, a line of symmetry was defined along one vertical edge, and a rectangular void of height one nodal division was positioned directly beneath the location of the loaded rigid anchor plate. Free boundaries were prescribed along the base and one edge of the void. [...]The breakout factor was computed for an anchor embedment ratio of 8 for a range of nodal densities."

Traducido:

Se plantea el problema de un ancla horizontal embebida en una arcilla sin peso [...]. Para cada análisis, se ha definido una línea de simetría a lo largo de un borde vertical, y se ha colocado un hueco rectangular de una división nodal de altura justo debajo de la posición del ancla plana cargada. Se han definido contornos libres en la base y el lateral del hueco [...]. Se obtiene entonces el factor de arrancamiento para una relación de profundidad de 8 para diferentes densidades nodales.

A continuación se presenta un resumen de la tabla que muestra sus resultados:

Divisiones (x*y)	no. de nodos	N _{c0}	Error % ^a		
16 * 36	576	7.3589	1.54		
37 * 72	2664	7.2901	0.59		
64 * 144	9216	7.259	0.16		
128 * 288	36864	7.2473	0		

Tabla 4. Resultados para el problema del ancla plana (Smith & Gilbert 2007)



^aError relativo a la solución obtenida con una densidad nodal de 128 * 288 nodos.

Cabe destacar la gran profundidad del ancla que Smith & Gilbert estudiaron. Para validar el modelo definido en este estudio, se ha adaptado el modelo generado para que la relación entre la anchura del ancla y la profundidad sea la misma, 8. Recordemos que el ancla se había definido como B = 2 metros; luego la profundidad que definiremos en nuestro modelo H = 8 * 2 = 16 metros.



Figura 44. Mecanismo de fallo: levantamiento del ancla en terreno arcilloso (divisiones nodales 128x288; contornos: F, libre; R, rígido; S, plano de simetría; L, libre con cargas). Smith & Gilbert, 2007.

Una vez adaptado el modelo, se han definido varias densidades nodales, sobre cada una de las cuales se ha ejecutado el modelo. Los resultados comparativos con el caso publicado por Smith & Gilbert se resumen en la Tabla 5.

También es importante destacar que el modelo que utilizaron Smith & Gilbert permite definir el número de divisiones nodales en el bloque de terreno modelado en los diferentes ejes x e y, mientras que el programa comercial utilizado en este caso



(LimitState Geo) únicamente permite definir un número de nodos objetivo, y el propio programa realiza las divisiones tomando el número de nodos más cercano al definido que pueda modelar. Por esa razón la comparativa se ha hecho con el valor de densidad nodal más cercano que el programa ha podido implementar, lo que podría explicar parte de las diferencias entre los resultados obtenidos y los de Smith & Gilbert (2007).

Tabla 5. Comparativa	de los	resultados	obtenidos	con e	modelo	adaptado	al case	o publicado	por	Smith	&
Gilbert.											

	Smith & Gilbert	Smith & Gilbert Modelo	
# nodos	Nc0	Nc0	Diferencia*
≈600	7.359	7.387	0.38%
≈2500	7.290	7.293	0.04%

*Diferencia relativa al factor Nc0 de Smith & Gilbert para cada uno de las densidades nodales estudiadas.



Figura 45. Mecanismo de fallo obtenido en el modelo preparado para validación (6000 nodos).



Se ha tratado de ejecutar el modelo para las mayores densidades nodales propuestas por Smith & Gilbert, pero el programa comercial no logra dar con un resultado, ya que sobrepasa el tiempo de cálculo sin llegar a un valor que converja con el criterio de tolerancia establecido en el programa.

Se muestra en la Figura 45 el mecanismo de fallo obtenido en el caso preparado para la comparación con el caso de Smith & Gilbert, para 6000 nodos. Para ilustrar la semejanza de los resultados, se ha tomado la imagen simétrica para mostrar el mecanismo de fallo total.

Esta comparación de resultados muestra la adecuada precisión de los cálculos realizados (error inferior al 1%) y permite validar el modelo numérico que se emplea en el estudio desarrollado en este TFG.



5 **Resultados**

5.1 INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD

Las anclas planas se instalan introduciéndolas en el terreno a cierta profundidad, ya que, en principio, cuanto más terreno (peso) haya por encima del ancla mayor será la fuerza que habrá que ejercer sobre esta para arrancarla.

No obstante, se ha demostrado que, a partir de cierta profundidad, la capacidad de un ancla deja de crecer y se estabiliza (Merifield et al. 2003; Song et al. 2006). Este fenómeno es debido a que, a partir de cierta profundidad, el modo de fallo que se produce en el sistema de anclaje deja de ser un fallo global del terreno, sino que se produce una plastificación en la zona alrededor del ancla y se da un fallo local, donde el terreno de la parte superior del ancla se desplaza al moverse ésta y rellena el hueco que ha dejado la misma.

Cuando ocurre ese fallo local (*no breakaway*), la capacidad del ancla deja de depender de la profundidad de colocación y del peso del terreno.

En la Figura 46 se muestran los resultados del modelo de análisis límite para un ancla plana en faja (L/B= ∞) embebida en un terreno cohesivo con c_u= 30 KPa.



Figura 46. Coeficiente de capacidad Ncγ para un ancla plana de longitud infinita en terreno cohesivo con c_u= 30KPa. Los puntos marcados con un rombo corresponden a modos de fallo locales de situaciones muy profundas.



Puede verse claramente que a partir de profundidades mayores que 6 veces la anchura del ancla (H/B>6), se alcanza un factor de capacidad límite, cercano a 12.

5.1.1 Mecanismo de fallo

En la Figura 47 se muestran los diferentes mecanismos de fallo que pueden darse en distintas profundidades (se ha mantenido constante el tamaño del ancla en las imágenes mostradas dentro de cada figura, pero no entre figuras, ya que no resulta visualmente apropiado mostrar imágenes a escala para las situaciones de grandes profundidades).



Figura 47. Distintos mecanismos de fallo obtenidos para varias relaciones de profundidad, con c_u= 30 KPa.

Puede verse (Figura 47) que para H/B=4 el fallo continúa siendo global: el ancla arrastra el terreno hacia la superficie. Por el contrario, en situaciones muy profundas (H/B>6 para c_u =30 KPa), el fallo pasa a ser local, y el terreno que hay encima del ancla rota y pasa al hueco que deja el ancla al desplazarse, de manera que la influencia del peso del terreno por encima del ancla pasa a ser nula.



5.2 INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA AL CORTE SIN DRENAJE (C_U)

Para probar la influencia de la capacidad resistente del terreno (representada por cu, en KPa), se han realizado modelos con tres valores de la resistencia al corte sin drenaje: 30 KPa, 50 KPa y 70 KPa.

Los resultados obtenidos del factor de capacidad del ancla se muestran en la Figura 48.





De nuevo, puede verse que, en todos los casos, a partir de cierta profundidad la capacidad del ancla no aumenta (se produce un fallo local).

Puede observarse también que, como es lógico, la profundidad a la que se alcanza el factor límite depende de la resistencia del terreno. Así, para el terreno menos resistente (c_u = 30 KPa), a partir de relaciones de profundidad H/B>6 prácticamente se ha alcanzado el valor límite de 12.



En el caso del terreno con mayor resistencia al corte sin drenaje (cu=70 KPa), por su parte, el factor límite se alcanza para una relación H/B de 9.

5.2.1 Mecanismo de fallo

El mecanismo de fallo puede ser, como ya se ha comentado, global o local. En el fallo global, el ancla arrastra terreno hacia la superficie y por tanto la capacidad del ancla depende, entre otros factores, del peso del terreno sobre ella. Por otro lado, el fallo local produce una plastificación en el terreno alrededor del ancla, lo que hace que la capacidad resistente del sistema no dependa del peso del terreno sobre el ancla.

En las figuras siguientes (Figura 49, Figura 50, Figura 51, Figura 52 y Figura 53) se comparan los mecanismos de fallo de los terrenos estudiados para diferentes relaciones de profundidad (por claridad, se muestran únicamente aquellas profundidades donde se puede apreciar un cambio en el modo de fallo).



Figura 49. Mecanismos de fallo para H/B = 0.5 en los tres terrenos con peso estudiados.



Figura 50. Mecanismos de fallo para H/B = 2 en los tres terrenos con peso estudiados.



H/B 4

Figura 51. Mecanismos de fallo para H/B = 4 en los tres terrenos con peso estudiados.



H/B 6

Figura 52. Mecanismos de fallo para H/B = 6 en los tres terrenos con peso estudiados.





Figura 53. Mecanismos de fallo para H/B = 9 en dos de terrenos con peso estudiados. El terreno menos resistente no genera un modelo estable a tanta profundidad.

5.3 INFLUENCIA DEL PESO

Se ha preparado un modelo similar a los probados anteriormente, con la diferencia de que, para estudiar la influencia del peso en la carga última de arrancamiento, al terreno se le ha dado un valor de peso específico $\gamma=0$ KN/m³.

En la Figura 54 se muestran los resultados obtenidos. Puede comprobarse que los valores de N_{c0} obtenidos de nuestras simulaciones son muy similares a los publicados por Wang et al. (2010) (Figura 55, línea azul, L/B = ∞).

No obstante, nuestro modelo no logra simular un modo de fallo local para los terrenos sin peso: el factor de capacidad N_{c0} crece indefinidamente. Esto se debe probablemente a un problema numérico, y aparece mencionado en artículos



relacionados con el estudio de este tipo de problemas (Wang et al. 2010 "The transition from shallow to deep embedment is explored [...] (Figura 55 en este documento). The transition embedment ratios are H/D=4 and H/B = 6 for circular and square anchors, respectively. In contrast, there is no deep embedment evident -as indicated by a limiting capacity factor, which should reach 11.42- for the strip anchor even at an embedment ratio of H/B=10").



Figura 54. Factores Nc0 para diferentes relaciones de profundidad. Terreno cohesivo sin peso.



Figura 55. Factores Nc0 para anclas rectangulares de diferentes relaciones L/B en función de la profundidad obtenidos mediante análisis de *Large Deformation Finite Elements (LDFE)*. Wang et al. (2010).


Los resultados obtenidos para el caso sin peso pueden justificarse con la resolución de un problema simple resuelto de manera analítica.

Para las situaciones de poca profundidad (H/B 0.5 y 1), el modo de fallo (ver apartado 5.1.1) mostrado implica que la columna de terreno por encima del ancla se levanta y sale por la superficie verticalmente.



Figura 56. Mecanismo de fallo para profundidades pequeñas.

Simplificando a una situación con líneas de rotura verticales, puede definirse analíticamente la superficie de fallo. Así, la carga de rotura Q será la tensión en la línea de rotura más el peso del terreno que se levanta:

• $Q = 2Hc_u + BH\gamma$

Si se define también la carga de rotura en la forma:

• $Q = N_{c\gamma}c_{\mu}B = N_{c0}c_{\mu}B + BH\gamma$ (ver apartado 3.1)

De manera que, para esta situación específica, tenemos:

• $N_{c0}c_uB = 2Hc_u \Rightarrow N_{c0} = 2\frac{H}{B}$ para los modos de fallo donde las líneas de rotura se aproximan a la vertical.



Si representamos la línea $N_{c0} = 2\frac{H}{B}$ y los resultados obtenidos con el modelo del terreno sin peso, se obtiene un ajuste muy bueno para los primeros resultados, incluyendo el caso de H/B = 2, donde el mecanismo de fallo es cuasi-vertical (ver apartado 5.1.1).



Figura 57. Factores Nc0 obtenidos y ajuste para los modos de fallo de poca profundidad.

Ya se ha hablado anteriormente que la expresión que relaciona la carga última de arrancamiento con las variables del terreno y las características del ancla es del tipo:

 $q = \frac{Q}{B} = c_u \cdot N_{c\gamma}$ En terrenos con peso, y equivalente si sustituimos N_{cγ} por N_{c0} en terrenos sin peso.

La expresión que relaciona ambos coeficientes y por tanto describe la aportación relativa de cada parámetro (resistencia al corte sin drenaje y peso, respectivamente) en la capacidad resistente del ancla es de la forma (Das et al. 1994; Merifield et al. 2001, 2003):



$$N_{c\gamma} = N_{c0} + \frac{\gamma \cdot H}{c_u} \le N_{cu}$$

Con esa definición y los datos obtenidos con el modelo, se ha hallado el factor $N_{c\gamma}$ teórico. Los resultados se presentan en la Figura 58. Como puede observarse, es necesario tener en cuenta el factor límite N_{cu} para valores de relaciones de profundidad grandes, dado que, como ya se ha comentado, el modelo no consigue obtener fallos locales (profundos) para terrenos cohesivos sin peso.



Figura 58. Factor de capacidad del ancla a partir de su definición teórica y de los datos obtenidos de NcO.



Figura 59. Factores $N_{c\gamma}$ obtenidos mediante simulación con el modelo y obtenidos a partir de N_{c0} y la expresión que los relaciona.

En la Figura 59 se muestran los datos obtenidos del factor $N_{c\gamma}$ en los diferentes modelos para las relaciones de profundidad y, superpuestos, los valores que se obtienen de $N_{c\gamma}$ aplicando la relación antes mencionada a partir de los resultados de N_{c0} .

Como puede verse, los resultados obtenidos se ajustan perfectamente a la relación teórica entre ambos coeficientes hasta valores muy cercanos al factor límite, N_{cu} =12 (el valor de este N_{cu} se justifica en el apartado 5.1).

El ajuste con el factor relativo al peso ya mencionado anteriormente se ha utilizado para otros valores del peso específico del terreno, y siempre se han obtenido valores que se ajustan fielmente a los resultados numéricos.



6 **CONCLUSIONES**

En este Trabajo de Fin de grado se ha realizado un estudio general de los elementos importantes en el campo de la ingeniería offshore –ambiente y geología marina, plataformas offshore, tipos de amarre, tipos de anclaje... – y su problemática general; y de manera más específica de uno de los métodos de cimentación utilizados: las anclas planas.

En concreto, se ha analizado el comportamiento de anclas planas horizontales en arcillas de diferentes resistencias y pesos en función de la profundidad de enterramiento.

Tal y como se esperaba, los resultados obtenidos muestran que la capacidad resistente (representada por el factor adimensional N_{cy}) del ancla aumenta con la profundidad. No obstante, la capacidad del ancla alcanza un valor estable cuando el mecanismo de fallo se vuelve local y la posición de la superficie del terreno deja de influir en el resultado, con plastificaciones en el terreno alrededor del ancla. El valor límite en los casos estudiados tiende a 12, lo que resulta coherente con los resultados de otros autores.

Se ha podido ver que, para terrenos menos resistentes (c_u =30 KPa), el fallo localizado se da para profundidades menores y, por tanto, el valor del factor adimensional se estabiliza antes (para profundidades cercanas a 6 veces la anchura del ancla), mientras que en terrenos más resistentes (c_u = 50 KPa, c_u = 70 KPa), hay rotura global hasta profundidades menores que 9 veces la anchura del ancla, a partir de las cuales el fallo pasa a ser local.

Además, se ha definido un caso con un terreno teórico sin peso (γ =0). A partir de los resultados de ese modelo, se ha comprobado la validez del factor de corrección $\gamma H / c_u$ utilizado para tener en cuenta la influencia del peso, comparándolo con los factores obtenidos en modelos de terrenos con peso. Los resultados han demostrado que ese factor adapta perfectamente los resultados genéricos de un modelo de terreno sin peso a cualquier otra situación con peso específico distinto de cero.



7 **BIBLIOGRAFÍA**

- Cañizal F. *Análisis tensodeformacional de la construcción de un túnel. Influencia de la cercanía de un talud de ladera*. Trabajo de Fin de Máster, Universidad de Cantabria, 2012.
- Carrera García R. *Pullout Resistance of Circular Plate Anchors in Sandy Seabed.* Proyecto de Fin de Carrera, Universidad de Cantabria 2014.
- Corbetta G., Mbistrova A. (EWEA) [European Wind Energy Association]. The European offshore wind industry- key trends and statistics 2014. 2015. Fuente: http://www.ewea.org/fileadmin/files/library/publications/statistics/EWEA-European-Offshore-Statistics-2014.pdf
- Corbetta, G., Pineda, I., Wilkes, J. (EWEA) [European Wind Energy Association]. *Wind in Power: 2014 European Statistics*. 2015. Fuente: <u>http://www.ewea.org/fileadmin/files/library/publications/statistics/EWEA-Annual-Statistics-2014.pdf</u>
- Das, B. M., and Singh, G. *Uplift capacity of plate anchor in clay.* Proc. 4th Int. Offshore and Polar Engineering Conf., ISOPE, Golden, Colo., 436–442. 1994.
- Dickin E.A. and Laman M. *Uplift Response of Strip Anchors in Cohesionless Soil.* Elsevier, Advances in Engineering Software 38, 618-625. 2007.
- Divins D.L. *Total Sediment Thickness of the World's Oceans & Marginal Seas*. NOAA National Geophysical Data Center, Boulder, CO, 2003.
- Gilbert M. and Tyas A. *Layout optimization of large-scale pin-jointed frames.* Engineering Computations 20(8), 1044-1064. 2003.
- GWEC [Global Wind Energy Council]. *Global Statistics [graph]: Top ten cumulative installed capacity in 2014.* 2015. Fuente: http://www.gwec.net/global-figures/graphs/
- Leshchinsky B. and Ambauen S. *Limit Equilibrium and Limit Analysis: Comparison of Benchmark Slope Stability Problems.* J. Geotech. Geoenviron. Eng. 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001347, 2015.
- LimitState:GEO Manual. Versión 3.2.b. LimitState Ltd. 2014.
- Merifield R. S., Sloan S. W. and Yu H. S. *Stability of plate anchors in undrained clay.* Geotechnique, 51(2), 141–153. 2001.
- Merifield R. S., Lyamin A. V., Sloan S. W., and Yu H.S. *Three-dimensional lower bound solutions for stability of plate anchors in clay*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 129(3), 243–253. 2003.
- Randolf M. and Gourvenec S. *Offshore Geotechnical Engineering*. Nueva York 2011.



• Red Eléctrica de España, *Series Estadísticas: Balances de Energía Eléctrica [fichero Excel].* Fuente:

http://www.ree.es/es/publicaciones/sistema-electrico-espanol/indicadoresnacionales/series-estadisticas

- Rocker K. Jr., Thompson D., Jung B.; Briaud J.; Lin S. *Handbook for Marine Geotechnical Engineering.* Naval Facilities Engineering Service (NAVFAC), EE.UU 2011.
- Rowe R.K. and Davis E.H. *The Behavior of Anchor Plates in Clay.* Géotechnique 32(1) 9-23. 1982.
- Sagaseta C. *Notas sobre análisis del equilibrio límite*. Universidad de Cantabria, 2005.
- Smith & Gilbert. *Application of discontinuity layout optimization to plane plasticity problems.* Proceedings of the Royal Society, 2007.
- Smith C. and Gilbert M. *Application of discontinuity layout optimization to plane plasticity problems.* Proceedings of the Royal Society, 2007.
- Song Z., Hu Y., Wang D. and O'Loughlin C. D. *Pullout capacity and rotational behaviour of square anchors.* Proc. 6th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics, Balkema, Rotterdam, 1325–1331. 2006.
- Vanek F, Albright L.D, Angenent L.T. *Energy Systems Engineering: Evaluation and Implementation. Chapter 13-2-2. Comparison of Onshore and Offshore Wind.* Second Edition. McGraw Hill. 2008.
- Wang D., Hu Y., Randolph M.F. *Three-Dimensional Large Deformation Finite-Element Analysis of Plate Anchors in Uniform Clay.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000210. 2010.
- Yang M., Aubeny C.P., Murff J.D. *Behavior of Suction Embedded Plate Anchors during Keying Process.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 138(2), 174-183. 2012.

Sitios web (a fecha de junio de 2015):

- Asymmetric Floating Tower: <u>www.nauticawindpower.com</u>
- Damping Pool Platform: <u>www.ideol-offshore.com</u>
- DeepWind: <u>www.deepwind.eu</u>
- Hywind OC3: <u>www.statoil.com</u>
- Tipos de plataformas fijas para eólica offshore: <u>www.theengineer.co.uk</u>
- VertiWind: <u>www.nenuphar-wind.com</u>
- VolturnUS: <u>www.cianbro.com</u>
- WindFloat: http://www.principlepowerinc.com/products/windfloat.html