



ULPGC
Universidad de
Las Palmas de
Gran Canaria

Escuela de Ingenierías
Industriales y Civiles



MÁSTER UNIVERSITARIO EN INGENIERÍA INDUSTRIAL
Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES

Autor: Eduardo Rodríguez Galván

Tutores: Orlando Fco. Maeso Fortuny

Guillermo Manuel Álamo Meneses

Curso Académico: 2021-2022

HOJA DE FIRMAS

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES

Autor: Eduardo Rodríguez Galván

Tutores: Orlando Fco. Maeso Fortuny

Guillermo Manuel Álamo Meneses

Curso Académico: 2021-2022

TRABAJO DE FIN DE MÁSTER

Máster Universitario en Ingeniería Industrial

Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles

Universidad de Las Palmas de Gran Canaria

Autor	Tutor	Tutor
Eduardo Rodríguez Galván	Orlando Fco. Maeso Fortuny	Guillermo Manuel Álamo Meneses

Las Palmas de Gran Canaria, junio de 2022

Este trabajo se ha realizado en el ámbito de los siguientes Proyectos de Investigación:

- *PID2020-120102RB-100, financiado por el Ministerio de Ciencia e Innovación y la Agencia Estatal de Investigación de España (MCIN /AEI / 10.13039/501100011033).*



- *ProID2020010025, financiado por la Consejería de Economía, Conocimiento y Empleo (Agencia Canaria de la Investigación, Innovación y Sociedad de la Información) del Gobierno de Canarias y fondos FEDER.*



RESUMEN

Título: Estudio de la influencia de los fenómenos de interacción cinemática sobre la respuesta sísmica de aerogeneradores marinos soportados por monopilotes

Autor: Eduardo Rodríguez Galván

Tutores: Orlando Fco. Maeso Fortuny / Guillermo Manuel Álamo Meneses

Antecedentes

En los últimos años, la tecnología eólica marina ha superado sus mayores complejidades en construcción, instalación, operación y en salvar condiciones ambientales más agresivas por el oleaje, la humedad y la salinidad. Todo esto, sumado con las mejores características del viento en el mar, el menor impacto medioambiental, acústico y visual que ofrece esta tecnología marina en comparación a su análoga terrestre, ha hecho que la energía eólica offshore se haya convertido en un pilar fundamental en la industria de las energías renovables. Aunque existen una gran variedad de cimentaciones para este tipo de turbinas eólicas, la tipología basada en monopilotes es la más extendida, la cual ha conseguido consolidarse representando un 80 % del total de cimentaciones europeas existentes, debido a su bajo coste de fabricación y facilidad de instalación.

A pesar de que la tendencia actual es disponer parques eólicos marinos en zonas de baja sismicidad, debido al amplio crecimiento que esta tecnología está experimentando, es imperativo prever la instalación de estos en ubicaciones con mayor riesgo sísmico. En las normas y guías de diseño para este tipo de estructuras, el análisis sísmico se ha planteado hasta ahora como una hipótesis secundaria, considerando que los aerogeneradores son estructuras relativamente seguras ante terremotos. Además, una buena parte de los análisis sísmicos que se pueden encontrar en la literatura están basados en regiones sísmicamente poco activas y en aerogeneradores más pequeños que los actuales. En estos análisis sísmicos si las estructuras están cimentadas sobre un suelo muy rígido o apoyo indeformable, el efecto de la interacción suelo-estructura se suele despreciar, no obstante, si se encuentran sobre un lecho marino no rígido o deformable sus propiedades modales y elásticas se ven modificadas por dicha interacción, pudiendo influir de forma notable en el movimiento del suelo alrededor de la cimentación.

Por todo esto, ante la necesidad de realizar un análisis sísmico sobre este tipo de estructuras, el presente Trabajo de Fin de Máster tiene como objeto estudiar la influencia de los fenómenos de interacción cinemática sobre la respuesta sísmica de aerogeneradores marinos soportados por monopilotes.

Procedimiento

El procedimiento seguido se basa en escoger una localización y un aerogenerador de partida para luego poder diseñar el monopilote. Una vez que se dimensiona este, se pasa a realizar el estudio o análisis sísmico.

1. Elección del emplazamiento y del aerogenerador

El emplazamiento seleccionado se encuentra en la costa del municipio de San Bartolomé de Tirajana. Atendiendo a aspectos tales como la zonificación ambiental, batimetría, recurso eólico y distancia a la costa, se concluyó que esta zona es la más apropiada en toda la isla de Gran Canaria para ubicar el aerogenerador. Tras seleccionar esta se procede a recopilar los datos del viento y oceánicos necesarios para calcular las cargas a las que estará sometida la cimentación. Atendiendo a los datos geotécnicos del lecho marino, como solo se conocía de este su morfología, catalogada como sedimento fino, se supuso que su composición está formada principalmente por arena, los datos principales considerados se muestran en la *Tabla 1*.

En cuanto al aerogenerador se refiere, tras comparar cuatro aerogeneradores de distintas potencias nominales (5, 8, 10 y 15 MW respectivamente), atendiendo a aspectos energéticos, estructurales y económicos, se concluyó que el aerogenerador más apropiado es el 10 MW (modelo AMSC wt10000dd SeaTitan, cuyos datos se muestran en la *Tabla 1*).

Tabla 1. Características del lecho marino y del aerogenerador seleccionado.

Lecho marino		Aerogenerador AMSC wt10000dd SeaTitan	
Densidad	2.000 kg/m ³	Potencia nominal	10 MW
Peso específico	19,62 kN/m ³	Diámetro del rotor	190 m
Peso específico unitario sumergido	9.000 kN/m ³	Altura de la góndola	128 m
Coefficiente de Poisson	0,49	Masa del conjunto rotor-góndola	675 t
Ángulo de rozamiento interno	28 °	Velocidad de operación del rotor	6-9,6 rpm
Velocidad de las ondas de corte	100 m/s	Diámetro de la base de la torre	8,3 m
		Diámetro superior de la torre	5,5 m
		Espesor inferior de la torre	0,038 m
		Espesor superior de la torre	0,020 m
		Longitud de la torre	118 m

2. Diseño del monopilote

Una vez que se tienen todos los datos de partida necesarios se elabora el dimensionado del monopilote. Este dimensionamiento se realiza en base a los estándares internacionales (DNV, IEC y Eurocódigos) y el artículo “*Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps*” (Arany et al., 2017). La metodología de diseño se basa en iterar las dimensiones del monopilote hasta que este cumpla con los estados límites de servicio (ELS), últimos (ELU) y de fatiga (ELF) para el escenario de carga más desfavorable, que, para este caso, resulta ser el escenario de viento extremo E-3. Este tiene en cuenta un escenario donde el viento actúa con su velocidad nominal y con la máxima ráfaga de viento prevista en 50 años (U-3), junto con la ola extrema

prevista en 1 año (W-2). En base a esto, se realiza un programa de cálculo en Matlab que de forma iterativa dimensiona el monopilote hasta que este cumpla con todos los criterios de diseño. Los estados límites comprobados son los que se muestran en la *Tabla 2*.

Tabla 2. Estados límites comprobados.

Categoría	Comprobación	Descripción	Criterio
ELU	Capacidad última del terreno	La capacidad de carga del terreno tiene que ser superior a la máxima carga calculada.	$F_{Escenario} < F_R$ $M_{Escenario} < M_R$
	Criterio de plastificación del monopilote	El límite elástico del pilote ha de ser superior a la tensión máxima que soporta el mismo.	$\sigma_{v.M} < f_{yd}$
	Resistencia a pandeo	El pandeo global y el local ha de ser evitado.	-
ELS	Frecuencia natural	La frecuencia natural del conjunto en base flexible tiene que ser superior al modo de vibración 1P, mayorado en un 10 % ($f_{1P,máx}$), e inferior al modo de vibración 3P.	$f_{1P,máx} \leq f_0 \leq f_{3P,min}$
	Deformaciones	La deflexión y la rotación en la cabeza del monopilote no pueden superar los 20 cm y los 0,25 °.	$\rho < 0,2 \text{ m}$ $\theta < 0,25^\circ$
ELF	Fatiga	La vida de la estructura ha de ser superior a los 50 años.	$N_{Resistente} > N_{50 \text{ años}}$

3. Cálculo de la respuesta del sistema ante distintas excitaciones sísmicas

Una vez dimensionado el monopilote se procede a realizar el análisis sísmico del conjunto formado por la subestructura y la torre (superestructura). Para el cálculo de esta respuesta se emplea un modelo de subestructuración basado en el método de los elementos finitos en el dominio de la frecuencia, donde la torre y la subestructura se dividen en N elementos finitos tipo vigas Bernoulli. El comportamiento de la cimentación y su interacción con el suelo son simulados mediante impedancias (designados con la letra *K* en la *Figura 1*) y factores de interacción cinemática (denominados con la letra *I* en la *Figura 1*). De manera que las impedancias representan la flexibilidad y el amortiguamiento de la cimentación-suelo, mientras que los factores de interacción cinemática indican cómo filtra la cimentación el movimiento libre del terreno. Estos factores e impedancias son calculados a partir de un modelo previamente desarrollado en una tesis doctoral realizada en la división de la Mecánica de los Medios Continuos y Estructuras de la ULPGC. Una vez que se obtienen los resultados

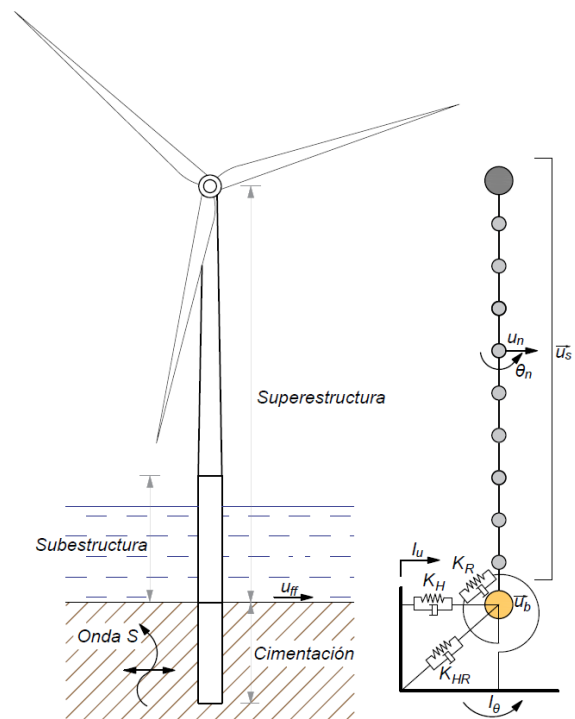


Figura 1. Modelo de subestructuración empleado.

en el dominio de la frecuencia, la respuesta en el dominio del tiempo se obtiene mediante el método del dominio de la frecuencia.

Para resolver el problema, la excitación sísmica se asume que es una onda S que se propaga en el suelo produciendo un desplazamiento de campo libre (designado como u_{ff} en la *Figura 1*) de valor unitario en la base.

Con el objetivo de analizar la influencia de la interacción suelo estructura y los factores de interacción cinemática se analizan dos modelos: modelo en base rígida y en base flexible. En el modelo en base rígida se considera que la estructura se encuentra sometida en su base a los desplazamientos del suelo en campo libre, es decir, los que se producen en ausencia de la propia estructura; mientras que en base flexible se considera giro y desplazamiento diferencial en la cota del lecho marino. El modelo en base flexible se divide a su vez en cuatro submodelos: base flexible con interacción cinemática (KI), sin interacción cinemática, con interacción cinemática solo considerando el factor de interacción cinemática lateral (I_u), y base flexible solo considerando el factor de interacción cinemática rotacional (I_{gy}). En cada uno de los modelos la influencia de los factores de interacción cinemática es cuantificada analizando la respuesta del sistema en términos de deflexiones y esfuerzos.

Tabla 3. Sismos analizados.

Denominación	$a_{g,max}$ (g)
Imperial Valley-06	0,11
Victoria Mexico	0,15
Superstition Hills-02	0,21
Koaceli Turkey	0,23
Chi-Chi Taiwan	0,16
Hector Mine	0,12
Chi-Chi Taiwan-04	0,13
Taiwan SMART1(45)	0,13
Tottori Japan	0,32
Iwate Japan	0,13

La respuesta temporal del sistema se simula a través de 10 excitaciones sísmicas (mostradas en la *Tabla 3*). Con el fin de poder comparar los resultados que se obtienen para cada uno de los sismos entre sí, la respuesta del sistema se escala dividiéndola entre la aceleración máxima de cada señal.

Una vez que se tienen los resultados en el dominio del tiempo para cada uno de los modelos que se estudian, se pasa a realizar el análisis de los resultados obtenidos. En este estudio se realizan dos análisis, uno para suelos marinos homogéneos y otro para perfiles heterogéneos, en este último se considera que el lecho marino aumenta de rigidez de forma parabólica a medida que incrementa la profundidad.

En primer lugar, en el análisis de los suelos homogéneos, se obtienen las envolventes de deflexiones y de esfuerzos a lo largo de todo el sistema considerando un suelo con velocidad de corte $V_S = 100$ m/s, luego, se analizan las deflexiones y esfuerzos máximos que se dan al variar la rigidez del suelo, utilizando velocidades de corte comprendidas en el intervalo [100-300] m/s, con pasos de 25 m/s. Posteriormente, se realiza esto mismo pero con los suelos heterogéneos,

considerando los mismos valores, pero ahora como velocidades medias de propagación de las ondas de corte en los 30 primeros metros de profundidad ($V_{S,30}$). Finalmente, se comparan los resultados medios obtenidos para ambos casos.

Por último, se realiza un caso de aplicación donde se obtienen las envolventes de esfuerzos para el suelo homogéneo y heterogéneo de V_S y $V_{S,30} = 100 \text{ m/s}$, considerando distintos aerogeneradores con un mismo monopilote. Estas envolventes se calculan aplicando la aceleración sísmica de cálculo propia de la isla de Gran Canaria (0,064g).

Resultados y conclusiones

Las características del monopilote obtenido se muestran en la *Tabla 4*:

Tabla 4. Resultados del dimensionamiento del monopilote.

Diámetro del monopilote	9,3 m	Longitud de la subestructura	40,2 m
Espesor de la pared del pilote	0,1 m	Longitud total del pilote	109,9 m
Longitud enterrada del pilote	69,7 m	Masa del pilote	2.520 t

Las conclusiones principales resultantes de los análisis realizados son:

- Las mayores envolventes de deflexiones y esfuerzos se dan en el modelo en base flexible con interacción cinemática (KI). La inclusión de los fenómenos de interacción cinemática incrementa el valor de las deflexiones y de los esfuerzos que se obtienen a lo largo de toda la superestructura, en comparación a los modelos en base rígida y base flexible sin KI.
- Tanto para las deflexiones como para los esfuerzos, la diferencia entre considerar o no los factores de interacción cinemática viene marcada, principalmente, por la inclusión del factor de interacción cinemática rotacional (I_{gy}).
- A medida que incrementa la rigidez del suelo, la relevancia de los efectos de interacción cinemática suelo-estructura disminuye, más en las deflexiones que en los esfuerzos. A pesar de ello, los esfuerzos que se dan en el modelo en base flexible con KI para los suelos más rígidos siguen siendo superiores a los obtenidos en base rígida y en base flexible sin KI.
- En los modelos en base flexible con KI y con solamente I_{gy} se dan las mayores diferencias entre considerar suelos homogéneos o heterogéneos, tanto en las deflexiones como en los esfuerzos máximos. Siendo mayores los resultados que se dan en los perfiles homogéneos.
- Las mayores diferencias entre considerar o no la homogeneidad del suelo se dan para una $V_S - V_{S,30}$ de 150 m/s en los cortantes y momentos.
- En cuanto al caso de aplicación se refiere, se observa que el aumento del tamaño del aerogenerador implica obtener unas envolventes de esfuerzos mayores en todos los modelos estudiados. Además, las cargas sísmicas máximas obtenidas para el aerogenerador analizado constituyen, aproximadamente, el 10 % de las cargas de diseño del monopilote.

ÍNDICE GENERAL

MEMORIA DESCRIPTIVA

MEMORIA JUSTIFICATIVA

ANEXO I: SELECCIÓN Y ESTUDIO DEL EMPLAZAMIENTO

ANEXO II: SELECCIÓN DEL AEROGENERADOR

ANEXO III: ESTUDIO DE CONVERGENCIA

PLANOS

MEMORIA DESCRIPTIVA

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN
CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES
MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objeto.....	1
1.2. Alcance	1
1.3. Antecedentes	2
1.4. Estándares y normativas	3
1.5. Emplazamiento	4
1.6. Aerogenerador	5
1.7. Programa de cálculo.....	5
2. CIMENTACIÓN	5
2.1. Análisis previo al dimensionado de la cimentación	5
2.1.1. <i>Tipologías de cimentaciones</i>	6
2.1.1.1. Cimentaciones fijas	6
2.1.1.2. Cimentaciones flotantes	10
2.1.2. <i>Justificación de la elección de la cimentación monopilotada para realizar el estudio</i>	12
2.1.3. <i>Elección de la localización</i>	12
2.1.4. <i>Elección del aerogenerador</i>	13
2.2. Dimensionado de la cimentación.....	14
2.2.1. <i>Criterios de diseño</i>	14
2.2.1.1. Material del monopilote y de la pieza de transición.....	14
2.2.1.2. Factores de seguridad	15
2.2.1.3. Estados límites	15
2.2.2. <i>Cargas sobre la estructura</i>	16
2.2.3. <i>Procedimiento de diseño</i>	17
2.2.4. <i>Resultados</i>	18
3. ESTUDIO REALIZADO	18
3.1. Definición e importancia de la interacción suelo-estructura.....	18

3.2. Metodología	20
3.3. Conclusiones sacadas del estudio	23
4. CASO DE APLICACIÓN	26
4.1. Metodología	26
4.2. Conclusiones	26
5. POSIBLES DESARROLLOS FUTUROS.....	27
6. REFERENCIAS.....	27

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación escogida para situar el aerogenerador y realizar el estudio. Adaptada de: [1].	4
Figura 2. Número acumulado de cimentaciones de aerogeneradores offshore en Europa a finales de 2020. Fuente: [3].	6
Figura 3. Monopilote. Fuente: [4].	7
Figura 4. Aerogenerador sobre estructura tipo Jacket. Fuente: [8].	8
Figura 5. Cimentación por gravedad. Fuente: [10].	8
Figura 6. Aerogenerador sobre cimentación trípode. Fuente: [11].	9
Figura 7. Aerogenerador sobre estructura tripilote. Fuente: [13].	10
Figura 8. Cimentación flotante tipo Spar. Fuente: [3].	10
Figura 9. Cimentación flotante TLP. Fuente: [3].	11
Figura 10. Cimentación flotante semi-sumergible. Fuente: [3].	11
Figura 11. Modelo de subestructuración empleado. Adaptado de: [18].	21

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características principales de la ubicación escogida.....	4
Tabla 2. Características del material del monopilote y de la pieza de transición.....	14
Tabla 3. Coeficientes de seguridad.	15
Tabla 4. Criterios de diseño – Estados Límites.....	15
Tabla 5. Resultados de las cargas para el escenario más desfavorable (E-3).	17
Tabla 6. Dimensiones principales del monopilote.	18
Tabla 7. Sismos utilizados en el estudio. Fuente: [19].	22

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Objeto

El objeto del presente Trabajo de Fin de Máster es estudiar la influencia de los fenómenos de interacción cinemática sobre la respuesta sísmica de aerogeneradores marinos soportados por estructuras cimentadas mediante monopilotes. A pesar de las bajas frecuencias naturales que caracterizan a estos sistemas, y la poca influencia del factor de interacción traslacional en este caso, el efecto de la interacción cinemática puede ser relevante en aerogeneradores monopilotados debido al componente de giro generado por la interacción cinemática entre pilote y campo incidente.

1.2. Alcance

Para el desarrollo del presente Trabajo de Fin de Máster, con la finalidad de satisfacer de la mejor forma posible el objetivo del mismo, se ha pasado por distintas etapas o fases, las cuales se enumeran y comentan a continuación. Todos estos aspectos son tratados y descritos en los distintos documentos que conforman el presente trabajo.

- Estudio de los conceptos iniciales relacionados con las cimentaciones para aerogeneradores marinos, y en especial con las cimentaciones monopilotadas.
- Elección de la ubicación y del aerogenerador recopilando los datos de partida necesarios. La ubicación fue seleccionada en la costa de la isla de Gran Canaria, estudiando en detalle las condiciones ambientales y estimando las propiedades del lecho marino. En cuanto a la selección del aerogenerador, se analizan cuatro aerogeneradores con distinta potencia nominal, y teniendo en cuenta distintos criterios energéticos, estructurales y económicos se elige el aerogenerador más adecuado.
- Dimensionamiento de la estructura soporte (monopilote) para el aerogenerador y el terreno previamente definido, cumpliendo los requisitos establecidos por las normas y estándares internacionales.
- Definición de los distintos casos de estudio y de los parámetros que se estudiarán para evaluar la influencia de los factores de interacción cinemática.
- Estudio de convergencia inicial para definir el intervalo de frecuencias de excitación de la señal sísmica.
- Elaboración de los estudios previamente definidos y análisis de los mismos. Para ello, haciendo uso de representaciones gráficas se sacarán las conclusiones oportunas.

- Aplicación de los estudios a un caso concreto en la costa de Gran Canaria, usando la aceleración sísmica característica de esta zona.
- Elaboración del plano de situación y emplazamiento y de vista general del conjunto estudiado.

1.3. Antecedentes

El número creciente de habitantes en el mundo y el cambio climático subrayan la necesidad de cambiar el sistema energético actual por uno más sostenible. Es en este aspecto donde se espera que la energía eólica, y en particular, la instalada en el mar, contribuya de manera significativa en esta transición energética. En los últimos años, la tecnología eólica marina ha superado sus mayores complejidades en construcción, instalación, operación y en salvar condiciones ambientales más agresivas por el oleaje, la humedad y la salinidad. Todo esto, sumado con las mejores características del viento en el mar, el menor impacto medioambiental, acústico y visual que ofrece esta tecnología marina en comparación a su análoga terrestre, ha hecho que la energía eólica marina se haya convertido en un pilar fundamental en la industria de las energías renovables.

Aunque la tendencia actual es disponer parques eólicos marinos en zonas de baja sismicidad, debido al amplio crecimiento que esta tecnología está experimentando, es imperativo prever la instalación de estos en ubicaciones con mayor riesgo sísmico. En las normas y guías de diseño para este tipo de estructuras, el análisis sísmico se ha planteado hasta ahora como una hipótesis secundaria, considerando que los aerogeneradores son estructuras relativamente seguras ante terremotos. Además, una buena parte de los análisis sísmicos que se pueden encontrar en la literatura están basados en regiones sísmicamente poco activas y en aerogeneradores más pequeños que los actuales, donde la tendencia es totalmente creciente en cuanto a tamaño y potencia se refiere. En estos análisis sísmicos si las estructuras están cimentadas sobre un suelo muy rígido o apoyo indeformable, el efecto de la interacción suelo-estructura se suele despreciar, no obstante, si se encuentran sobre un lecho marino no rígido o deformable sus propiedades modales y elásticas se ven modificadas por dicha interacción, pudiendo influir de forma notable en el movimiento del suelo alrededor de la cimentación.

Por otra parte, de entre todos los tipos de estructuras-soportes existentes para aerogeneradores marinos, la tipología basada en monopilotes es la más extendida, la cual ha conseguido consolidarse representando un 80 % del total de cimentaciones europeas existentes, debido a su bajo coste de fabricación y facilidad de instalación.

Por todo esto, y para intentar evitar que vibraciones considerables puedan dañar cualquier elemento del aerogenerador, surge la necesidad de realizar un análisis sísmico sobre este tipo de estructuras, donde se analice la influencia de los fenómenos de interacción cinemática sobre la respuesta sísmica del conjunto aerogenerador-cimentación.

1.4. Estándares y normativas

En este apartado se mencionan las normativas de obligado cumplimiento y los estándares consultados en el desarrollo del trabajo.

En cuanto a la elección de la ubicación, las normas de obligado cumplimiento son:

- Real Decreto 1028/2007, de 20 de julio, por el que se establece el procedimiento administrativo para la tramitación de las solicitudes de autorización de instalaciones de generación eléctrica en el mar territorial.
- Real Decreto 1074/2015, de 27 de noviembre, por el que se modifican distintas disposiciones en el sector eléctrico.
- Ley 21/2013, de 9 de diciembre, de evaluación ambiental.
- Real Decreto 363/2017, de 8 de abril, por el que se establece un marco para la ordenación del espacio marítimo.

En el diseño de la cimentación monopilotada, los estándares y normativas consultadas son:

- API 2A-WSD. Recommended Practice for Planning, Designing and Construction Fixed Offshore Platforms – Working Stress Design.
- DNVGL-OS-B101: Metallic materials.
- DNV-OS-J101: Design of Offshore Wind Turbine Structures.
- DNVGL-ST-0126: Support structures for wind turbines.
- DNVGL-ST-0437: Loads and site conditions for wind turbines.
- DNV-RP-C202: Buckling Strength of Shells.
- DNV-RP-C203: Fatigue design of offshore steel structure.
- Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento.
- Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios.
- IEC 61400-1: Wind turbines - Part 1: Design requirements.
- IEC 61400-3:2009: Wind turbines. Part 3: Design requirements for offshore wind turbines.

También, hay que destacar que se siguió el siguiente artículo científico, el cual describe el procedimiento de dimensionado de monopilotes en 10 pasos, basándose en los estándares y normas anteriormente nombrados:

- Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Volume 92, January 2017: Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps.

En cuanto a la normativa sismorresistente consultada se tiene:

- Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02).
- UNE-EN 1998-1:2018. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación.

1.5. Emplazamiento

La ubicación escogida para realizar el estudio se sitúa en el sureste de la isla de Gran Canaria, frente a la costa del municipio de San Bartolomé de Tirajana (tal y como se ilustra en la *Figura 1*), situándose a una distancia aproximada de 3,71 km de la costa. Esta ubicación posee un buen recurso eólico y es el punto más lejano con respecto a la costa donde se alcanza una batimetría de 30 m. A continuación, en la *Tabla 1* se detallan las características principales de la ubicación y en la *Figura 1* se muestra la situación de esta misma.

Tabla 1. Características principales de la ubicación escogida.

Latitud	27° 45' 27'' N
Longitud	15° 28' 52'' O
Coordenada UTM x	452.590,15
Coordenada UTM y	3.070.432,58
Distancia a la costa	3,71 km
Profundidad del lecho marino	30 m



Figura 1. Ubicación escogida para situar el aerogenerador y realizar el estudio. Adaptada de: [1].

En el *Anexo I* que se adjunta en el presente trabajo se muestra un estudio detallado y la justificación de la selección de la ubicación.

1.6. Aerogenerador

El aerogenerador seleccionado para realizar el estudio es el modelo AMSC wt10000dd SeaTitan del fabricante AMSC American Superconductor, con una potencia nominal de 10 MW. La justificación de la elección del aerogenerador, así como todas sus características, se encuentran detalladas en el *Anexo II*.

1.7. Programa de cálculo

Para el desarrollo del presente trabajo se han utilizado dos programas: Matlab y un modelo previamente desarrollado en una tesis doctoral realizada en la división de la Mecánica de los Medios Continuos y Estructuras de la ULPGC [2].

En el programa Matlab se realizan dos rutinas, una para dimensionar el monopilote y otra para el cálculo de los esfuerzos sísmicos. La estructura principal de estas dos rutinas se basa en la metodología que se describe más adelante en los *Apartados 2.2.3 y 3.2*. Asimismo, en la *Memoria Justificativa* se explica más detalladamente la metodología y la estructura de estas rutinas.

En cuanto al modelo utilizado [2], este se basa en la implementación de una solución fundamental de semiespacio estratificado en un modelo acoplado de Elementos de Contorno - Elementos Finitos (EC-EF) preexistente para el análisis de cimentaciones y estructuras pilotadas. Dicho modelo se emplea para obtener las impedancias y los factores de interacción cinemática suelo-estructura, necesarios para abordar el estudio que se propone.

2. CIMENTACIÓN

En este epígrafe se exponen los aspectos básicos y fundamentales en cuanto a la cimentación se refiere. Primero, se expone un análisis previo al dimensionamiento de la cimentación, seguidamente, se describe de forma breve el proceso seguido en el dimensionamiento de la estructura soporte y, finalmente, se indican las dimensiones finales del monopilote.

2.1. Análisis previo al dimensionado de la cimentación

En esta sección se expone un breve estudio de las distintas tipologías de cimentación existentes para aerogeneradores marinos, indicando sus características principales. Posteriormente, se pasa a justificar cómo se seleccionó la ubicación y el aerogenerador objeto de estudio.

2.1.1. Tipologías de cimentaciones

Las cimentaciones de los aerogeneradores offshore se dividen en dos grandes grupos: cimentaciones fijas y flotantes. Las fijas, como su propio nombre indica son aquellas que van ancladas al fondo marino, estas resultan adecuadas para profundidades máximas comprendidas entre 50 y 60 m. La flotante, que en vez de ir fijada al lecho marino se basa en el uso de plataformas flotantes, permite ser instalada en profundidades mucho mayores. Dentro de las cimentaciones fijas se encuentran cinco tipologías distintas: monopilote, trípode, jacket, tripilote y gravedad; mientras que dentro de las flotantes existen tres: TLP, Spar y semi-sumergible. En los *Apartados 2.1.1.1* y *2.1.1.2*, se pasa a describir cada uno de los tipos de cimentaciones existentes en estos dos grupos.

En el año 2020, la tecnología de monopilote representó el 80,5 % de las cimentaciones utilizadas para aerogeneradores marinos en Europa, con un total de 4.681 cimentaciones monopilotadas, siguiéndole la estructura tipo jacket (568), apoyo por gravedad (289), trípode (126) y tripilote (80); la tecnología flotante tan solo presentó 12 cimentaciones, según los datos suministrados por WindEurope [3]. A continuación, se muestra en la *Figura 2* las proporciones de los tipos de cimentaciones instalados en los parques eólicos en Europa hasta 2020.

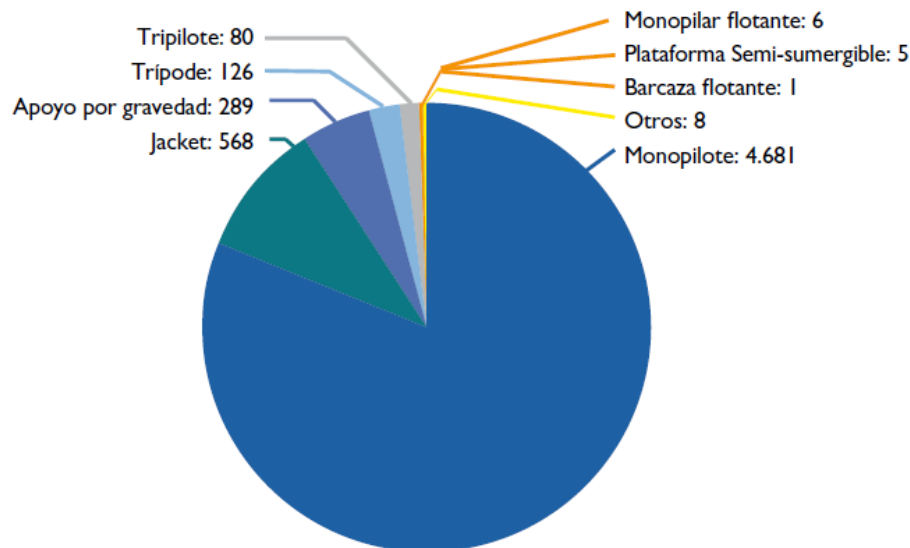


Figura 2. Número acumulado de cimentaciones de aerogeneradores offshore en Europa a finales de 2020. Fuente: [3].

2.1.1.1. Cimentaciones fijas

❖ **Monopilote**

El monopilote consiste un tubo de acero de grandes dimensiones que se entierra en el lecho marino. Es la técnica que ha logrado consolidarse en el mercado por su versatilidad. En cuanto al rango de profundidades, actualmente se puede llegar a emplear hasta profundidades de

agua de 40 m. Además, posee unos bajos costes de fabricación y facilidad de instalación en comparación con los demás tipos de cimentaciones fijas. Es adecuado cuando las cargas horizontales que están aplicadas en la estructura son grandes. Está compuesto por dos partes diferenciadas, el monopilote y la pieza de transición, tal y como se ilustra en la *Figura 3*.

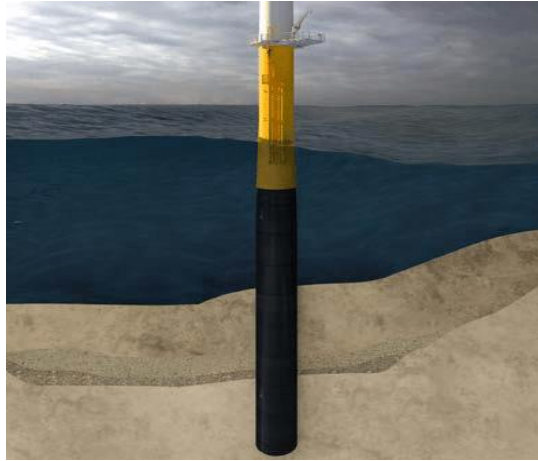


Figura 3. Monopilote. Fuente: [4].

Es apropiado para terrenos en los que se encuentra un cierto espesor de suelo blando en las capas superiores del mismo y en los que la rigidez del suelo aumenta a medida que incrementa la profundidad. Una de las ventajas que posee es que no necesita rehabilitación del lecho marino.

En cuanto a su tamaño se refiere, ya se fabrican monopilotes de más de 100 metros de longitud y con 10 metros de diámetro. Los pesos de estos monopilotes ultralargos rondan las 2.500 toneladas, existiendo métodos de transporte e instalación para estos [5-6].

❖ **Jacket**

La cimentación tipo Jacket es una estructura formada por 3 o 4 puntos de anclaje, estos apoyos se fijan al suelo mediante monopilotes o vasos de succión. Está formada por unos elementos estructurales principales, relativamente verticales, arriostrados en celosía, tal y como se muestra en la *Figura 4*. Debido a que las barras están sometidas principalmente a esfuerzo axial, se alcanza una alta eficiencia del material, permitiendo reducir el peso de la estructura [7]. No obstante, se trata de una cimentación difícil de ejecutar, su geometría es bastante compleja, posee un gran número de uniones y su mantenimiento también es complejo.



Figura 4. Aerogenerador sobre estructura tipo Jacket. Fuente: [8].

Se trata de una cimentación muy útil cuando se tienen fuerzas con direcciones cambiantes continuamente, pues permite reducir la carga debida al oleaje en comparación con el monopilote, debido a su gran rigidez y a que la sección en la que actúa el oleaje es menor [9].

Su rango de aplicación en cuanto a profundidades del lecho marino ronda entre los 20 y 70 m. Se puede instalar en todo tipo de lechos marinos, salvo si son rocosos.

❖ **Apoyo por gravedad**

Este tipo de cimentación posee una elevada masa por lo que basa su estabilidad en la acción gravitatoria. Está formado en la mayoría de los casos por una base de hormigón armado con material de relleno, como arenas y rocas, con el objetivo de reducir el material estructural. Se caracteriza por poseer una base ancha (ver Figura 5), por lo que es adecuado para soportar grandes cargas laterales, siempre que no estén situados a una gran altitud (momento de vuelco). No obstante, es una solución que depende en gran medida de la capacidad portante del terreno, por lo que es necesario acondicionar el lecho marino donde se va a instalar. Se emplea hasta profundidades máximas de 30 metros.

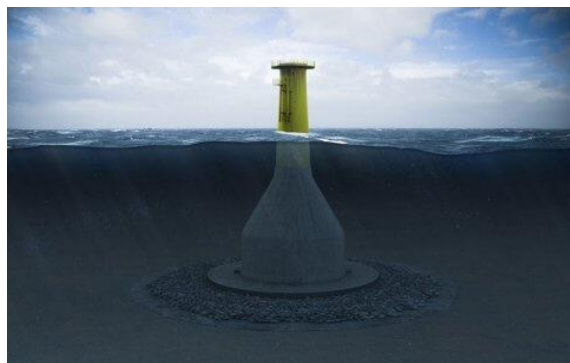


Figura 5. Cimentación por gravedad. Fuente: [10].

❖ Trípode

En la tecnología trípode se tiene una columna central fijada al lecho marino mediante tres puntos de anclaje, por pilotes o vasos de succión, todos los elementos se encuentran conectados entre sí, tal y como se ilustra en la *Figura 6*.



Figura 6. Aerogenerador sobre cimentación trípode. Fuente: [11].

Se emplea hasta profundidades de 50 metros. El suelo marino en el que se anclan no necesita preparación antes de la instalación, y es muy adecuado para lechos marinos compuestos por arcillas rígidas o arenas de densidad media a densa, aunque también se utiliza para suelos más blandos [10]. A pesar de que el conjunto en sí presenta una mayor rigidez que el monopilote, su coste de construcción y mantenimiento es notablemente superior que la solución monopilotada.

❖ Tripilote

Este tipo de cimentación es muy parecida a la tecnología trípode, se trata de una base triangular compuesta por pilotes de mayores dimensiones que los que se emplean en la tipología trípode. La pieza de transición es la encargada de unir los tres pilotes (ver *Figura 7*). Además, en el centro se sitúa un sistema de conexión para unir la torre del aerogenerador con la estructura de apoyo, esto hace que la unión sea mucho más sencilla [12]. La base triangular permite distribuir mejor las cargas y dotar al apoyo de una mayor resistencia a la flexión. Su rango de aplicación ronda entre los 25 y 40 metros de profundidad. No necesita preparación previa del terreno y es una solución bastante costosa.



Figura 7. Aerogenerador sobre estructura tripilote. Fuente: [13].

2.1.1.2. Cimentaciones flotantes

❖ **Spar**

La cimentación flotante tipo Spar es una boya flotante cilíndrica de acero o de hormigón amarrada por cables o cadenas al fondo marino, también se le suele denominar como monopilar flotante. Posee un gran contrapeso en la parte inferior y su soporte se mantiene a través de tensores de anclaje, que se suelen anclar a su vez a pequeños pilotes o vasos de succión dispuestos en el lecho marino. Este tipo de estructura es frecuentemente usado en aguas muy profundas, pudiendo instalarse en profundidades de 100 m [12].



Figura 8. Cimentación flotante tipo Spar. Fuente: [3].

❖ **Tension Leg Platform (TLP)**

La tipología Tensión Leg Platform (TLP) consiste en una plataforma diseñada a partir de una gran columna central y unos brazos conectados a tensores que aseguran la estabilidad de la estructura (ver Figura 9). Estos tensores suelen ser de acero y se suelen colocar entre dos o tres cables por brazo, que se anclan al lecho marino mediante pequeños pilotes o cubos de

succión. Dado que estos cables siempre están en tensión, se asegura su estabilidad y flotabilidad. Esta tipología se emplea a partir de los 50 metros de profundidad [12].



Figura 9. Cimentación flotante TLP. Fuente: [3].

❖ Semi-sumergible

Este tipo de cimentación flotante se basa en tres columnas unidas entre sí por unos brazos (ver *Figura 10*). Cada una de estas columnas se anclan normalmente a pilotes o vasos de succión dispuestos en el lecho marino, para garantizar que el soporte se quede lo suficientemente estabilizado. No es apta para zonas de fuerte oleaje y condiciones extremas, pues generaría un movimiento constante del conjunto y un mal funcionamiento del aerogenerador. Al igual que la tipología Spar, resulta viable instalarla para profundidades mayores a 80 m.



Figura 10. Cimentación flotante semi-sumergible. Fuente: [3].

2.1.2. Justificación de la elección de la cimentación monopilotada para realizar el estudio

Tal y como se mencionó anteriormente, aproximadamente el 80 % de las cimentaciones europeas que sustentan aerogeneradores marinos son monopilotes. Su gran versatilidad, bajo coste de fabricación y facilidad de instalación en comparación con las demás cimentaciones fijas, ha hecho que esta tipología de cimentación se haya consolidado claramente en el mercado.

Además de esto, en los últimos años se ha producido un avance significativo en la fabricación, transporte y ejecución de este tipo de cimentación, produciéndose cada vez monopilotes más grandes y que pueden ser instalados en lechos marinos de mayores profundidades. Empresas como Offshoretronic han desarrollado nuevos métodos de transporte e instalación para monopilotes XXL ultralargos (con más de 100 m de longitud) mediante el uso de una técnica de transporte y elevación con grúa dual, pudiendo transportar e instalar en un solo turno 12 de estos monopilotes, generando así un 40 % de ahorro en costes [5]. Otras empresas como Navantia junto con Windar, se han comprometido a fabricar 130 monopilotes XXL con dimensiones superiores a los 100 metros de longitud y pesos que rondan las 2.500 toneladas, para los futuros parques eólicos de Iberdrola que se instalen entre 2023 y 2025 [6].

Todo esto justifica la necesidad de realizar el estudio que se propone en este trabajo aplicándolo a este tipo de cimentación, que como se ha visto, al menos en los próximos años, también seguirá siendo la cimentación predominante en el sector de la energía eólica offshore.

2.1.3. Elección de la localización

La elección de la localización se ha realizado en base a tres factores o criterios principales:

- Zonificación ambiental: aspecto fundamental a tener en cuenta, pues es el que establece en qué zonas se puede ubicar la actividad que se propone. Con respecto a este criterio, se descartaron las zonas de exclusión establecidas por el Estudio Estratégico Ambiental del litoral español para la instalación de parques eólicos marinos (EEALE), así como todas aquellas áreas que poseen uso prioritario y uso potencial de protección de la biodiversidad, la defensa nacional y la navegación, atendiendo a los nuevos Planes de Ordenación del Espacio Marítimo (POEM).
- Batimetría: teniendo en cuenta las limitaciones actuales que se tienen para instalar aerogeneradores marinos mediante cimentaciones monopilotadas, es fundamental escoger una ubicación donde no se tenga una profundidad del lecho marino superior a los 40 metros de profundidad.

- Velocidad media del viento: se trata de un factor esencial, es necesario escoger una ubicación con una velocidad media del viento relativamente alta, puesto que este factor es el que determina el rendimiento energético que se le podrá sacar al aerogenerador.

Por último, también se ha considerado, pero como factor secundario, la distancia a la costa. Para la batimetría seleccionada (30 m), se ha buscado la ubicación más lejana de la costa en la que se da esta profundidad del lecho marino, para así intentar reducir el impacto visual que supone la instalación del aerogenerador.

Atendiendo a todos estos criterios, se concluyó que la zona sureste de la isla de Gran Canaria es la más idónea para la instalación del aerogenerador, al ser una zona apta y con un buen recurso eólico.

En el *Anexo I* que se adjunta en este trabajo se justifica la elección de la ubicación y se especifican sus datos de partida, necesarios para poder calcular las cargas a las que estará sometida la cimentación.

2.1.4. Elección del aerogenerador

Para escoger el aerogenerador más adecuado se analizaron cuatro turbinas eólicas de distinta potencia nominal (5, 8, 10 y 15 MW respectivamente). En concreto, los modelos analizados por potencia nominal ascendente son: Multibrid M5000, Vestas V164-8.0, AMSC wt10000dd SeaTitan y el Vestas V236-15. Como se observa, los cuatro aerogeneradores son de una potencia nominal considerable, siguiendo la tendencia actual, donde los modelos de turbinas eólicas son cada vez más grandes. La elección del aerogenerador se realiza atendiendo a tres criterios:

- Criterio energético: en este se evalúa la capacidad energética de los aerogeneradores en base a la energía anual producida, el factor de capacidad y las horas equivalentes de cada tipo de turbina eólica.
- Criterio estructural: con el objetivo de evaluar el tamaño de la cimentación que se obtiene para el aerogenerador, se realiza el dimensionamiento del monopilote para cada modelo.
- Criterio económico: para cada modelo se estima la tasa interna de rentabilidad esperada en 20 años y el periodo de retorno en base a una serie de consideraciones, para así analizar el rendimiento y la recuperación de la inversión en cada uno de los aerogeneradores.

El aerogenerador escogido finalmente es el correspondiente al de 10 MW de potencia nominal, es decir, el modelo AMSC wt10000dd SeaTitan, pues es el que mejores resultados obtuvo en términos energéticos y económicos. Desde el punto de vista energético, obtuvo una mayor cantidad de horas equivalentes y factor de capacidad; en cuanto al aspecto económico es el que consiguió una mayor TIR y un menor periodo de retorno; y, en el aspecto estructural, las dimensiones de la cimentación se encuentran dentro de los intervalos de fabricación de los monopilotes actuales. En el *Anexo II* que se presenta al final del presente trabajo, se expone la justificación de la elección del aerogenerador y el cálculo de cada una de las variables dentro de los criterios mencionados.

2.2. Dimensionado de la cimentación

El dimensionamiento de la cimentación se comienza tras haber recopilado todos los datos necesarios en cuanto a la ubicación y a la turbina eólica seleccionada. El monopilote es una cimentación con una geometría simple, al tratarse de una sección hueca cilíndrica, los principales parámetros que la definen son: el diámetro del pilote (diámetro exterior), el espesor de la pared, la longitud enterrada y la longitud total del pilote.

El procedimiento seguido para su diseño se basa en el artículo "*Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps*" [14], y en los distintos estándares y guías internacionales (IEC y DNV). A continuación, se pasa a describir los criterios de diseño establecidos, el procedimiento realizado en el dimensionamiento del monopilote, y, finalmente, los resultados principales obtenidos.

2.2.1. Criterios de diseño

2.2.1.1. Material del monopilote y de la pieza de transición

El monopilote y la pieza de transición se consideran que son de acero estructural S355, que es el material utilizado para este tipo de estructuras. Las propiedades de este material se indican en la siguiente *Tabla 2*:

Tabla 2. Características del material del monopilote y de la pieza de transición.

Módulo de elasticidad (E_p)	210 GPa
Coefficiente de Poisson (ν_p)	0,3
Densidad (ρ_p)	7.850 kg/m ³
Límite elástico (f_y)	355 MPa

2.2.1.2. Factores de seguridad

Con el objetivo de asegurar una mayor fiabilidad al diseño ya sea reduciendo la capacidad resistente del material o aumentando las cargas que actúan sobre la estructura, se establecen unos factores de seguridad. En la *Tabla 3* se muestran los factores de seguridad empleados para el cálculo de las cargas en los distintos estados límites considerados, los cuales vienen recogidos en la DNVGL-ST-0126 [15]. En cuanto al factor de seguridad correspondiente al material este adquiere un valor de 1,1 según la DNVGL-ST-0126.

Tabla 3. Coeficientes de seguridad.

	ELU (acción desfavorable)	ELS	ELF
Carga permanente	1,1	1	1
Carga ambiental	1,35	1	1

2.2.1.3. Estados límites

Los estados límites de diseño establecidos con el objetivo de garantizar que el monopilote no colapse y posea unas deformaciones aceptables, son los que se muestran en la *Tabla 4*, estos son, los estados límites últimos (ELU), estados límites de servicio (ELS) y el estado límite de fatiga (ELF). Todos estos estados límites y sus cálculos se encuentran detallados en la *Memoria Justificativa* que se adjunta en este trabajo.

Tabla 4. Criterios de diseño – Estados Límites.

Categoría	Comprobación	Descripción	Criterio
ELU	Capacidad última del terreno	La capacidad de carga del terreno tiene que ser superior a la máxima carga calculada.	$F_{Escenario} < F_R$ $M_{Escenario} < M_R$
	Criterio de plastificación del monopilote	El límite elástico del pilote ha de ser superior a la tensión máxima que soporta el mismo.	$\sigma_{v.M} < f_{yd}$
	Resistencia a pandeo	El pandeo global y el local ha de ser evitado.	-
ELS	Frecuencia natural	La frecuencia natural del conjunto en base flexible tiene que ser superior al modo de vibración 1P, mayorado en un 10 % ($f_{1P,máx}$), e inferior al modo de vibración 3P.	$f_{1P,máx} \leq f_0 \leq f_{3P,min}$
	Deformaciones	La deflexión y la rotación en la cabeza del monopilote no pueden superar los 20 cm y los 0,25 °.	$\rho < 0,2 m$ $\theta < 0,25^\circ$
ELF	Fatiga	La vida de la estructura ha de ser superior a los 50 años.	$N_{Resistente} > N_{50 años}$

2.2.2. *Cargas sobre la estructura*

Las cargas que actúan sobre la cimentación se pueden dividir en dos grupos: cargas variables y cargas permanentes. Las cargas variables son las debidas a las condiciones ambientales (viento, oleaje y corrientes), mientras que dentro de las cargas permanentes se encuentran las cargas debido al peso propio del conjunto.

La carga más influyente en el diseño es, con gran diferencia, la debida al viento. Esta da lugar a una fuerza horizontal y un momento de vuelco en la cimentación de gran influencia en su diseño. Además, esta provoca una excitación dinámica en el aerogenerador debida a la rotación de las palas. La rotación de las palas genera una carga cíclica en la góndola a la frecuencia de rotación del rotor (frecuencia 1P), asimismo, esta rotación da lugar a una carga dinámica igual a 3 veces la frecuencia de rotación del aerogenerador (3P) debida al efecto sombra que se genera por el paso de las palas en la torre.

Por otra parte, el oleaje también genera cargas importantes sobre la cimentación. Estas cargas dependen, fundamentalmente, de la altura de ola y del periodo del oleaje.

Por último, se encuentra la carga debida a la corriente marina, esta genera una fuerza de arrastre sobre la subestructura, la cual está condicionada por la velocidad de la corriente. Esta carga es la que adquiere menos relevancia en el dimensionamiento de la cimentación.

Para el diseño de la cimentación, se evaluaron los dos escenarios de cargas más adversos establecidos en los estándares (escenarios E-2 y E-3). Entre estos dos escenarios, el que resultó ser más crítico fue el E-3, que corresponde al escenario de viento extremo. Este tiene en cuenta un escenario donde el viento actúa con su velocidad nominal y con la máxima ráfaga de viento prevista en 50 años (U-3), junto con la ola extrema prevista en 1 año (W-2), ambos actuando en la misma dirección. A continuación, en la *Tabla 5* se muestran los resultados de las cargas pertenecientes a este escenario más desfavorable E-3. Se muestran también en esta misma tabla las cargas de las olas amplificadas con los factores de amplificación dinámicos (DAF), que se usan para simular estáticamente el carácter dinámico de esta carga. La metodología de cálculo de las cargas en los diferentes escenarios y de los factores de amplificación dinámicos viene recogida en la *Memoria Justificativa* de este trabajo.

Tabla 5. Resultados de las cargas para el escenario más desfavorable (E-3).

Cargas	E-3 (U-3 + W-2 + Corrientes)
Viento	
Fuerza máxima de viento (MN)	4,21
Fuerza mínima de viento (MN)	0,79
Momento máximo de viento (MN·m)	678,94
Momento mínimo de viento (MN·m)	127,65
Oleaje	
Fuerza máxima de ola (MN)	2,29
Fuerza mínima de ola (MN)	-2,29
Momento máximo de ola (MN·m)	59,26
Momento mínimo de ola (MN·m)	-59,26
Fuerza máxima de ola amplificada con DAF (MN)	4,18
Fuerza mínima de ola amplificada con DAF (MN)	-4,18
Momento máximo de ola amplificado con DAF (MN·m)	108,38
Momento mínimo de ola amplificado con DAF (MN·m)	-108,38
Corrientes	
Fuerza máxima de corriente (MN)	0,19
Momento máximo de corriente (MN·m)	3,66
Carga total de diseño	
Fuerza total (MN)	8,58
Momento total (MN·m)	790,98
Fuerza de diseño (amplificada x 1,35, MN)	11,58
Momento de diseño (amplificada x 1,35, MN·m)	1.067,8

En cuanto a la carga permanente (carga de compresión debida al peso propio), se obtuvo una carga con un valor de 47,68 MN, sin haberle aplicado el factor de amplificación de 1,1.

2.2.3. Procedimiento de diseño

Aunque lo habitual es comenzar el diseño comprobando los estados límites últimos, como la comprobación más difícil a cumplir en este tipo de conjunto estructural es la de la frecuencia natural, y esta es necesaria para calcular los factores de amplificación dinámicos, el proceso iterativo se ha realizado comenzando a comprobar los estados límites de servicio (frecuencia natural, deflexión y rotación de la cabeza del monopilote). El proceso de diseño seguido en la rutina iterativa elaborada en Matlab es el que se describe a continuación:

- 1- Recopilación/introducción de los datos de partida necesarios en cuanto a la ubicación y aerogenerador.
- 2- Predimensionamiento del monopilote estimando las cargas de viento.
- 3- Cálculo de las cargas actuantes sobre la cimentación.

- 4- Cálculo de las rigideces correspondientes a la interacción suelo-estructura.
- 5- Comprobación de los estados límites de servicio (ELS): frecuencias naturales y deformaciones. Posteriormente, se hallan los factores de amplificación dinámicos. Si no se cumplen los ELS, se vuelve al punto 3 aumentando las dimensiones del monopilote.
- 6- Se comprueba que se cumplen los estados límites últimos (ELU) y el estado límite de fatiga (ELF). Si alguna comprobación no se cumpliera, se vuelve al punto 3 aumentando las dimensiones de la cimentación.

En la *Memoria Justificativa* se explica más detalladamente el proceso seguido, además, se muestra un diagrama de flujo donde se ilustra toda la secuencia que se sigue en el diseño.

2.2.4. Resultados

El monopilote resultante para la ubicación y el aerogenerador escogido, posee las dimensiones que se especifican en la *Tabla 6*:

Tabla 6. Dimensiones principales del monopilote.

Diámetro del pilote (D_p)	9,3 m
Espesor de la pared del pilote (t_p)	0,1 m
Longitud enterrada del pilote (L_p)	69,7 m
Longitud de la subestructura (L_S)	40,2 m
Longitud total del pilote (L_{pt})	109,9 m
Masa del pilote (m_p)	2.520 t

3. ESTUDIO REALIZADO

3.1. Definición e importancia de la interacción suelo-estructura

El suelo está continuamente sometido a los sismos que se dan lugar en él. Estos constituyen ondas que se propagan en todas direcciones en el interior terrestre hasta que llegan a la superficie del terreno. De esta forma, los sismos generan acumulaciones y liberaciones de grandes cantidades de energía en intervalos de tiempo muy pequeños. Cuando estas excitaciones sísmicas alcanzan las estructuras cimentadas sobre los suelos, estas experimentan efectos dinámicos y elásticos.

Se entiende como interacción suelo-estructura (SSI por sus siglas en inglés) a los esfuerzos y deformaciones que se presentan tanto en el suelo como en la estructura debido a la interacción entre ambos, causada por la diferencia entre las rigideces de los materiales que los

constituyen. La interacción cinemática (KI por sus siglas en inglés) suelo-estructura no es más que la modificación que sufre el movimiento del terreno por la presencia de la estructura, que responde a una excitación dinámica que el mismo suelo le transmite. El fenómeno consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales que son provocados como resultado de la flexibilidad del suelo ante sollicitaciones dinámicas y de la rigidez de la estructura [16]. Los parámetros de los que depende esta interacción dinámica suelo – estructura son: la geometría y material de la cimentación, las características del suelo y las características de la excitación sísmica.

Es una práctica habitual que, si la estructura se encuentra cimentada sobre un suelo muy rígido o apoyo indeformable, el efecto de interacción suelo-estructura se desprece, pues, en este caso, el movimiento que provoca el sismo en la cota de transición suelo-estructura es el mismo que el que se produciría en esta misma cota del suelo sin la estructura. Esto se debe a que, cuanto más rígido sea el suelo en relación con la rigidez de la cimentación, los movimientos que el terreno de apoyo experimente debido a la presencia de la estructura serán menores. Por ello, ante situaciones donde el suelo es bastante rígido, en un análisis sísmico la estructura se puede modelar como empotrada, a este caso se le denomina como sistema en base rígida.

Sin embargo, si la estructura está cimentada sobre un suelo no rígido o deformable, las ondas sísmicas, por la presencia de la estructura, y el comportamiento de esta última se ven afectados notablemente. Las propiedades modales de la estructura son modificadas si se tiene en cuenta la flexibilidad del suelo, el sistema en su conjunto, por lo general, poseería un mayor periodo natural y una mayor relación de amortiguamiento en comparación al sistema en base rígida. Por ello, en el análisis sísmico de estructuras es primordial considerar los efectos cinemáticos e inerciales asociados a la interacción suelo-estructura, pues influyen en el movimiento del suelo alrededor de la cimentación al variar las características dinámicas del sistema. Esto ocurre debido a que el suelo en donde se apoya la estructura tiene una forma característica de responder ante una excitación dinámica que no corresponde a la manera en cómo responde la estructura. De aquí surgen dos fenómenos, uno que tiene que ver con la transmisión de los movimientos que provienen de la estructura hacia el suelo, y el otro con la manera en que se modifica el movimiento que proviene del suelo y que se propaga por la estructura [16].

3.2. Metodología

En el estudio realizado se analiza la influencia que poseen los factores de interacción cinemática sobre la respuesta sísmica del conjunto subestructura-aerogenerador, siendo el aerogenerador seleccionado el AMSC wt10000dd SeaTitan. La influencia de estos factores de interacción cinemática se evalúa en términos de envolventes y valores máximos de deflexiones y esfuerzos ante distintas excitaciones sísmicas.

Para el cálculo de la respuesta del conjunto subestructura-torre (superestructura) ante los sismos a los que se le excita, se emplea un modelo de subestructuración basado en el método de los elementos finitos en el dominio de la frecuencia (ver *Figura 11*). La torre y la subestructura se dividen en N elementos finitos tipo vigas Bernoulli. El número de elementos en el que se divide queda especificado y justificado en el *Anexo III* que se adjunta en este trabajo, donde se realiza una prueba de convergencia para determinar el número de elementos a utilizar.

El comportamiento de la cimentación y su interacción con el suelo son simulados mediante impedancias (designados con la letra K en la *Figura 11*) y factores de interacción cinemática (designados con la letra I en la *Figura 11*). Las impedancias representan la flexibilidad y el amortiguamiento de la cimentación-suelo; mientras que los factores de interacción cinemática indican cómo filtra la cimentación el movimiento libre del terreno. Estos factores e impedancias son calculados a partir de un modelo previamente desarrollado en una tesis doctoral realizada en la división de la Mecánica de los Medios Continuos y Estructuras de la ULPGC [2]. Una vez que se obtienen los resultados en el dominio de la frecuencia, la respuesta en el dominio del tiempo se obtiene mediante el método del dominio de la frecuencia [17]. El intervalo de frecuencias en el que se calculan las soluciones en el dominio de la frecuencia se encuentra también definido en el *Anexo III* del presente trabajo, donde se especifica el paso de frecuencias y el valor máximo del intervalo de frecuencias utilizado.

Para resolver el problema, la excitación sísmica se asume que es una onda S que se propaga en el suelo produciendo un desplazamiento unitario en la base, este es el movimiento de campo libre, es decir, el movimiento del suelo libre sin la presencia de la estructura.

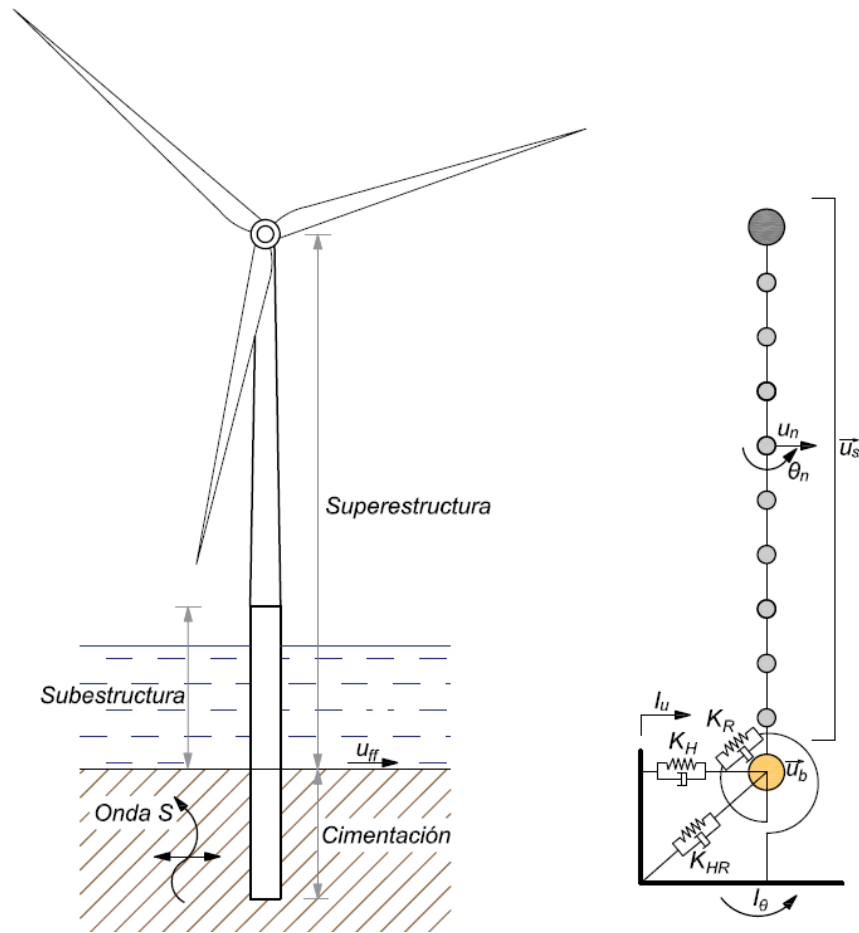


Figura 11. Modelo de subestructuración empleado. Adaptado de: [18].

Con el objetivo de analizar la influencia de la interacción suelo estructura y los factores de interacción cinemática se analizan dos modelos: modelo en base rígida y en base flexible. En el modelo en base rígida se considera que la estructura se encuentra sometida en su base a los desplazamientos del suelo en campo libre, esto es, los que se producen en ausencia de la propia estructura; mientras que en base flexible se considera giro y desplazamiento diferencial en la cota del lecho marino. El modelo en base flexible se divide a su vez en cuatro submodelos: base flexible con interacción cinemática (KI), sin interacción cinemática, con interacción cinemática solo considerando el factor de interacción cinemática lateral (I_u), y base flexible solo considerando el factor de interacción cinemática rotacional (I_{gy}).

La influencia de los factores de interacción cinemática es cuantificada analizando la respuesta del sistema en términos de deflexiones y esfuerzos. Para determinar estas deflexiones y esfuerzos, la respuesta temporal del sistema se simula a través de distintas excitaciones sísmicas. Concretamente, se utilizan 10 sismos, que fueron seleccionados de la base de datos de la Peer Ground Motion [19]. Los datos más relevantes de estos sismos se muestran en la *Tabla 7*:

Tabla 7. Sismos utilizados en el estudio. Fuente: [19].

Denominación	Año	Nombre de la estación	$V_{s,30}$ (m/s)	$a_{g,max}$ (g)
Imperial Valley-06	1979	Niland Fire Station	212	0,11
Victoria Mexico	1980	Chihuahua	242	0,15
Superstition Hills-02	1987	Imperial Valley W.L.A	179	0,21
Koaceli Turkey	1999	Yarimca	297	0,23
Chi-Chi Taiwan	1999	TCU059	273	0,16
Hector Mine	1999	Indio-Riverside C.F.G.	282	0,12
Chi-Chi Taiwan-04	1999	CHY047	170	0,13
Taiwan SMART1(45)	1999	SMART1 O11	295	0,13
Tottori Japan	2000	TTR008	139	0,32
Iwate Japan	2008	MYG007	167	0,13

Para poder comparar los resultados de cada uno de los sismos, la respuesta del sistema, es decir, los esfuerzos y las deflexiones, se divide entre la aceleración máxima de cada señal. En la *Memoria Justificativa* se explica de manera pormenorizada la metodología de cálculo de la respuesta del sistema.

Una vez que se tienen los resultados en el dominio del tiempo para cada uno de los modelos que se estudian, se pasa a realizar el análisis de los mismos. En este estudio se realizan dos análisis, uno para suelos marinos homogéneos y otro para suelos heterogéneos. En el primero, el lecho marino se considera como un semiespacio homogéneo, mientras que en el segundo se le considera como un semiespacio cuya rigidez aumenta con la profundidad.

❖ Análisis en suelos homogéneos

Primero, se realiza el estudio analizando suelos homogéneos, esto es, suelos con la misma velocidad de las ondas de corte (V_s) o el mismo módulo de Young a lo largo de toda la profundidad del suelo. Los suelos homogéneos analizados corresponden a suelos blandos-medios con V_s comprendidas en el intervalo [100 – 300] m/s, usando pasos de 25 m/s. Todos los demás parámetros o características del suelo se mantienen constantes, con los valores de los datos geotécnicos asignados en el *Anexo I*.

En primer lugar, se pasa a analizar las envolventes de deflexiones y de esfuerzos a lo largo de toda la superestructura para el aerogenerador de 10 MW y su monopilote resultante, tras haber dimensionado este último para el suelo más desfavorable (suelo más blando, con $V_s = 100$ m/s). Para facilitar la evaluación de la influencia de los factores de interacción cinemática, se representan los resultados de tres maneras diferentes: primero, se representan los

resultados por modelos, en segundo lugar, por sismos, y, finalmente, se representan las ratios de deflexiones y esfuerzos con respecto a los resultados obtenidos para base rígida y para base flexible sin haber considerado los factores de interacción cinemática.

En segundo lugar, se evalúa la influencia de cambiar la rigidez del suelo sobre las deflexiones y esfuerzos máximos que se obtienen. Para ello, se representa la respuesta máxima del sistema frente a las velocidades de corte de los suelos considerados, por modelos, sismos y ratios.

❖ **Análisis en suelos heterogéneos**

Después de haber realizado el estudio para los suelos homogéneos, se pasa a realizar el mismo análisis, pero ahora con suelos heterogéneos, con un perfil parabólico de variación en cuanto a la velocidad de las ondas de cizalla. Se consideran promedios de velocidades de ondas de corte en los primeros 30 metros de profundidad ($V_{s,30}$) comprendidas entre los [100 – 300] m/s en saltos de 25 m/s. Esta consideración es más realista de cara a simular la rigidez del lecho marino, pues en las capas superiores se tendría un perfil de suelo con menor rigidez (arena), mientras que a medida que incrementa la profundidad se tendría un perfil con mayor rigidez, simulando así la aparición de estratos de rocas en el lecho marino a medida que incrementa la profundidad.

Para este caso, se sacan las mismas representaciones que las descritas para los suelos homogéneos, es decir, las envolventes para un suelo con $V_{s,30} = 100$ m/s a lo largo de toda la superestructura y, posteriormente, las deflexiones y esfuerzos máximos con respecto a las $V_{s,30}$ de los distintos suelos, representando los resultados por modelos, sismos y ratios.

Finalmente, para contrastar los resultados obtenidos considerando los suelos homogéneos y los no homogéneos, se comparan las envolventes medias obtenidas para el suelo homogéneo de $V_s = 100$ m/s con las envolventes resultantes del suelo heterogéneo de $V_{s,30} = 100$ m/s, posteriormente, se comparan las medias de las deflexiones, cortantes y momentos máximos que se obtienen en ambos casos.

Todas las representaciones y el análisis de cada una de ellas se detallan en la *Memoria Justificativa*.

3.3. Conclusiones sacadas del estudio

Las principales conclusiones sacadas en los distintos análisis realizados se indican a continuación:

Envolventes de esfuerzos para el suelo homogéneo

- Las mayores envolventes de deflexiones y esfuerzos se dan en el modelo en base flexible con interacción cinemática (KI). La inclusión de los fenómenos de interacción cinemática incrementa el valor de las deflexiones y de los esfuerzos que se obtienen a lo largo de toda la superestructura, en comparación a los modelos en base rígida y base flexible sin interacción cinemática.
- Por lo general, los esfuerzos y deflexiones que se obtienen en el modelo en base flexible sin KI son menores que los que dan en base rígida.
- Tanto para las deflexiones como para los esfuerzos, la diferencia entre considerar o no los factores de interacción cinemática viene marcada, principalmente, por la inclusión del factor de interacción cinemática rotacional (I_{gy}).
- En las deflexiones y en los flectores la respuesta del sistema para los modelos en base flexible sin KI y base flexible con únicamente el factor de interacción cinemática lateral (I_u) es muy parecida.
- En cuanto a los cortantes, la influencia que presenta el factor I_{gy} es mayor que la que se tiene en las deflexiones y en los momentos, pues en el modelo que considera solo el factor I_{gy} se obtienen mayores cortantes que en el modelo de base flexible con solo I_u .

Envolventes de esfuerzos para el suelo heterogéneo

- La tendencia de las envolventes que se obtienen para el lecho marino no homogéneo es similar a la que se da en el suelo homogéneo, por lo que todas las conclusiones mencionadas anteriormente son también aplicables a este suelo heterogéneo.

Comparación entre las envolventes del suelo homogéneo y heterogéneo

- Las envolventes de deflexiones y de esfuerzos que se dan para el perfil homogéneo y en los modelos en base flexible con KI y con solo I_{gy} , son ligeramente mayores que las que se dan en estos mismos modelos para el suelo heterogéneo.
- La influencia del factor I_{gy} en el suelo homogéneo es mayor que la tiene este mismo en el suelo heterogéneo. Lo contrario se da para el factor I_u , este último adquiere mayor relevancia en el suelo heterogéneo. No obstante, el cambio que se produce en las envolventes es más significativo en el modelo donde solo se considera el factor I_{gy} .

Influencia de la rigidez del suelo en los perfiles homogéneos (variación de V_s)

- Las deflexiones, cortantes y los momentos máximos que se tienen en el modelo en base flexible con KI son mayores que los que se dan en base rígida y en el modelo en base flexible sin KI, para todos los suelos analizados.
- Las curvas correspondientes a la respuesta máxima del sistema en los modelos en base flexible con KI y con solo I_{gy} adquieren una evolución parecida a medida que incrementa la rigidez del suelo, pues las curvas que se dan en estos dos modelos poseen una forma más o menos aproximada.
- En los modelos en base flexible con KI y con solo I_{gy} , las deflexiones máximas se dan para el suelo más blando ($V_s = 100 \text{ m/s}$), mientras que los cortantes y momentos máximos se dan para un suelo con $V_s = 150 \text{ m/s}$.
- Tanto en las deflexiones como en los esfuerzos, en los modelos en base flexible sin KI y con solo I_u se dan resultados parecidos. En los cortantes sí se puede apreciar que existen variaciones entre estos dos modelos para los suelos más blandos. En estos dos modelos los esfuerzos máximos se dan para el suelo más rígido.
- A medida que incrementa la rigidez del suelo, la relevancia de los efectos de interacción cinemática suelo-estructura disminuye, más en las deflexiones que en los esfuerzos. A pesar de ello, los esfuerzos que se siguen dando en el modelo en base flexible con KI para los suelos más rígidos, siguen siendo notablemente superiores a los que se dan en base rígida y en base flexible sin KI.

Influencia de la rigidez del suelo en los perfiles no homogéneos ($V_{s,30}$)

- Los resultados que se dan en los perfiles heterogéneos siguen una tendencia similar a los obtenidos en los perfiles homogéneos, por lo que las conclusiones anteriormente citadas son también aplicables a los lechos marinos no homogéneos.
- El máximo valor de todos los esfuerzos se da en el modelo en base flexible con KI para una $V_{s,30}$ de 175 m/s.

Comparativa de la respuesta máxima del sistema entre perfiles homogéneos y no homogéneos

- En los modelos en base flexible con KI y con solamente I_{gy} se dan las mayores diferencias entre considerar suelos homogéneos o heterogéneos, tanto en las deflexiones como en los esfuerzos máximos.
- La diferencia que se da en el modelo en base flexible con KI al considerar perfiles homogéneos o heterogéneos viene marcada por el factor I_{gy} .

- Las mayores diferencias entre considerar o no la homogeneidad del suelo se dan para una $V_s - V_{s,30}$ de 150 m/s en los cortantes y momentos, luego, a medida que incrementa la rigidez del lecho marino esta diferencia parece ir disminuyendo poco a poco.

4. CASO DE APLICACIÓN

4.1. Metodología

En la realización del caso de aplicación, se obtiene la respuesta del sistema, es decir, las deflexiones y esfuerzos del conjunto subestructura-torre, considerando la aceleración sísmica de Canarias.

Para ello, primero se calcula la aceleración sísmica de cálculo de las islas atendiendo a la NCSE-02, que adquiere un valor de 0,064g, poniendo de manifiesto que Canarias posee una aceleración sísmica bastante pequeña en comparación, por ejemplo, con la que se tiene en el sur peninsular (donde en algunas zonas la aceleración sísmica básica supera los 0,16g según esta misma norma [NCSE-02]). Posteriormente, se utilizan los mismos sismos que los que se usaron en el estudio (*Tabla 7*), estos acelerogramas se escalan con respecto a la aceleración máxima de cada terremoto y se multiplican por el valor de la aceleración sísmica de cálculo (0,064g). Finalmente, se determinan las envolventes de deflexiones y de esfuerzos. De esta forma, se adquiere la respuesta del sistema ante la excitación sísmica de la Isla de Gran Canaria establecida en la normativa.

En este caso de aplicación las envolventes se obtienen para los cuatro aerogeneradores analizados en el *Anexo II*, considerando que todos poseen el monopilote correspondiente al aerogenerador de 10 MW (monopilote de la *Tabla 6*). Estas envolventes se calculan para todos los aerogeneradores tomando un suelo homogéneo con $V_s = 100$ m/s y un lecho marino no homogéneo con $V_{s,30} = 100$ m/s. Los resultados obtenidos, así como su análisis se detallan en la *Memoria Justificativa*.

4.2. Conclusiones

Las principales conclusiones sacadas en base a los resultados de este caso de aplicación son las que se exponen a continuación:

- Se observa como el aumento del tamaño del aerogenerador implica obtener unas envolventes de esfuerzos mayores en todos los modelos estudiados.

- Las tendencias que se tienen en los resultados para cada uno de los aerogeneradores en los distintos modelos y en los dos suelos considerados son similares a las que se tenían en el estudio.
- A medida que incrementa el tamaño de los aerogeneradores, la influencia de los factores de interacción cinemática también es mayor.
- Las cargas sísmicas máximas obtenidas para el aerogenerador de 10 MW constituyen, aproximadamente, el 10 % de las cargas de diseño del monopilote.

5. POSIBLES DESARROLLOS FUTUROS

En el estudio realizado en este trabajo se ha analizado la influencia de los factores de interacción cinemática en la respuesta sísmica de aerogeneradores marinos monopilotados. Dicho análisis se ha elaborado, principalmente, analizando distintos suelos marinos. Como posibles desarrollos futuros a este trabajo se plantean las dos siguientes propuestas:

- Elaboración de un estudio donde se analice la influencia de las propiedades de la excitación sísmica sobre la respuesta dinámica del conjunto. Entre estas propiedades podría estudiarse la tipología de las ondas que conforman la excitación y su ángulo de incidencia.
- Analizar la influencia de los fenómenos de interacción cinemática sobre la respuesta sísmica de aerogeneradores cimentados con otras tipologías de cimentación (Jacket, Tripilote, Apoyo por Gravedad...).

6. REFERENCIAS

[1] GRAFCAN MAPAS DE CANARIAS, Cartográfica de Canarias, S.A. [En línea]. Visor. Disponible en: <https://visor.grafcan.es/visorweb/>. Último acceso: abril de 2022.

[2] Meneses, G. M. Á. (2018). Dynamic response of piled structures. Implementation of a model based on the integral formulation of the problem and the use of a fundamental solution for the layered half space (Doctoral dissertation, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria).

[3] Hoja de Ruta para el desarrollo de la Eólica Marina y de las Energías del Mar. (2021). Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, MITECO. Disponible en: <https://www.miteco.gob.es/es/ministerio/planes-estrategias/desarrollo-eolica-marina-energias/default.aspx>. Consultado en marzo de 2022.

- [4] Madsen, C. A., Kragh-Poulsen, J. C., Thage, K. J., & Andreassen, M. J. (2017, December). Analytical and numerical investigation of bolted steel ring flange connection for offshore wind monopile foundations. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 276, No. 1, p. 012034). IOP Publishing.
- [5] Roca, J. A. (2021, 31 julio). *La española Offshoretronic desarrolla un nuevo método de transporte e instalación de eólica marina que genera un 40% de ahorro en costes*. El Periodico de la Energía. Disponible en: <https://elperiodicodelaenergia.com/la-espanola-offshoretronic-desarrolla-un-nuevo-metodo-de-transporte-e-instalacion-de-eolica-marina-que-genera-un-40-de-ahorro-en-costes/>. Consultado en marzo de 2022.
- [6] E. (2021b, julio 2). *Navantia Fene fabricará monopilotes de 100 metros de longitud y 2.500 toneladas de peso para aerogeneradores marinos*. Energías Renovables, el periodismo de las energías limpias. Disponible en: <https://www.energias-renovables.com/eolica/navantia-fene-fabricara-monopilotes-de-100-metros-20210702>. Consultado en marzo de 2022.
- [7] Quevedo, R. (2019). Diseño de una estructura Jacket multipilotada para soporte de un aerogenerador marino en la isla de Gran Canaria. Trabajo de fin de máster - Máster en Ingeniería Industrial. Universidad de las Palmas de Gran Canaria – Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles. Disponible en: http://mmc.siani.es/files/documents/Master/TFM_Roman_Quevedo.pdf.
- [8] Dong, W., Moan, T., & Gao, Z. (2012). Fatigue reliability analysis of the jacket support structure for offshore wind turbine considering the effect of corrosion and inspection. *Reliability Engineering & System Safety*, 106, 11-27.
- [9] Rodríguez, G. (2018). Dimensionamiento de cimentaciones superficiales para aerogeneradores offshore. Trabajo de fin de máster - Máster en Ingeniería Industrial. Universidad de las Palmas de Gran Canaria – Escuela de Ingenierías Industriales y Civiles. Disponible en: http://mmc.siani.es/files/documents/Master/TFM_Gabriel_Rodriguez.pdf
- [10] Contributor, W. (2020, 17 diciembre). *Comparing offshore wind turbine foundations*. Windpower Engineering & Development. Disponible en: <https://www.windpowerengineering.com/comparing-offshore-wind-turbine-foundations/>. Consultado en marzo de 2022.

- [11] *Sacrificial anodes for wind turbine foundations*. (2019, 6 diciembre). Cathwell. Disponible en: <https://cathwell.com/industries/wind-turbines/cathodic-protection/>. Consultado en marzo de 2022.
- [12] LAS ESTRUCTURAS DE LA EÓLICA OFFSHORE. (2021, 25 junio). EgaMaster. Disponible en: <https://www.egamaster.com/es/ega-wiki/2021/6/25/las-estructuras-de-la-eolica-offshore>. Consultado en marzo de 2022.
- [13] SKI Ingenieures. mbh. (2020, 1 noviembre). Tripile. Disponible en: <https://ski-consult.de/en/taetigkeitsbereiche/offshore-windenergieanlagen/tripile/>. Consultado en marzo de 2022.
- [14] L. Arany, S. Bhattacharya, J. Macdonald y S. Hogan, «Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 126-152, 2017.
- [15] DNV GL Group, *DNVGL-ST-0126: Support structures for wind turbines.*, 2016.
- [16] Arias, P. (2015). Interacción dinámica suelo-estructura aplicada a distintas geometrías de cimentación (vibración transmitida del suelo a la estructura). Universidad Nacional Autónoma de México.
- [17] Chopra, A. K., Solá, L. R. F., Soberón, C. G., & Murrieta, J. E. (2014). *Dinámica de estructuras*. Pearson.
- [18] Medina, C., Álamo, G. M., & Quevedo-Reina, R. (2021). Evolution of the Seismic Response of Monopile-Supported Offshore Wind Turbines of Increasing Size from 5 to 15 MW including Dynamic Soil-Structure Interaction. *Journal of Marine Science and Engineering*, 9(11), 1285.
- [19] *PEER Ground Motion Database - PEER Center*. (s. f.). PEER Ground Motion Database. Disponible en: <https://ngawest2.berkeley.edu/>. Último acceso: abril de 2022.

MEMORIA JUSTIFICATIVA

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN
CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES
MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. METODOLOGÍA	1
1.1. Metodología seguida para el dimensionado de la estructura soporte.....	1
1.1.1. <i>Predimensionado</i>	1
1.1.1.1. Diámetro	1
1.1.1.2. Espesor del monopilote	2
1.1.1.3. Longitud enterrada del pilote	2
1.1.1.4. Altura del monopilote sobre la línea de barro	3
1.1.1.5. Diámetro de la subestructura	4
1.1.2. <i>Cargas sobre la cimentación</i>	4
1.1.2.1. Estados de carga para el diseño de la cimentación	5
1.1.2.2. Cargas variables.....	8
1.1.2.2.1. Acción del viento.....	8
1.1.2.2.1.1. <i>Escenario de viento U-2</i>	9
1.1.2.2.1.2. <i>Escenario de viento U-3</i>	10
1.1.2.2.2. <i>Acción de las olas</i>	12
1.1.2.2.2.1. <i>Coefficientes de arrastre y de inercia</i>	14
1.1.2.2.3. <i>Acción debida a las corrientes marinas</i>	15
1.1.2.3. Carga permanente debido al peso propio	16
1.1.3. <i>Interacción suelo-estructura, cálculo de las rigideces para monopilotes flexibles</i>	17
1.1.4. <i>Criterios de comprobación</i>	19
1.1.4.1. Estados Límites de Servicio (ELS)	19
1.1.4.1.1. <i>Frecuencia natural y cálculo de los Factores de Amplificación Dinámicos (DAF)</i>	19
1.1.4.1.1.1. <i>Frecuencia natural</i>	19
1.1.4.1.1.2. <i>Factores de amplificación dinámicos</i>	21
1.1.4.1.2. <i>Deformaciones</i>	22

1.1.4.2. Estados límites últimos (ELU)	22
1.1.4.2.1. <i>Estimación de la capacidad última del terreno</i>	22
1.1.4.2.2. <i>Comprobación de plastificación</i>	23
1.1.4.2.3. <i>Inestabilidad elástica, pandeo</i>	24
1.1.4.2.3.1. <i>Secciones de clase 1,2 y 3</i>	25
1.1.4.2.3.2. <i>Secciones de clase 4</i>	26
1.1.4.2.3.3. <i>Comprobación del pandeo local</i>	28
1.1.4.2.3.4. <i>Comprobación del pandeo global</i>	29
1.1.4.3. Estado límite de Fatiga (ELF)	30
1.1.5. <i>Estructura y diagrama de flujo de la rutina de dimensionado realizada</i>	31
1.2. Metodología para el cálculo de los desplazamientos y esfuerzos ante distintas excitaciones sísmicas.....	35
1.2.1. <i>Modelado de la superestructura</i>	36
1.2.1.1. <i>Ensamblaje de las matrices de rigidez y masa</i>	38
1.2.2. <i>Modelado de la cimentación</i>	38
1.2.3. <i>Sistema de ecuaciones a resolver</i>	40
1.2.3.1. <i>Resolución del sistema de ecuaciones para cada uno de los modelos que se estudian</i>	40
1.2.4. <i>Cálculo de los esfuerzos</i>	43
1.2.5. <i>Funciones de respuesta en frecuencia</i>	43
1.2.6. <i>Método del dominio de la frecuencia</i>	44
1.2.7. <i>Estructura de la rutina elaborada para el cálculo de la respuesta sísmica</i>	47
1.3. Metodología para el análisis del estudio	47
1.4. Metodología para el caso de aplicación.....	51
2. RESULTADOS DEL DIMENSIONADO Y DEL ESTUDIO	52
2.1. Dimensionado de la cimentación.....	52
2.1.1. <i>Datos de partida</i>	52
2.1.1.1. <i>Ubicación</i>	52

2.1.1.2.	Aerogenerador	53
2.1.1.3.	Datos meteorológicos, oceánicos y geotécnicos	53
2.1.1.4.	Material del monopilote y de la torre del aerogenerador	54
2.1.2.	<i>Resultados obtenidos</i>	55
2.1.2.1.	Cargas en la cimentación	55
2.1.2.1.1.	<i>Cargas de viento</i>	55
2.1.2.1.2.	<i>Cargas de las olas</i>	56
2.1.2.1.3.	<i>Cargas de las corrientes marinas</i>	56
2.1.2.1.4.	<i>Combinación de cargas</i>	56
2.1.2.1.5.	<i>Carga vertical (peso muerto)</i>	57
2.1.2.2.	Estados límites	58
2.1.2.2.1.	<i>Estados límites de servicio</i>	58
2.1.2.2.2.	<i>Estados límites últimos</i>	58
2.1.2.2.2.1.	<i>Capacidad última del terreno</i>	58
2.1.2.2.2.2.	<i>Comprobación de plastificación</i>	59
2.1.2.2.2.3.	<i>Comprobación de pandeo</i>	59
2.1.2.2.3.	<i>Estado límite de servicio de fatiga</i>	59
2.1.2.2.4.	<i>Resumen de estados límites</i>	59
2.1.2.3.	Dimensiones finales del monopilote.....	60
2.2.	Resultados y análisis del estudio.....	60
2.2.1.	<i>Envolventes para un suelo con $V_s=100$ m/s</i>	61
2.2.1.1.	Representaciones por modelos.....	61
2.2.1.2.	Representaciones por sismos.....	64
2.2.1.3.	Representaciones por ratios	70
2.2.2.	<i>Variación de la respuesta máxima para distintos suelos homogéneos</i>	77
2.2.2.1.	Representaciones por modelos.....	77
2.2.2.2.	Representaciones por sismos.....	81
2.2.2.3.	Representaciones por ratios	85

2.2.3.	<i>Envoltentes para un suelo con $V_{s,30}=100$ m/s</i>	92
2.2.3.1.	Representaciones por modelos.....	92
2.2.3.2.	Representaciones por sismos.....	94
2.2.3.3.	Representaciones por ratios	98
2.2.4.	<i>Variación de la respuesta máxima para distintos suelos heterogéneos</i>	104
2.2.4.1.	Representaciones por modelos.....	104
2.2.4.2.	Representaciones por sismos.....	106
2.2.4.3.	Representaciones por ratios	110
2.2.5.	<i>Comparativa entre suelos homogéneos y heterogéneos</i>	116
2.2.5.1.	Comparativa de las envoltentes medias obtenidas.....	116
2.2.5.2.	Comparativa de los valores máximos obtenidos para cada perfil	118
3.	CASO DE APLICACIÓN	120
3.1.	Datos de partida.....	120
3.2.	Resultados y análisis del caso de aplicación	121
3.2.1.	<i>Envoltentes medias para un suelo con $V_s=100$ m/s y $V_{s,30}=100$ m/s</i>	121
4.	REFERENCIAS	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Representación de los resortes que simulan la interacción suelo estructura. Adaptado de: [1].	18
Figura 2. Diagrama de flujo del proceso de dimensionado del monopilote.	34
Figura 3. Modelo de subestructuración. Adaptado de [13].	35
Figura 4. Elemento viga Bernoulli.	36
Figura 5. Excitación $p(t)$ y su versión discretizada. Adaptada de [14].	45
Figura 6. Envolventes de deflexiones por modelos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	62
Figura 7. Envolventes de cortantes por modelos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	63
Figura 8. Envolventes de momentos por modelos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	64
Figura 9. Envolventes de deflexiones por sismos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	67
Figura 10. Envolventes de cortantes por sismos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	68
Figura 11. Envolventes de momentos por sismos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	69
Figura 12. Ratios para las medias de todos los terremotos, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	71
Figura 13. Ratios para el terremoto Imperial Valley-06, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	72
Figura 14. Ratios para el terremoto Victoria Mexico, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	72
Figura 15. Ratios para el terremoto Superstition Hills-02, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	73
Figura 16. Ratios para el terremoto Kocaeli Turkey, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	73
Figura 17. Ratios para el terremoto Chi-Chi Taiwan, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	74
Figura 18. Ratios para el terremoto Hector Mine, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	74
Figura 19. Ratios para el terremoto Chi-Chi Taiwan-04, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	75
Figura 20. Ratios para el terremoto Taiwan SMART1(45), suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	75
Figura 21. Ratios para el terremoto Tottori Japan, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	76
Figura 22. Ratios para el terremoto Iwate, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.	76
Figura 23. Deflexiones máximas vs V_s por modelos (suelos homogéneos).	78
Figura 24. Cortantes máximos vs V_s por modelos (suelos homogéneos).	80
Figura 25. Momentos máximos vs V_s por modelos (suelos homogéneos).	80
Figura 26. Deflexiones máximas vs V_s por sismos (suelos homogéneos).	82
Figura 27. Cortantes máximos vs V_s por sismos (suelos homogéneos).	83
Figura 28. Momentos máximos vs V_s por sismos (suelos homogéneos).	84
Figura 29. Ratios vs V_s para las medias de todos los terremotos (suelos homogéneos).	86

Figura 30. Ratios vs V_s para el sismo de Imperial Valley-06 (suelos homogéneos).....	87
Figura 31. Ratios vs V_s para el sismo de Victoria Mexico (suelos homogéneos).....	87
Figura 32. Ratios vs V_s para el sismo de Superstition Hills-02 (suelos homogéneos).....	88
Figura 33. Ratios vs V_s para el sismo de Kocaeli Turkey (suelos homogéneos).....	88
Figura 34. Ratios vs V_s para el sismo de Chi-Chi Taiwan (suelos homogéneos).	89
Figura 35. Ratios vs V_s para el sismo de Hector Mine (suelos homogéneos).....	89
Figura 36. Ratios vs V_s para el sismo de Chi-Chi Taiwan-04 (suelos homogéneos).....	90
Figura 37. Ratios vs V_s para el sismo de Taiwan SMART1(45) (suelos homogéneos).	90
Figura 38. Ratios vs V_s para el sismo de Tottori Japan (suelos homogéneos).....	91
Figura 39. Ratios vs V_s para el sismo de Iwate (suelos homogéneos).	91
Figura 40. Envolventes de deflexiones por modelos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	93
Figura 41. Envolventes de cortantes por modelos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	93
Figura 42. Envolventes de momentos por modelos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	94
Figura 43. Envolventes de deflexiones por sismos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	95
Figura 44. Envolventes de cortantes por sismos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	96
Figura 45. Envolventes de momentos por sismos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	97
Figura 46. Ratios para las medias de todos los terremotos, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	98
Figura 47. Ratios para el terremoto Imperial Valley-06, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	99
Figura 48. Ratios para el terremoto Victoria Mexico, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s..	99
Figura 49. Ratios para el terremoto Superstition Hills-02, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	100
Figura 50. Ratios para el terremoto Kocaeli Turkey, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	100
Figura 51. Ratios para el terremoto Chi-Chi Taiwan, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	101
Figura 52. Ratios para el terremoto Hector Mine, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.....	101
Figura 53. Ratios para el terremoto Imperial Chi-Chi Taiwan-04, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	102

Figura 54. Ratios para el terremoto Taiwan SMART1(45), suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	102
Figura 55. Ratios para el terremoto Tottori Japan, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s....	103
Figura 56. Ratios para el terremoto Iwate, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.	103
Figura 57. Deflexiones máximas vs $V_{s,30}$ por modelos (suelos heterogéneos).	105
Figura 58. Cortantes máximos vs $V_{s,30}$ por modelos (suelos heterogéneos).	105
Figura 59. Momentos máximos vs $V_{s,30}$ por modelos (suelos heterogéneos).	106
Figura 60. Deflexiones máximas vs $V_{s,30}$ por sismos (suelos heterogéneos).	107
Figura 61. Cortantes máximos vs $V_{s,30}$ por sismos (suelos heterogéneos).	108
Figura 62. Momentos máximos vs $V_{s,30}$ por sismos (suelos heterogéneos).	109
Figura 63. Ratios vs $V_{s,30}$ para las medias de todos los terremotos (suelos heterogéneos)...	110
Figura 64. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Imperial Valley-06 (suelos heterogéneos).....	111
Figura 65. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Victoria Mexico (suelos heterogéneos).	111
Figura 66. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Superstition Hills-02 (suelos heterogéneos).....	112
Figura 67. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Kocaeli Turkey (suelos heterogéneos).....	112
Figura 68. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Chi-Chi Taiwan (suelos heterogéneos).	113
Figura 69. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Hector Mine (suelos heterogéneos).	113
Figura 70. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Chi-Chi Taiwan-04 (suelos heterogéneos).....	114
Figura 71. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Taiwan SMART1(45) (suelos heterogéneos).....	114
Figura 72. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Tottori Japan (suelos heterogéneos).	115
Figura 73. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Iwate (suelos heterogéneos).	115
Figura 74. Comparación de las envolventes de deflexiones entre el suelo homogéneo y heterogéneo.....	117
Figura 75. Comparación de las envolventes de cortantes entre el suelo homogéneo y heterogéneo.....	117
Figura 76. Comparación de las envolventes de momentos entre el suelo homogéneo y heterogéneo.....	118
Figura 77. Comparativa de las medias de las deflexiones entre suelos homogéneos y heterogéneos.	119
Figura 78. Comparativa de las medias de los cortantes entre suelos homogéneos y heterogéneos.	119
Figura 79. Comparativa de las medias de los momentos entre suelos homogéneos y heterogéneos.	120
Figura 80. Envolventes medias de deflexiones para el suelo homogéneo ($V_s=100$ m/s) y heterogéneo ($V_{s,30}=100$ m/s) - Caso de aplicación.	123

Figura 81. Envolventes medias de cortantes para el suelo homogéneo ($V_s=100$ m/s) y heterogéneo ($V_{s,30}=100$ m/s) - Caso de aplicación.	124
Figura 82. Envolventes medias de momentos para el suelo homogéneo ($V_s=100$ m/s) y heterogéneo ($V_{s,30}=100$ m/s) - Caso de aplicación.	125

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Escenarios de cargas con modelos de viento y de olas	7
Tabla 2. Clases de secciones para el pandeo según [9].	25
Tabla 3. Sismos estudiados con sus características principales.	48
Tabla 4. Características principales de la ubicación escogida.	52
Tabla 5. Características principales del aerogenerador AMSC wt10000dd SeaTitan.	53
Tabla 6. Datos de viento en la ubicación seleccionada.	53
Tabla 7. Datos del oleaje en la ubicación seleccionada.	54
Tabla 8. Datos de las corrientes marinas en la ubicación seleccionada.	54
Tabla 9. Datos geotécnicos en la ubicación seleccionada.	54
Tabla 10. Propiedades del acero S355.	54
Tabla 11. Cargas de viento obtenidas.	55
Tabla 12. Cargas de olas obtenidas.	56
Tabla 13. Cargas de corrientes obtenidas.	56
Tabla 14. Escenarios de cargas.	57
Tabla 15. Masas y carga vertical debida al peso propio.	57
Tabla 16. Resultados de las impedancias de la interacción suelo-estructura.	58
Tabla 17. Resultados y comprobación de la frecuencia natural.	58
Tabla 18. Deformaciones obtenidas en la cabeza del monopilote.	58
Tabla 19. Capacidad última del terreno.	58
Tabla 20. Comprobación de plastificación.	59
Tabla 21. Comprobación de pandeo.	59
Tabla 22. Estado límite de servicio de fatiga.	59
Tabla 23. Resumen de estados límites.	60
Tabla 24. Dimensiones finales obtenidas para el monopilote.	60

1. METODOLOGÍA

1.1. Metodología seguida para el dimensionado de la estructura soporte

En este apartado se detalla la metodología empleada para diseñar y comprobar el monopilote. Este procedimiento se realizó en base a los estándares internacionales (DNV, IEC y Eurocódigos) y el artículo “*Design of monopiles for offshore Wind turbines in 10 steps*” [1].

1.1.1. Predimensionado

Como se está ante un cálculo y dimensionamiento iterativo, primero, es necesario definir el parámetro principal e independiente del diseño iterativo. Este parámetro independiente es el diámetro del monopilote, dicha consideración se basa en que es el parámetro clave de diseño, todos los demás parámetros dependen de este. El diámetro es el factor clave en el límite de fluencia del monopilote, así como a la hora de valorar la resistencia del terreno y en el estudio de la frecuencia natural del conjunto, pues su masa aumenta con el cuadrado del diámetro.

El factor principal que condiciona la dimensión final del diámetro del monopilote es la carga mayor de viento. Por ello, en primer lugar, resulta necesario estimar esta carga, para luego calcular el diámetro, y con este último calcular las demás características geométricas principales del monopilote, estos son, el espesor de la pared del pilote t_p y longitud enterrada del mismo L_p . Una vez estimados estos parámetros se empezaría el dimensionamiento iterativo del monopilote hasta que se cumplan todas las comprobaciones necesarias.

1.1.1.1. Diámetro

Tal y como se mencionó anteriormente, la carga de viento es la que más influencia tiene en el resultado del diámetro del monopilote. Así, el pilote debe ser capaz de resistir esta carga sin que plastifique, de forma que el diámetro mínimo con el que empezar a iterar se pueda estimar con la siguiente expresión:

$$\sigma_m = \frac{M_{wind,EOG}}{I_p} \cdot \frac{D_p}{2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_M} \rightarrow \frac{D_p}{I_p} < \frac{2 \cdot f_{yk}}{\gamma_M \cdot M_{wind,EOG}} \quad (1)$$

Donde:

- σ_m es la tensión máxima de la sección.
- I_p es el momento de inercia del monopilote.
- D_p es el diámetro del monopilote.
- f_{yk} es el límite elástico del material.
- γ_M es el factor de seguridad relativo al material (adquiere un valor de 1,1).

- $M_{wind,EOG}$ es el momento de viento máximo al que está sometida la estructura. El cálculo de este esfuerzo se detalla más adelante en la explicación de la metodología de cálculo de las cargas variables (*Sección 1.1.2.2.1.2*).

El momento de inercia de área del monopilote se puede calcular también en función del diámetro del monopilote, con la siguiente *Ecuación (2)*, que proviene de la fórmula recomendada por la API-2A-WSD [2]. Esta última se describe en el siguiente *Apartado 1.1.1.2* y se usa para hallar el espesor del monopilote.

$$I_p = \frac{1}{8} \cdot (D_p - t_p)^3 \cdot t_p \cdot \pi \approx \frac{1}{8} \cdot \left(D_p - 6,35 - \frac{D_p}{100}\right)^3 \cdot \left(6,35 + \frac{D_p}{100}\right) \cdot \pi \quad (2)$$

Siendo:

- I_p es el momento de inercia de área del monopilote.
- t_p es el espesor de la pared del monopilote.

De esta forma, se van tanteando valores de D_p de forma iterativa hasta que se cumpla la condición dada en la *Ecuación (1)*, una vez que se cumpla la condición, se pasa a calcular el espesor del monopilote.

1.1.1.2. *Espesor del monopilote*

El valor inicial del espesor de pared del monopilote se puede hallar mediante la expresión que se encuentra en la recomendación API-2A-WSD [2], que establece la relación mínima entre el diámetro y el espesor del monopilote para evitar el pandeo lateral y global.

$$t_p \geq 6,35 + \frac{D_p}{100} \quad (3)$$

Siendo:

- t_p el espesor de la pared del monopilote expresada en mm.
- D_p el diámetro del monopilote en mm.

1.1.1.3. *Longitud enterrada del pilote*

La longitud enterrada del pilote viene dada por la inercia del monopilote y la relación entre las rigideces del monopilote y del suelo. Existen diversas expresiones para calcular la longitud enterrada del monopilote tratadas en distintos artículos o normativas. No obstante, las expresiones que normalmente se utilizan para suelos arenosos y arcillosos, donde el módulo de reacción de la subrasante del suelo aumenta con la profundidad, son las siguientes:

- Para pilotes esbeltos:

$$L_p > 4 \cdot \left(\frac{E_p \cdot I_p}{n_h} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (4)$$

- Para pilotes rígidos:

$$L_p > 2 \cdot \left(\frac{E_p \cdot I_p}{n_h} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (5)$$

Donde:

- E_p es el módulo de Young del monopilote en N/m².
- I_p es el momento de inercia del área del monopilote (en m⁴).
- n_h es el coeficiente horizontal de la subrasante del suelo (en N/m³). Este se puede hallar mediante la ecuación de Terzaghi, dada en [1]:

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma'}{1,35} \quad (6)$$

Siendo:

- A es un parámetro adimensional con valores comprendidos entre 100 y 300 para arena suelta; 300 y 1.000 para arena medianamente densa; y entre 1.000 y 3.000 para arena densa.
- γ' es el peso específico unitario sumergido, que, para arena suelta a medianamente densa, adquiere un valor de 9.000 N/m³ [1].

Como se considera un suelo con arena medianamente densa, se escoge un valor de A de 600, además, como se quiere dimensionar un pilote esbelto, se escoge la Ecuación (4).

1.1.1.4. Altura del monopilote sobre la línea de barro

La altura del monopilote sobre la línea de barro, o la altura de la subestructura, es la altura o distancia del monopilote desde la línea de barro hasta la cota superior a la que llega la pieza de transición de la torre-monopilote. Este parámetro es fundamental para la frecuencia natural de la estructura en su conjunto, pues esta depende en gran medida de la flexibilidad de la subestructura. Por otra parte, también influye en gran medida en el peso total del conjunto, y, por tanto, en la fuerza vertical total debida al peso propio que se tiene sobre la cimentación.

Esta altura no enterrada del monopilote se calcula siguiendo la DNV-OS-J101 [3], de acuerdo con la siguiente expresión:

$$L_s = HWL + \eta_{50} + g_A = S + H_{Max,50} + 0,2 \cdot H_{S,50} \quad (7)$$

Donde:

- HWL es el mayor nivel del agua con un periodo de retorno de 50 años ($HWL \equiv S$).
- η_{50} es la altura mayor de cresta de ola esperada en un periodo de 50 años ($\eta_{50} \equiv H_{Max,50}$).
- g_A es un espacio de aire entre el nivel más alto esperado de la cresta de la ola y la plataforma. Se considera como un 20 % de la altura significativa de ola con un periodo de retorno de 50 años ($H_{S,50}$).

1.1.1.5. Diámetro de la subestructura

La torre se conecta al monopilote mediante una pieza de transición. Un espacio es considerado entre el monopilote y la pieza de transición para la lechada. Este diámetro de la pieza de transición será necesario para calcular las cargas debido a las olas en la subestructura, y es equivalente al diámetro de la subestructura. El diámetro y el espesor de la pared de la pieza de transición también influyen en la frecuencia natural y en el peso muerto del conjunto monopilote-aerogenerador, y, por tanto, en la carga vertical que se tendrá sobre la cimentación. Para calcularlo se emplea la siguiente expresión:

$$D_s = D_{TP} = D_p + 2 \cdot t_G + 2 \cdot t_{TP} \quad (8)$$

Siendo:

- D_s el diámetro de la subestructura.
- D_{TP} el diámetro de la pieza de transición.
- t_G es el espacio (entrehierro) entre el monopilote y la pieza de transición para la lechada. Este espesor se ha considerado con un valor de $\frac{D_p}{30}$ ante la recomendación que establece la DNVGL-ST-0126 [4], tomando así más o menos el valor medio de lo que se recomienda.
- t_{TP} es el espesor de la pared de la pieza de transición. Se ha considerado un valor de $\frac{(D_p/2)}{40}$ ante la recomendación que establece la DNVGL-ST-0126 [4], tomando de forma aproximada el valor medio de lo recomendado.

1.1.2. Cargas sobre la cimentación

Las cargas que actúan sobre el aerogenerador y la subestructura son transferidas a la cimentación. Estas cargas se pueden clasificar en dos grupos: carga estática o carga muerta, que son debidas al peso propio; y cargas cíclicas o dinámicas, que son provocadas por el viento, las olas y el propio giro de las palas. Estas cargas dinámicas son las más difíciles de

analizar y entre los puntos más destacables en el análisis de estas destacan los siguientes aspectos:

1. Las palas del aerogenerador aplican una carga dinámica en la góndola, esta carga cíclica está condicionada por la intensidad en la turbulencia de la velocidad del viento.
2. Las olas que chocan con la subestructura aplican una fuerza lateral sobre la cimentación. Esta dependerá de la altura y del periodo de la ola, así como de la profundidad del agua.
3. En la altura de la góndola también hay que tener en cuenta el desequilibrio de la góndola y la inestabilidad aerodinámica de las palas, esto se traduce en una carga lateral y un momento de vuelco sobre la cimentación. La frecuencia de esta carga es la frecuencia de rotación del rotor, a la que se le denomina frecuencia 1P, por lo que esta frecuencia depende del rango de revoluciones por minuto en el que opera el aerogenerador.
4. El efecto de sombra, que se le hace referencia como 2P/3P, también provoca cargas sobre la cimentación. Este efecto de sombra constituye una carga dinámica igual a 3 veces la frecuencia de rotación del aerogenerador (3P), si el aerogenerador posee tres palas; si fuese bipala correspondería a 2 veces la frecuencia de rotación del mismo (2P). Dicha carga se produce debido a que el giro de las palas provoca un apantallamiento del viento incidente, lo que conlleva a una carga pulsante.

1.1.2.1. Estados de carga para el diseño de la cimentación

Las normas y estándares IEC y DNV describen numerosos casos de cargas, no obstante, para diseñar la cimentación, tan solo hay que tener en cuenta los casos de carga más desfavorables, y con estos comprobar que se cumplen con los estados límites últimos (ELU), de servicio (ELS) y de fatiga (ELF) de diseño.

En el artículo "*Design of monopiles for offshore Wind turbines in 10 steps*" [1], se describen los cinco escenarios representativos para el diseño de este tipo de cimentaciones. Cada uno de estos cinco escenarios se componen de una combinación de cuatro estados (cargas) de viento y cuatro estados de ola. Estos escenarios son:

- Condiciones de operación normal (E-1): considera un escenario donde el viento actúa con su velocidad nominal y con turbulencia normal (U-1), junto al estado extremo del mar previsto en 1 año (W-1). Además, se establece que ambos fenómenos (viento y ola) actúan en la misma dirección.

- Escenario extremo de carga de ola (E-2): considera un escenario donde el viento actúa con su velocidad nominal y la turbulencia es extrema (U-2), junto a una ola extrema prevista para 50 años (W-4). El viento y la ola actúan también en la misma dirección.
- Escenario extremo de carga de viento (E-3): tiene en cuenta un escenario donde el viento actúa con su velocidad nominal y con la máxima ráfaga de viento prevista en 50 años (U-3), junto con la ola extrema prevista en 1 año (W-2). Ambos actúan en la misma dirección.
- Escenario de velocidad de corte del viento y ráfaga extrema de operación (E-4): establece un escenario de viento en la que la velocidad de este es la de corte del aerogenerador con la máxima ráfaga de viento prevista en 50 años (U-4), junto con la ola extrema prevista en 50 años (W-4). Tanto la ola como el viento actúan alineados.
- Escenario de viento y de ola desalineado (E-5): considera un escenario donde el viento actúa con su velocidad nominal y la turbulencia es extrema (U-2), junto a una ola extrema prevista para 50 años (W-4). El viento y la ola se encuentran desalineados en 90°.

A continuación, se pasa a enumerar los estados de carga provenientes del viento (denominados con la letra U), y los del oleaje (designados con la letra W):

- U-1. Turbulencia normal: Escenario de viento a velocidad nominal (U_R) y turbulencia normal (NTM).
- U-2. Turbulencia extrema: Escenario de viento a velocidad nominal (U_R) y turbulencia extrema (ETM).
- U-3. Ráfaga extrema en el caso de velocidad nominal del viento: Escenario donde la velocidad del viento es la nominal (U_R) y la ráfaga extrema de operación (EOG) en 50 años a velocidad nominal golpea el rotor. La ráfaga es lo suficientemente rápida para que no dé tiempo de actuación al control del ángulo de las palas para que mitigue este efecto.
- U-4. Ráfaga extrema en el caso de corte: la velocidad del viento es la de corte (U_{OUT}) de la turbina y la ráfaga extrema de operación en 50 años (EOG) golpea el rotor. Al tratarse de un cambio repentino de la velocidad del viento, el aerogenerador no se puede detener.
- W-1. Estado extremo del mar en el periodo de 1 año (ESS_1): se considera una ola de altura equivalente a la altura significativa de la ola registrada en un año ($H_{S,1}$).
- W-2. Altura extrema de la ola en el periodo de 1 año ($EW H_1$): se establece una ola de altura equivalente a la altura de la mayor ola registrada en un año ($H_{Max,1}$).

- W-3. Estado extremo del mar en el periodo de 50 años (ESS_{50}): se considera una ola de altura equivalente a la altura significativa de la ola registrada en 50 años ($H_{S,50}$).
- W-4. Altura extrema de la ola en el periodo de 50 años (EW_{H50}): se establece una ola de altura equivalente a la altura de la mayor ola registrada en 50 años ($H_{Max,50}$).

A modo de resumen, se presentan en la *Tabla 1* los escenarios o combinaciones de cargas con sus respectivos modelos de viento y olas.

Tabla 1. Escenarios de cargas con modelos de viento y de olas.

ESCENARIO – Nombre y descripción	Modelo de viento	Modelo de olas	Alineación
E-1 Condiciones normales de operación	NTM en U_R (U-1)	1-año ESS (W-1)	Alineados
E-2 Escenario extremo de carga de ola	ETM en U_R (U-2)	50-años EWH (W-4)	Alineados
E-3 Escenario de viento extremo	EOG en U_R (U-3)	1-año EWH (W-2)	Alineados
E-4 Velocidad de viento de corte y escenario de operación de ráfaga extrema	EOG en U_{OUT} (U-4)	50-años EWH (W-4)	Alineados
E-5 Escenario de olas y viento desalineados	ETM en U_R (U-2)	50-años EWH (W-4)	No alineados (90 °)

Hay que destacar que, los escenarios de estados extremos del mar (ESS) y la altura extrema de la ola (EWH), en el periodo de 1 año, son consideraciones muy conservadoras de la altura de la ola normal (NWH) tratada en la IEC-61400-3 [5]. La diferencia entre la altura de la ola significativa del estado del mar extremo (ESS) y la altura mayor de la ola (EWH), es que la primera hace referencia a la media del tercio más alto de todas las olas en el transcurso del estado del mar en 3 horas, mientras que la segunda se refiere a la ola más alta en el mismo estado de mar en ese mismo periodo de tiempo.

Los escenarios de las olas extremas y las velocidades del viento más altas tienden a ocurrir al mismo tiempo, sin embargo, la mayor carga debida al viento no se da cuando se producen las velocidades de viento más grandes. Esto se debe a que el control de paso de pala reduce la carga cuando se supera la velocidad nominal del viento, y también porque las turbinas eólicas se desconectan con altas velocidades de viento por razones de seguridad. En estos casos,

mediante el coeficiente de empuje, se consigue que la fuerza de empuje sea menor en comparación con la que se produciría a la velocidad nominal del viento.

En la práctica, la carga extrema de viento en 50 años y la carga de ola extrema en 50 años tienen una probabilidad insignificante de ocurrir al mismo tiempo, y la DNV-OS-J101 [3] tampoco exige que estos casos de cargas extremos sean evaluados juntos. No obstante, para el análisis de los estados límites últimos (ELU) se escogerán los escenarios E-2 y E-3 (tal y como se hace en [1]). Esto es una práctica habitual debido a que estos dos escenarios son más conservadores que los demás establecidos en los estándares.

A continuación, se pasará a describir el procedimiento de cálculo de las cargas de viento y de ola para estos dos escenarios más desfavorables, los demás escenarios (E-1 y E-4) no se describirán, ya que no son necesarios para el dimensionamiento de la cimentación.

1.1.2.2. Cargas variables

1.1.2.2.1. Acción del viento

El cálculo de la acción del viento se recoge en la IEC-61400-1 (en su Epígrafe 6.3) [6], y en el manual DNV-OS-J101 (en su Apartado 4.5.2) [3].

La fuerza de empuje (T_h) debida al viento, puede ser determinada de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T_h = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot U^2 \quad (9)$$

Donde:

- ρ_a es la densidad del aire (en kg/m³).
- A_R es el área barrida por las palas (en m²).
- C_T es el coeficiente de empuje.
- U es la velocidad del viento (en m/s).

El coeficiente de empuje adquiere un determinado valor según el rango de operación en el que se encuentre el aerogenerador:

1. Entre la velocidad de viento de conexión (U_{in}) y la velocidad nominal del viento (U_R), se puede hacer uso de la metodología de Frohboese y Schmuck:

$$C_T = \frac{3,5 \left[\frac{m}{s} \right] (2 \cdot U_R + 3,5 \left[\frac{m}{s} \right])}{U_R^2} \approx \frac{7 \left[\frac{m}{s} \right]}{U_R} \quad (10)$$

2. Por encima de la velocidad nominal del viento, debido a que el control del ángulo de las palas se activa, el coeficiente de empuje se calcula atendiendo a la siguiente expresión:

$$C_T = 3,5 \left[\frac{m}{s} \right] \cdot U_R \cdot \left(2 \cdot U_R + 3,5 \left[\frac{m}{s} \right] \right) \cdot \frac{1}{U^3} \approx 7 \left[\frac{m}{s} \right] \cdot \frac{U_R^2}{U^3} \quad (11)$$

3. En el régimen de baja velocidad del viento, el valor del coeficiente de empuje se fija como 1, ya que este no puede superar dicho valor.

La velocidad del viento (U) se puede dividir en dos componentes, una correspondiente a la media de la velocidad (\bar{U}) y una componente turbulenta de la velocidad del viento (u). Por tanto, la velocidad del viento total puede ser expresada como:

$$U = \bar{U} + u \quad (12)$$

Haciendo esta misma consideración, la carga de viento también puede separarse en dos componentes, una fuerza media de empuje (fuerza estática, T_{hmean}) y una fuerza turbulenta de empuje (fuerza dinámica, T_{hturb}), tal y como sigue:

$$T_h = T_{hmean} + T_{hturb} = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot (\bar{U}^2 + 2 \cdot \bar{U} \cdot u + u^2) \quad (13)$$

1.1.2.2.1.1. Escenario de viento U-2

El escenario de viento U-2 corresponde al escenario de turbulencia extrema (ETM) a la velocidad nominal del viento. El Modelo de Turbulencia Extrema (ETM) se usa para calcular la desviación estándar de la velocidad del viento a la velocidad media del mismo ($\sigma_{U,ETM}$), la cual se puede calcular según la siguiente expresión, dada por la IEC-61400-1 en su Apartado 6.3.2.3 [6]:

$$\sigma_{U,ETM} = c \cdot I_{ref} \cdot \left[0,072 \cdot \left(\frac{U_{avg}}{c} + 3 \right) \left(\frac{U_R}{c} - 4 \right) + 10 \right] \quad (14)$$

Siendo:

- $c = 2$ m/s.
- U_{avg} es la velocidad media del viento a la altura del eje del rotor, en m/s.
- I_{ref} es la intensidad de turbulencia de referencia (esperada para un valor de $U=15$ m/s). Su valor se puede extraer de la Figura 1a de la IEC 61400-1, o también de su Tabla 1. Entrando en esta tabla para una categoría de turbulencia característica elevada (más desfavorable), la I_{ref} adquiere un valor de 0,16.

Posteriormente, se excluyen de esta desviación estándar todas las turbulencias con frecuencias que puedan ser controladas por el control del ángulo de las palas, asumiendo que solamente contribuyen aquellas turbulencias con frecuencia mayores que la máxima frecuencia de giro del rotor.

$$\sigma_{U,ETM>f_{1P,max}} = \sigma_{U,ETM} \cdot \sqrt{\frac{1}{\left(\frac{6 \cdot L_k}{U_R} \cdot f_{1P,max} + 1\right)^{\frac{2}{3}}}} \quad (15)$$

Siendo:

- $f_{1P,max}$ es la máxima frecuencia de giro del rotor en Hz.
- L_k es la escala de longitud integral de turbulencia (en m). Esta se calcula siguiendo el Eurocódigo 1 (Anexo B) [7].

$$L_k = 300 \cdot \left(\frac{Z_{hub}}{200}\right)^\alpha \quad (16)$$

Donde Z_{hub} hace referencia a la altura del eje del rotor con respecto al nivel del mar y α es un parámetro adimensional que depende de la rugosidad (z_0) del mar, esta rugosidad toma un valor de 0,003. El parámetro α se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha = 0,67 + 0,05 \cdot \ln(z_0) \quad (17)$$

Una vez que se tiene la desviación estándar excluidas las turbulencias con frecuencias menores a la máxima frecuencia de giro del rotor ($\sigma_{U,ETM>f_{1P,max}}$), se pasa a calcular la velocidad turbulenta del viento ETM (u_{ETM}), y posteriormente la fuerza de empuje ($F_{wind,ETM}$) y el momento resultante en la línea de barro ($M_{wind,ETM}$), haciendo uso de las siguientes expresiones:

$$u_{ETM} = 2 \cdot \sigma_{U,ETM>f_{1P,max}} \quad (18)$$

$$F_{wind,ETM} = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot (U_R + u_{ETM})^2 \quad (19)$$

$$M_{wind,ETM} = F_{wind,ETM} \cdot (S + Z_{hub}) \quad (20)$$

Siendo S la profundidad del agua.

1.1.2.2.1.2. Escenario de viento U-3

El escenario de viento U-3 corresponde a la ráfaga extrema de operación (EOG) a la velocidad nominal del viento (U_R). La metodología para calcular la ráfaga extrema de operación de 50 años está recogida en la normativa DNV-OS-J101 [3]. Dicha metodología se basa en la distribución a largo plazo de velocidades medias de viento, en un periodo de 10 minutos, la

cual es representada por una distribución de Weibull. La Función de Distribución Acumulada (ϕ_{U10}) se expresa como:

$$\phi_{U10}(c, k) = 1 - e^{-\left(\frac{U}{c}\right)^k} \quad (21)$$

Donde c es el factor de escala y k es el factor de forma de la distribución de Weibull. Estos se encuentran calculados en el *Anexo II: Selección del aerogenerador* que se adjunta en este trabajo. A partir de esta expresión, la Función de Distribución Acumulada de velocidades de viento de 1 año ($\phi_{U10,1\text{year}}$) se calcula atendiendo a la siguiente expresión:

$$\phi_{U10,1\text{year}}(c, k) = \phi_{U10}(c, k)^{52596} \quad (22)$$

Donde el número 52.596 hace referencia al número de intervalos de 10 minutos en un año ($52.596=365,25 \text{ [días/año]} \cdot 24 \text{ [h/día]} \cdot 6 \text{ [intervalos 10 min/h]}$).

La velocidad del viento extrema en 50 años ($U_{10,50\text{-year}}$), que suele ser usada para el diseño de aerogeneradores en condiciones de viento extremo, puede calcularse a partir de la velocidad del viento a la que la Función de Distribución Acumulada es 0,98:

$$U_{10,50\text{-year}} = c \cdot \left[-\ln\left(1 - 0,98^{\frac{1}{52596}}\right) \right]^{\frac{1}{k}} \quad (23)$$

La velocidad de ráfaga extrema (u_{EOG}) se calcula como:

$$u_{EOG} = \min \left\{ 1,35 \cdot (U_{10,1\text{-year}} - U_R); \frac{3,3 \cdot \sigma_{U,c}}{1 + \frac{0,1 \cdot D_R}{\Lambda_1}} \right\} \quad (24)$$

Siendo:

- D_R es el diámetro del rotor en metros.
- $\Lambda_1 = \frac{Lk}{8}$
- $\sigma_{U,c}$ es la desviación estándar característica de la velocidad del viento, que se calcula como:

$$\sigma_{U,c} = 0,11 \cdot U_{10,1\text{-año}} \quad (25)$$

- $U_{10,1\text{-año}}$ es la velocidad media de un año en un periodo de 10 minutos, que se halla con la siguiente expresión:

$$U_{10,1\text{-año}} = 0,8 \cdot U_{10,50\text{-años}} \quad (26)$$

Así, la carga total de viento y el momento en la línea de barro serán:

$$F_{wind,EOG} = \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot A_R \cdot C_T \cdot (U_R + u_{EOG})^2 \quad (27)$$

$$M_{wind,EOG} = F_{wind,EOG} \cdot (S + Z_{hub}) \quad (28)$$

1.1.2.2.2. Acción de las olas

La metodología seguida para el cálculo de las acciones debidas a las olas es la que se detalla en el artículo "Design of monopiles for offshore Wind turbines in 10 steps" [1]. Esta metodología se basa en la teoría de ola lineal (teoría de ondas de Airy), la cual determina la elevación de la superficie (η), la velocidad de partícula horizontal (w) y la aceleración de partícula horizontal (\dot{w}):

$$\eta(x, t) = \frac{H_m}{2} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T_s} - k \cdot x\right) \quad (29)$$

$$w(x, z, t) = \frac{\pi \cdot H_m \cdot \cosh(k \cdot (S + z))}{T_s \cdot \sinh(k \cdot S)} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T_s} - k \cdot x\right) \quad (30)$$

$$\dot{w}(x, z, t) = \frac{-2 \cdot \pi^2 \cdot H_m \cdot \cosh(k \cdot (S + z))}{T_s^2 \cdot \sinh(k \cdot S)} \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T_s} - k \cdot x\right) \quad (31)$$

Donde:

- H_m es la altura máxima de la ola en metros.
- T_s es el periodo significativo de la ola en segundos.
- x es la coordenada horizontal en la dirección del viento, considerada como 0 para la posición del aerogenerador.
- k es un número de ola que se obtiene a partir de la siguiente relación de dispersión:

$$\omega^2 = g \cdot k \cdot \tanh(k \cdot S) \quad (32)$$

Siendo g la aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$) y ω la frecuencia angular en rad/s ($\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T_s}$).

Se emplean las ecuaciones de Morison para determinar las fuerzas a las que está sometida la subestructura. De esta forma, la fuerza perpendicular sobre una tira con longitud unidad de la subestructura (dF_{wave}), es la suma de la fuerza de arrastre (dF_D) y la fuerza de inercia (dF_I):

$$\begin{aligned} dF_{wave}(z, t) &= dF_D(z, t) + dF_I(z, t) \\ &= \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot D_S \cdot C_D \cdot |w(z, t)| + C_m \cdot \rho_w \cdot A_S \cdot \dot{w}(z, t) \end{aligned} \quad (33)$$

Siendo:

- A_S es el área de la sección cilíndrica hueca (en m^2) que se calcula con el diámetro de la subestructura (D_S).
- ρ_w es la densidad del agua (en kg/m^3).
- C_D es el coeficiente de arrastre. En el siguiente *Apartado 1.1.2.2.2.1* se explica su cálculo.
- C_m es el coeficiente de inercia. En el siguiente *Apartado 1.1.2.2.2.1* se explica su cálculo.

Las fuerzas horizontales y el momento provocados por las olas (F_{wave} y M_{wave}), se calculan integrando desde la elevación de la superficie del agua hasta la profundidad a la que se encuentra la línea de barro:

$$F_{wave}(t) = \int_{-S}^{\eta} dF_D \cdot dz + \int_{-S}^{\eta} dF_I \cdot dz \quad (34)$$

$$M_{wave}(t) = \int_{-S}^{\eta} dF_D \cdot (S + z_{hub}) \cdot dz + \int_{-S}^{\eta} dF_I \cdot (S + z_{hub}) \cdot dz \quad (35)$$

Las fuerzas máximas de arrastre y de inercia se producen en distintos instantes, por ello, los máximos se evalúan por separado. En $t = 0$ s cuando $\eta = 0$ m se produce el máximo de la carga de inercia, mientras que en $t = \frac{T_S}{4}$ s y $\eta = \frac{H_m}{2}$ m se produce el máximo de la carga de arrastre. De esta forma, las cargas máximas vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$F_{D,max} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot D_S \cdot C_D \cdot \frac{\pi^2 \cdot H_S^2}{T_S^2 \cdot \sinh^2(k \cdot S)} \cdot \frac{e^{2 \cdot k \cdot (S+\eta)} - e^{-2 \cdot k \cdot (S+\eta)}}{8 \cdot k} + \frac{S + \eta}{2} \quad (36)$$

$$M_{D,max} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot D_S \cdot C_D \cdot \frac{\pi^2 \cdot H_S^2}{T_S^2 \cdot \sinh(k \cdot S)} \cdot \left[\left(\frac{S + \eta}{8 \cdot k} - \frac{1}{16 \cdot k^2} \right) \cdot e^{2 \cdot k \cdot (S+\eta)} - \left(\frac{S + \eta}{8 \cdot k} + \frac{1}{16 \cdot k^2} \right) \cdot e^{-2 \cdot k \cdot (S+\eta)} + \left(\frac{S + \eta}{2} \right)^2 + \frac{1}{8 \cdot k^2} \right] \quad (37)$$

$$F_{I,max} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot C_m \cdot D_S^2 \cdot \frac{\pi^3 \cdot H_S}{T_S^2 \cdot \sinh(k \cdot S)} \cdot \frac{\sinh(k \cdot (S + \eta))}{k} \quad (38)$$

$$M_{I,max} = \frac{1}{2} \cdot \rho_w \cdot C_m \cdot D_S^2 \cdot \frac{\pi^2 \cdot H_S}{T_S^2 \cdot \sinh(k \cdot S)} \cdot \left[\left(\frac{S + \eta}{2 \cdot k} - \frac{1}{2 \cdot k^2} \right) \cdot e^{k \cdot (S+\eta)} - \left(\frac{S + \eta}{2 \cdot k} - \frac{1}{2 \cdot k^2} \right) \cdot e^{-k \cdot (S+\eta)} + \frac{1}{k^2} \right] \quad (39)$$

Para obtener las cargas a las que está sometida la cimentación, es bastante conservador considerar que la suma de la máxima fuerza de arrastre y de inercia es la carga de ola de diseño. No obstante, se realiza así pues se va por el lado de la seguridad y se simplifica notablemente el problema.

Todos los escenarios de ola se evalúan mediante este procedimiento, usando distintos valores de la altura de ola H y del periodo de ola T . Así, para evaluar el escenario de ola W-2 (ola extrema prevista en 1 año), se escogerían la altura significativa y máxima de ola prevista para un año (H_{S1} y $H_{Max,1}$ respectivamente), así como el periodo significativo y máximo en un año (T_{S1} y $T_{Max,1}$); mientras que para hallar el escenario de ola W-4 (ola extrema prevista para 50 años), se escogerían estos mismos valores, pero los respectivos a 50 años en vez de a 1 año (H_{S50} , $H_{Max,50}$, T_{S50} y $T_{Max,50}$). Todos estas alturas y periodos (significativas y máximas) se determinaron en el *Anexo I: Selección y estudio del emplazamiento* que se adjunta en este trabajo.

1.1.2.2.2.1. Coeficientes de arrastre y de inercia

Los coeficientes de arrastre y de inercia se calculan atendiendo a la DNV-OS-J101 (Apartado 4.5.4.6) [3]. Estos dos coeficientes son en general funciones del número de Reynolds, del número de Keulegan-Carpenter y de la rugosidad relativa.

Para un elemento estructural cilíndrico de diámetro exterior D , el número de Reynolds (Re) y el de Keulegan-Carpenter (KC) se definen como:

$$Re = \frac{u_{m\acute{a}x} \cdot D}{\nu} \quad (40)$$

$$KC = \frac{u_{m\acute{a}x} \cdot T_i}{D} \quad (41)$$

Donde:

- $u_{m\acute{a}x}$ es la máxima velocidad horizontal de la partícula (en m/s).
- ν es la viscosidad cinemática (en m²/s).
- T_i es el periodo intrínseco de las olas.

Para este caso en concreto, el diámetro D sería el correspondiente al diámetro de la subestructura (D_s).

❖ Coeficiente de arrastre

El coeficiente de arrastre (C_D) se determina en base al coeficiente de arrastre en flujo estacionario (C_{DS}), que depende del valor de la rugosidad (r) de la superficie del miembro estructural y puede ser tomado como:

$$C_{DS} = \begin{cases} 0,65 & \text{para } \frac{r}{D} < 10^{-4} \text{ (liso)} \\ \frac{29 + 4 \log_{10}(\frac{r}{D})}{20} & \text{para } 10^{-4} < \frac{r}{D} < 10^{-2} \\ 1,05 & \text{para } \frac{r}{D} > 10^{-2} \text{ (rugoso)} \end{cases} \quad (42)$$

Para este caso, como la estructura en su conjunto es de acero, se puede suponer una rugosidad lisa, esto es, $C_{DS} = 0,65$. Así, una vez obtenido este, el coeficiente de arrastre C_D se halla de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$C_D = C_{DS} \cdot \psi(C_{DS}, KC) \quad (43)$$

Siendo ψ un factor de amplificación de estela, el cual se determina entrando en la gráfica que se adjunta en la Figura 4-2 de la DNV-OS-J101 [3].

❖ Coeficiente de inercia

El coeficiente de inercia (C_m) puede tomar distintos valores dependiendo del número de Keulegan-Carpenter (KC):

$$C_m = \begin{cases} 2 & \text{para } KC < 3 \\ \max\{2, 0 - 0,044 \cdot (KC - 3); 1,6 - (C_{DS} - 0,65)\} & \text{para } KC > 3 \end{cases} \quad (44)$$

1.1.2.2.3. *Acción debida a las corrientes marinas*

La acción debida a las corrientes marinas se determinará siguiendo la DNV-OS-J101 (Apartado 3.4.3). La corriente marina está representada por la velocidad de la corriente generada por la marea (v_{tide}) y la generada por el viento (v_{wind}), tal y como se expresa a continuación:

$$v(z) = v_{tide}(z) + v_{wind}(z) \quad (45)$$

Estas velocidades se calculan de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$v_{tide}(z) = v_{tide0} \cdot \left(\frac{h+z}{h}\right)^{\frac{1}{7}} \quad (46)$$

$$v_{wind}(z) = v_{wind0} \cdot \frac{h_0 + z}{h_0} \quad (47)$$

Donde:

- $v(z)$ es la velocidad total de la corriente en el nivel z .
- z es la coordenada de la profundidad del mar medida desde el nivel del mar (tomada como positiva).
- v_{tide0} es la corriente marina en la cota de referencia (nivel del mar).
- v_{wind0} es la corriente generada por el viento en la cota de referencia.
- h : Profundidad de la lámina de agua (tomada como positiva).
- h_0 : Profundidad de referencia para la corriente generada por el viento (se toma $h_0 = 50 \text{ m}$).

La corriente de viento generada a nivel del mar (v_{wind0}) se puede calcular atendiendo a la siguiente expresión:

$$v_{wind0} = k \cdot U_0 \quad (48)$$

Donde:

$k = 0,015 - 0,03$. Se escoge 0,03 al ser este más desfavorable.

U_0 es la velocidad media del viento en 1 hora a una altura de 10 m.

Con esto, se calculan la fuerza de arrastre provocada por la corriente marina y el momento resultante en la cimentación, atendiendo a las siguientes expresiones:

$$dF_{Dcorriente}(z) = \frac{1}{2} \rho_w \cdot D_S \cdot C_D \cdot (v(z))^2 \quad (49)$$

$$F_{Dcorriente} = \int_{-S}^0 dF_{Dcorriente} dz \quad (50)$$

$$M_{Dcorriente} = \int_{-S}^0 dF_{Dcorriente} \cdot (S + z) dz \quad (51)$$

1.1.2.3. Carga permanente debido al peso propio

La carga vertical (V) sobre la cimentación es calculada como:

$$V = m \cdot g \quad (52)$$

Donde g es la aceleración de la gravedad y el término m hace referencia a la masa total de la estructura:

$$m = m_{RNA} + m_T + m_{TP} + m_P \quad (53)$$

Siendo m_{RNA} la masa total del conjunto rotor-góndola, m_T la masa total de la torre, m_{TP} la masa de la pieza de transición y m_P la masa del pilote:

$$m_T = \rho_T \cdot D_T \cdot \pi \cdot t_T \cdot L_T \quad (54)$$

$$m_{TP} = \rho_{TP} \cdot (D_P + 2 \cdot t_G + t_{TP}) \cdot \pi \cdot t_{TP} \cdot L_{TP} \quad (55)$$

$$m_P = \rho_P \cdot D_P \cdot \pi \cdot t_P \cdot (L_P + L_S) \quad (56)$$

Donde:

- ρ_T es la densidad del material de la torre (en kg/m³).
- ρ_{TP} es la densidad del material de la pieza de transición (en kg/m³).
- ρ_P es la densidad del material del pilote (en kg/m³).
- D_T es el diámetro de la torre, que a su vez es el valor medio entre el diámetro de la base y el diámetro superior de la torre (en m).
- D_P es el diámetro del pilote (en m).
- t_T es el espesor de la torre (en m).
- t_G es el espesor de la lechada en la pieza de transición (en m).
- t_{TP} es el espesor de la pieza de transición (en m).
- t_P es el espesor del monopilote (en m).
- L_T es la longitud de la torre (en m).
- L_{TP} es la longitud de la pieza de transición (en m). Que fue estimada como 4 veces el diámetro exterior del pilote, entrando así en los intervalos recomendados por la DNVGL-ST-0126 [4].
- L_P es la longitud enterrada del monopilote (en m).
- L_S es la altura del monopilote sobre la línea de barro (en m).

1.1.3. Interacción suelo-estructura, cálculo de las rigideces para monopilotes flexibles

Mediante tres resortes se determina y simula la interacción suelo-estructura. La determinación de estos será necesaria para el cálculo de la deformación y para el cálculo de la frecuencia natural. Estos tres resortes están representados en la *Figura 1*, a continuación, se definen cada uno de ellos:

- K_L es la rigidez lateral, corresponde a la fuerza necesaria para provocar un desplazamiento longitudinal unitario al eje x en la cabeza del monopilote.
- K_R es la rigidez rotacional, se trata del momento requerido para provocar una rotación unitaria en la cabeza del monopilote.
- K_{LR} es la rigidez cruzada, representa la carga combinada necesaria para originar un desplazamiento y giro unitario en la cabeza del monopilote.

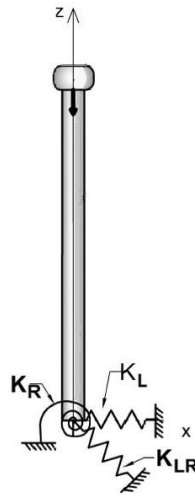


Figura 1. Representación de los resortes que simulan la interacción suelo-estructura. Adaptado de: [1].

Nótese que no se dispone de ningún resorte en la dirección longitudinal de la estructura (en la dirección z), pues esta es suficientemente rígida en esta dirección.

Para calcular estos tres resortes es necesario antes determinar la rigidez del suelo. Para definir el suelo se necesitan dos parámetros, la rigidez de este a una distancia D_p por debajo de la línea de barro (denominado como E_{S0}) y la variación de la rigidez a medida que aumenta la profundidad. Esta variación de rigidez se halla siguiendo la siguiente ecuación:

$$E_s(z) = E_{S0} \cdot \left(\frac{|z|}{D_p}\right)^n \quad (57)$$

Donde:

- E_{S0} es la rigidez del suelo a una profundidad igual al diámetro del monopilote (D_p), en N/m^2 o Pa.
- $|z|$ representa, en valor absoluto, la variación de la profundidad en el suelo, en m.
- n toma distintos valores dependiendo de si el perfil del suelo es homogéneo ($n = 0$), heterogéneo lineal ($n = 1$), o heterogéneo parabólico ($n = \frac{1}{2}$). El perfil empleado para este caso es un perfil parabólico.

Para determinar las rigideces (K_L, K_R y K_{LR}), se usan las ecuaciones dadas por Shadlou y Bhattacharya para pilotes esbeltos y perfiles de suelos heterogéneos parabólicos, las cuales son las que se muestran a continuación:

$$K_L = \frac{1,02 \cdot E_{S0} \cdot D_p}{f(v_s)} \cdot \left(\frac{E_{eq}}{E_{S0}}\right)^{0,27} \quad (58)$$

$$K_R = \frac{0,17 \cdot E_{S0} \cdot D_p^3}{f(v_s)} \cdot \left(\frac{E_{eq}}{E_{S0}}\right)^{0,76} \quad (59)$$

$$K_{LR} = -\frac{0,29 \cdot E_{S0} \cdot D_P^2}{f(v_s)} \cdot \left(\frac{E_{eq}}{E_{S0}}\right)^{0,52} \quad (60)$$

Siendo:

- E_{eq} corresponde módulo de Young equivalente del monopilote, en N/m², que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$E_{eq} = \frac{E_P \cdot I_P}{D_P^4 \cdot \pi} \cdot 64 \quad (61)$$

- $f(v_s)$ es un factor que depende del coeficiente de Poisson del suelo (v_s), se halla de acuerdo con la siguiente expresión:

$$f(v_s) = 1 + |v_s - 0,25| \quad (62)$$

1.1.4. Criterios de comprobación

En este apartado se describen los criterios de comprobación realizados en cuanto a estados límites últimos (ELU o ULS por sus siglas en inglés), estados límites de servicio (ELS o SLS por su abreviación inglesa) y estados límites de fatiga (ELF o FLS por sus siglas en inglés).

1.1.4.1. Estados Límites de Servicio (ELS)

1.1.4.1.1. Frecuencia natural y cálculo de los Factores de Amplificación Dinámicos (DAF)

1.1.4.1.1.1. Frecuencia natural

Resulta fundamental determinar el primer modo de vibración del conjunto formado por el aerogenerador, estructura soporte y cimentación, debido a la amplia banda de frecuencias a la que se le excita. Para hallar esta primera frecuencia natural (f_0) del conjunto se aplica la Ecuación (63), la cual tiene en cuenta la flexibilidad de la cimentación y de la subestructura mediante distintos coeficientes:

$$f_0 = C_L \cdot C_R \cdot C_S \cdot f_{FB} \quad (63)$$

Siendo:

- f_{FB} es la frecuencia natural de base rígida de la torre, en Hz, se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$f_{FB} = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot E_T \cdot I_T}{L_T^3 \cdot \left(m_{RNA} + \frac{33}{140} \cdot m_T\right)}} \quad (64)$$

Donde:

- E_T es el módulo de Young de la torre en N/m².
- L_T es la longitud de la torre en m.

- m_{RNA} es la masa del conjunto góndola-rotor, en kg.
- m_T es la masa de la torre, en kg.
- I_T es la inercia de la torre en m^4 . Que se determina:

$$I_T = \frac{1}{16} \cdot t_T \cdot \pi \cdot (D_b^3 + D_t^3) \quad (65)$$

Siendo D_b el diámetro de la base de la torre, y D_t el diámetro de su parte superior.

El diámetro de la torre (D_T) se calcula de la siguiente forma:

$$D_T = \frac{D_b + D_t}{2} \quad (66)$$

- C_R y C_L son los coeficientes de flexibilidad rotacional y lateral de la cimentación respectivamente. Se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$C_R = 1 - \frac{1}{1 + 0,5 \cdot \left(\eta_R - \frac{\eta_{LR}^2}{\eta_L} \right)} \quad (67)$$

$$C_L = 1 - \frac{1}{1 + 0,6 \cdot \left(\eta_L - \frac{\eta_{LR}^2}{\eta_R} \right)} \quad (68)$$

Donde, a su vez, los términos denominados con la letra η son valores no dimensionales de la rigidez de la cimentación, que se calculan de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\eta_L = \frac{K_L \cdot L_T^3}{EI_\eta} \quad (69)$$

$$\eta_{LR} = \frac{K_{LR} \cdot L_T^2}{EI_\eta} \quad (70)$$

$$\eta_R = \frac{K_R \cdot L_T}{EI_\eta} \quad (71)$$

Siendo, EI_η la rigidez de flexión equivalente, que se calcula como:

$$EI_\eta = E_T \cdot I_T \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{2 \cdot \left(\frac{D_b}{D_t} \right)^2 \cdot \left(\frac{D_b}{D_t} - 1 \right)^3}{2 \cdot \left(\frac{D_b}{D_t} \right)^2 \cdot \ln \left(\frac{D_b}{D_t} \right) - 3 \cdot \left(\frac{D_b}{D_t} \right)^2 + 4 \cdot \frac{D_b}{D_t} - 1} \quad (72)$$

- C_S es el coeficiente de flexibilidad de la subestructura, que se determina atendiendo a la siguiente expresión:

$$C_S = \sqrt{\frac{1}{1 + \left(1 + \frac{L_S}{L_T}\right)^3 \cdot \frac{E_T \cdot I_T}{E_P \cdot I_P} - \frac{E_T \cdot I_T}{E_P \cdot I_P}}} \quad (73)$$

Por último, se ha de comprobar que la frecuencia natural del sistema se encuentra en el rango siguiente:

$$f_{1P,máx} \leq f_0 \leq f_{3P,min} \quad (74)$$

Donde $f_{1P,máx}$ es la frecuencia correspondiente a la velocidad máxima de giro del rotor mayorado en un 10 % (en Hz), y $f_{3P,min}$ es la frecuencia resultante de la velocidad mínima del paso de una pala sobre la torre (en Hz).

$$f_{1P,máx} = 1,1 \cdot \frac{\Omega_{max}}{60} \quad (75)$$

$$f_{3P,min} = 3 \cdot \frac{\Omega_{min}}{60} \quad (76)$$

Siendo Ω_{max} y Ω_{min} las velocidades máximas y mínimas de operación del rotor en revoluciones por minuto (rpm).

1.1.4.1.1.2. Factores de amplificación dinámicos

En el proceso de determinación de cargas no se ha considerado el carácter dinámico de las fuerzas y momentos que actúan sobre la estructura. Con el objetivo de poder introducir este carácter dinámico que poseen algunas cargas ambientales, se lleva a cabo un análisis estático equivalente, haciendo uso de amplificadores dinámicos que simulan este carácter dinámico.

El factor de amplificación dinámico (DAF por sus siglas en inglés), es un coeficiente que multiplica la carga, con el objetivo de introducir una amplificación en estas, simulando el comportamiento dinámico de una forma sencilla sin tener que realizar otros métodos más complejos, como es el método de la incorporación de los efectos inerciales al Método Directo de la Rigidez. Este factor de amplificación dinámico se calcula mediante la siguiente expresión, que es la que se utiliza en [1]:

$$DAF = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{f}{f_0}\right)^2\right)^2 + \left(2 \cdot \xi \cdot \frac{f}{f_0}\right)^2}} \quad (77)$$

Siendo:

- f es la frecuencia de excitación de la carga.
- f_0 es la frecuencia fundamental de vibración de la estructura.

- ξ es la relación de amortiguamiento, toma valores comprendidos entre 1-3 % [1]. Se supone un valor de 3 % para la dirección del viento paralela al eje x y un valor del 1 % para el viento cruzado (dirección y).

El factor de amplificación dinámico se considera únicamente en las cargas debidas al oleaje, pues estas pueden presentar una mayor relevancia en función de su aproximación a la frecuencia natural de la estructura. Se desprecia este efecto en las cargas de viento debido a que estas presentan frecuencias bajas.

Una vez se obtienen estos factores de amplificación dinámicos, se actualizan las cargas de las olas y las fuerzas y momentos de dimensionado, posteriormente, se pasa a redimensionar la cimentación y a volver a realizar la comprobación de los Estados Límites de Servicio.

1.1.4.1.2. Deformaciones

La deflexión y la rotación son calculadas mediante formulación matricial usando el método de la rigidez. Teniendo la fuerza y el momento máximo y las impedancias calculadas, el desplazamiento que se produce en el eje x, o deflexión (ρ), y la rotación (θ) en la cabeza del pilote situada en la línea de barro, se calculan resolviendo el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{bmatrix} F_x \\ M_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_L & K_{LR} \\ K_{LR} & K_R \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \rho \\ \theta \end{bmatrix} \quad (78)$$

Así, resolviendo este sistema, la deflexión y la rotación en la cabeza del pilote quedarían:

$$\rho = \frac{K_R}{K_L \cdot K_R - K_{LR}^2} \cdot F_x - \frac{K_{LR}}{K_L \cdot K_R - K_{LR}^2} \cdot M_y \quad (79)$$

$$\theta = -\frac{K_{LR}}{K_L \cdot K_R - K_{LR}^2} \cdot F_x + \frac{K_L}{K_L \cdot K_R - K_{LR}^2} \cdot M_y \quad (80)$$

Además, se debe comprobar que la deflexión y la rotación de la cabeza del pilote en la línea de barro no pueden superar los siguientes valores:

$$\rho < 0,2 \text{ m} \quad (81)$$

$$\theta < 0,25^\circ \quad (82)$$

1.1.4.2. Estados límites últimos (ELU)

1.1.4.2.1. Estimación de la capacidad última del terreno

Se debe comprobar que la capacidad del terreno sea suficiente como para que este no falle por la carga de ELU. Para suelos donde la resistencia aumenta con la profundidad, siguiendo el

artículo “*Design of monopiles for offshore Wind turbines in 10 steps*” [1], las expresiones para el cálculo de la carga horizontal y la capacidad de momento de una cimentación pilotada, suponiendo que el suelo es el que falla primero, son las que se indican a continuación:

$$F_R = \frac{0,5 \cdot \gamma \cdot D_P \cdot L_P^3 \cdot K_P}{e + L_P} \quad (83)$$

$$M_R = F_R \cdot \left(e + \frac{2}{3} \cdot 0,82 \cdot \sqrt{\frac{F_R}{D_P \cdot K_P \cdot \gamma}} \right) \quad (84)$$

Donde:

- F_R es la capacidad de carga horizontal de la cimentación.
- M_R es el momento resistente de la cimentación.
- γ es el peso específico del terreno, es el resultado de multiplicar la densidad del suelo por la gravedad (en N/m³).
- D_P y L_P hacen referencia al diámetro del monopilote y a la longitud enterrada del mismo.
- K_P es una relación del ángulo de fricción interna (ϕ). El ángulo de fricción interna considerado es de 28°, tal y como se especifica en el *Anexo I* que se adjunta en este trabajo. La relación K_P se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$K_P = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} \quad (85)$$

- e corresponde a la excentricidad de la carga en m, se trata de la relación entre el momento actuante y la fuerza horizontal actuante ($e = M/F$).

Para asegurar que el terreno tiene capacidad suficiente como para resistir las cargas que le transmite la cimentación, se tienen que cumplir las siguientes relaciones:

$$F_{Escenario} < F_R \quad (86)$$

$$M_{Escenario} < M_R \quad (87)$$

1.1.4.2.2. Comprobación de plastificación

En esta sección se pasa a comprobar la plastificación de la sección transversal, estudiando el punto de esta que se encuentre sometida a la mayor sollicitación de esfuerzos. La comprobación que hay que realizar es la que sigue:

$$\sigma_{V.M} < f_{yd} \rightarrow \sqrt{\sigma_n^2 + 3 \cdot \tau^2} < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (88)$$

Siendo:

- $\sigma_{V.M}$ es la tensión de Von Misses.
- f_{yd} es el límite elástico del material (f_{yk}) minorado por el factor del material (γ_{M0}).
- τ es la tensión tangencial máxima del punto de la sección con mayor sollicitación de esfuerzos, que se halla con la siguiente expresión:

$$\tau = -2 \cdot \frac{F_{max,escenarios}}{A_p} \quad (89)$$

Siendo $F_{max,escenarios}$ la fuerza máxima que se obtiene entre los distintos escenarios de cargas.

- σ_n es la tensión normal máxima del punto de la sección con mayor sollicitación de esfuerzos. Este punto de la sección estará sometida a una tensión de compresión, cuya resultante total será la suma de la tensión de compresión debido a la carga vertical de peso propio de la estructura más la debida al momento flector máximo obtenido de las combinaciones de cargas en los distintos escenarios. Así, esta tensión normal máxima se puede calcular tal y como sigue:

$$\sigma_n = \frac{V}{A_p} + \frac{M_{máx,escenarios}}{W} \quad (90)$$

Donde:

- V es la carga axial de compresión debida al peso propio (que se calcula tal y como se estableció en el *Apartado 1.1.2.3*).
- A_p es el área de la sección transversal del monopilote.
- $M_{máx,escenarios}$ es el momento máximo que se obtiene entre los distintos escenarios de cargas.
- W es el módulo resistente de la sección en m^3 . Para una sección tubular con diámetro exterior (D) e interior (d) se calcula tal y como sigue:

$$W = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{(D^4 - d^4)}{D} \quad (91)$$

Como se observa, esta consideración se evalúa escogiendo la máxima fuerza y el máximo momento, independientemente de que estos se den o no en la misma combinación de carga.

1.1.4.2.3. Inestabilidad elástica, pandeo

La comprobación de pandeo se realiza atendiendo al Eurocódigo 3 Parte1-1 [9], este clasifica las secciones huecas circulares en distintas clases, tal y como se establece en la siguiente *Tabla 2*:

Tabla 2. Clases de secciones para el pandeo según [9].

Clase	Comprobación
1	$\frac{d}{t} \leq 50 \cdot \varepsilon^2$
2	$\frac{d}{t} \leq 70 \cdot \varepsilon^2$
3	$\frac{d}{t} \leq 90 \cdot \varepsilon^2$
4	$\frac{d}{t} > 90 \cdot \varepsilon^2$

Siendo:

- d es el diámetro externo de la sección (D_p para este caso) en m.
- t hace referencia al espesor de la sección de la subestructura en m.
- ε se calcula mediante la siguiente expresión $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
 - f_y es el límite elástico del material.

1.1.4.2.3.1. Secciones de clase 1,2 y 3

Un elemento comprimido se comprueba a pandeo tal y como sigue:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (92)$$

Donde:

- N_{Ed} es el valor de cálculo del esfuerzo axial de compresión.
- $N_{b,Rd}$ es la resistencia de cálculo a pandeo del elemento comprimido, que se halla con la siguiente expresión:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_p \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (93)$$

Siendo:

- γ_{M1} un coeficiente parcial de seguridad para la resistencia, que toma un valor de 1,10.
- χ es un coeficiente de reducción para el modo de pandeo, que depende de la esbeltez adimensional ($\bar{\lambda}$), este coeficiente se halla con la siguiente expresión:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} ; \text{siendo } \chi \leq 1 \quad (94)$$

Siendo:

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (95)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_p \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (96)$$

Donde:

- α es un coeficiente de imperfección que se establece para las curvas de pandeo (se determina en la Tabla 6.1 del Eurocódigo 3 Parte: 1-1 [9]).
- N_{cr} es el esfuerzo axil crítico elástico para el modo de pandeo considerado.

Además, también es necesario comprobar la flexocompresión, pues la flexión provocada por el momento flector provoca también tensiones de compresión. La expresión que se emplea para dicha comprobación es la que sigue:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (97)$$

Donde:

- N_{Ed} y M_{Ed} es el axil y el momento de cálculo, es decir, los obtenidos en la base de la cimentación.
- $N_{b,Rd}$ y $M_{b,Rd}$ son las resistencias a pandeo del axil y del momento flector. $M_{b,Rd}$ viene dado por la siguiente expresión:

$$M_{b,Rd} = \chi \cdot W \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \chi \cdot \frac{(D_p^4 - d^4) \cdot \pi \cdot f_y}{32 \cdot D_p \cdot \gamma_{M1}} \quad (98)$$

1.1.4.2.3.2. Secciones de clase 4

Las secciones de clase 4 son denominadas láminas. Si la sección hueca circular es de clase 4, la comprobación a pandeo de esta se rige por el Eurocódigo 3 Parte 1-6, no obstante, se aplicará la DNV-RP-C202 [10], que trata esto mismo para estructuras offshore.

❖ Factor de seguridad del material

El factor del material de seguridad frente a los efectos de inestabilidad (γ_M), se toma como:

$$\gamma_M = \begin{cases} 1,15 & \text{para } \bar{\lambda}_s < 0,5 \\ 0,85 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_s & \text{para } 0,5 \leq \bar{\lambda}_s \leq 1 \\ 1,45 & \text{para } \bar{\lambda}_s > 1 \end{cases} \quad (99)$$

Siendo $\bar{\lambda}_s$ la esbeltez reducida de la chapa.

❖ Esbeltez reducida de la chapa ($\bar{\lambda}_s$)

Primero, se comprueba la resistencia a pandeo local, para ello, se ha de determinar la esbeltez reducida de la chapa ($\bar{\lambda}_s$), que se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\bar{\lambda}_s = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{V.M}} \cdot \left[\frac{\sigma_{a0,sd}}{f_{Ea}} + \frac{\sigma_{m0,sd}}{f_{Em}} + \frac{\sigma_{h0,sd}}{f_{Eh}} + \frac{\tau_{sd}}{f_{E\tau}} \right]} \quad (100)$$

Donde:

- f_y es el límite elástico del material.
- $\sigma_{V.M}$ es la tensión equivalente de Von Misses, tensión de cálculo.
- $\sigma_{a0,sd}$ es el mínimo valor entre 0 y la tensión normal debido al axil de diseño (carga vertical debido al peso propio).
- $\sigma_{m0,sd}$ es el mínimo valor entre 0 y la tensión normal correspondiente al momento flector.
- $\sigma_{h0,sd}$ es el mínimo valor entre 0 y la tensión debida a la presión externa. Se calcula con esta expresión:

$$\sigma_{h0,sd} = \frac{L_s \cdot g \cdot \rho_{H2O} \cdot (r_{interior}^2 + r_{exterior}^2) - 2 \cdot \rho_{H2O} \cdot r_{interior}^2}{r_{interior}^2 - r_{exterior}^2} \quad (101)$$

- f_{Ea} es la resistencia a pandeo por el esfuerzo axil.
- f_{Em} es la resistencia a pandeo por el momento flector actuante.
- f_{Eh} es la resistencia a pandeo por la presión hidrostática, por la presión lateral y la compresión circunferencial.
- $f_{E\tau}$ es la resistencia a pandeo por la torsión y el esfuerzo cortante.

Estas resistencias (f_{Ex}) se determinan mediante la siguiente expresión:

$$f_{Ex} = C_{Ex} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{L_s} \right)^2 \quad (102)$$

Siendo:

- ν es el coeficiente de Poisson del material.
- C_{Ex} es el coeficiente de reducción de pandeo para cada tipo de tensión. A continuación, se muestra cómo se calcula cada uno de ellos:

Coeficiente de reducción de pandeo a esfuerzo axil

$$C_{Ea} = \sqrt{1 + \left(0,5 \cdot \left(1 + \frac{r}{150 \cdot t} \right)^{-0,5} \cdot 0,702 \cdot \frac{L_s^2}{r \cdot t} \cdot \left(\sqrt{1 - \nu_p^2} \right) \right)^2} \quad (103)$$

Siendo r el radio de la sección (radio medio), t el espesor de la sección en m y L_s la longitud de la subestructura.

Coeficiente de reducción de pandeo al momento

$$C_{Em} = \sqrt{1 + \left(0,5 \cdot \left(1 + \frac{r}{300 \cdot t}\right)^{-0,5} \cdot 0,702 \cdot \frac{L_s^2}{r \cdot t} \cdot (\sqrt{1 - \nu^2})\right)^2} \quad (104)$$

Coeficiente de reducción de pandeo a la presión hidrostática

$$C_{Eh} = 2 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0,6 \cdot 1,04 \cdot \left(\frac{L_s^2}{r \cdot t} \cdot (\sqrt{1 - \nu^2})\right)^{0,5}}{2}\right)^2} \quad (105)$$

Coeficiente de reducción de pandeo a la torsión y el esfuerzo cortante

$$C_{E\tau} = 5,34 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0,6 \cdot 0,856 \cdot \left(\frac{L_s^2}{r \cdot t} \cdot (\sqrt{1 - \nu^2})\right)^{\frac{3}{4}}}{5,34}\right)^2} \quad (106)$$

Para elementos muy esbeltos, la resistencia elástica a pandeo frente a esfuerzos cortantes ($f_{E\tau}$) y a la presión hidrostática (f_{Eh}) se ve modificada tal y como se muestra a continuación, si se cumple lo siguiente:

$$Si \frac{L_s}{r} > 3,85 \sqrt{\frac{r}{t}} \rightarrow f_{E\tau} = 0,25 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{r}\right)^{\frac{3}{2}} \quad (107)$$

$$Si \frac{L_s}{r} > 2,25 \sqrt{\frac{r}{t}} \rightarrow f_{Eh} = 0,25 \cdot E \cdot \left(\frac{t}{r}\right)^2 \quad (108)$$

1.1.4.2.3.3. Comprobación del pandeo local

La comprobación que cumplir para verificar el pandeo local es la que se muestra a continuación:

$$\sigma_{V.M} \leq \frac{f_{ks}}{\gamma_M} \quad (109)$$

Siendo:

- γ_M el factor del material (cuyo valor viene dado por la Ecuación (99)).
- f_{ks} la resistencia característica a pandeo de la chapa, que se halla con la siguiente ecuación:

$$f_{ks} = \frac{f_y}{\sqrt{1 + \bar{\lambda}_s^4}} \quad (110)$$

Siendo f_y el límite elástico del material y $\bar{\lambda}_s$ la esbeltez reducida de la chapa.

1.1.4.2.3.4. Comprobación del pandeo global

La comprobación del pandeo global se tiene que comprobar en aquellos elementos que verifiquen la siguiente condición:

$$\left(\frac{k \cdot L_S}{i}\right)^2 \geq 2,5 \cdot \frac{E}{f_y} \quad (111)$$

Siendo:

- k un factor de longitud efectiva. Se considera que $k = 1$, debido a que es un término difícil de calcular y este valor va del lado de la seguridad.
- L_S es la longitud de la subestructura.
- i es el radio de giro de la sección.
- E es el módulo de Elasticidad del material.
- f_y es el límite elástico del material.

En el caso de que se verifique la *Ecuación (111)*, la comprobación que hay que realizar para el pandeo global es la que sigue:

$$\frac{\sigma_{a0,sd}}{\frac{f_{kc}}{\gamma_M}} + \frac{1}{\frac{f_{ak}}{\gamma_M}} \cdot \frac{\sigma_{m,sd}}{1 - \frac{\sigma_{a0,sd}}{f_E}} \leq 1 \quad (112)$$

Siendo:

- $\sigma_{a0,sd}$ es el mínimo valor entre 0 y la tensión normal debido al axil de diseño (carga vertical debido al peso propio).
- $\sigma_{m,sd}$ es la tensión normal máxima debida al momento flector.
- f_E es la resistencia a pandeo de Euler que se calcula con la siguiente expresión:

$$f_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_P}{(k \cdot L_S)^2 \cdot A_p} \quad (113)$$

- f_{ak} es la resistencia característica a pandeo reducida, se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$f_{ak} = \frac{b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} \quad (114)$$

Siendo:

- $a = 1 + \left(\frac{f_y}{f_{Ea}}\right)^2$
- $b = \sigma_{h,sd} \cdot \left(\frac{2 \cdot f_y^2}{f_{Ea} \cdot f_{Eh}} - 1\right)$
- $c = \sigma_{h,sd}^2 \cdot \left(1 + \left(\frac{f_y}{f_{Eh}}\right)^2\right) - f_y^2$
- f_{Ex} la resistencia elástica a pandeo *Ecuación (102)*.
- f_{kc} es la resistencia característica a pandeo del elemento, toma los siguientes valores:

$$f_{kc} = \begin{cases} (1 - 0,28 \cdot \bar{\lambda}^2) \cdot f_{ak} & \text{si } \bar{\lambda} \leq 1,34 \\ 0,9 \cdot f_{ak} & \text{si } \bar{\lambda} > 1,34 \\ \frac{0,9}{\bar{\lambda}^2} \cdot f_{ak} & \text{si } \bar{\lambda} > 1,34 \end{cases} \quad (115)$$

Siendo $\bar{\lambda}$ la esbeltez reducida del elemento, que se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{f_{ak}}{f_E}} \quad (116)$$

1.1.4.3. Estado límite de Fatiga (ELF)

El análisis a fatiga de la subestructura se realiza siguiendo la DNV-RP-C203: “*Fatigue Design of Offshore Steel Structures*” [8]. El objetivo principal de este análisis es garantizar que la estructura posea una vida útil de al menos 50 años.

Para la comprobación a fatiga, resulta fundamental calcular primero la tensión máxima y la tensión alternante. Para el cálculo de la tensión máxima (σ_m) y de la tensión cíclica o alternante (σ_c) se utilizan las siguientes expresiones:

$$\sigma_m = \gamma_L \cdot M_{max} \cdot \frac{D_P}{2 \cdot I_P} \quad (117)$$

$$\sigma_c = \gamma_L \cdot \frac{(M_{max} - M_{min})}{2} \cdot \frac{D_P}{2 \cdot I_P} \quad (118)$$

Siendo M_{max} y M_{min} el momento flector máximo y mínimo calculado en los distintos casos de carga; γ_L es el factor de carga, que para este caso toma el valor de 1; D_P e I_P son el diámetro y la inercia del pilote.

Para verificar que la estructura resiste a vida infinita, se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sigma_{end} > \sigma_c \quad (119)$$

Donde σ_{end} es el límite de fatiga del material, para el acero adquiere un valor de 260 MPa.

Si esta condición no se cumpliera, se tienen que comparar los ciclos de carga que resiste la estructura (N_R) con los ciclos que se prevé que reciba (N_D). Para hallar los ciclos de carga que resiste, es necesario emplear el modelo de las curvas S-N, que dependen del material y de la sección. La curva básica S-N es la que se muestra a continuación en la *Ecuación (120)*, esta se empleará considerando que se trata de una sección hueca circular con uniones soldadas, la curva S-N empleada es la C1 (Tabla A-9 de la DNV-RP-C203 [8]) tal y como se establece también en [1].

$$\log N = \log \bar{a} - m \cdot \log(\sigma_c) \quad (120)$$

Donde:

- N es el número previsto de ciclos de carga que resiste la estructura.
- σ_c corresponde al rango de tensiones o la tensión alternante.
- m es la pendiente de la curva de la gráfica S-N. Se escoge un valor de 3 para un número de ciclos menor que 10^6 , para un número de ciclos entre 10^6 y 10^7 toma un valor de 5 (sección de clase C1, Tabla 2-2 de la DNV-RP-C203 [8]).
- $\log \bar{a}$ es la intersección de la curva $\log(N)$ con el eje de abscisas (eje N de la curva S-N). Toma un valor de 12,049 para un número de ciclos menor que 10^6 , para un número de ciclos entre 10^6 y 10^7 toma un valor de 16,081.

Conseguir evaluar el número de ciclos a las que se verá sometida la estructura es algo complejo, no obstante, como aproximación, se puede considerar que el número de ciclos a las que está sometida la estructura son los ciclos que recibe esta debido al oleaje (N_{wave}). Para calcular estos ciclos de carga se usa la siguiente expresión:

$$N_{wave} = (1 - \sqrt[2920]{P}) \cdot \frac{50 \frac{\text{años}}{\text{vida útil}} \cdot 365 \frac{\text{días}}{\text{año}} \cdot 24 \frac{\text{h}}{\text{día}} \cdot 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}}}{T_{wave}} \quad (121)$$

Siendo:

- P es el cuantil que se emplea para estimar la altura de la máxima ola significativa (según establece la DNV-ST-0437 [11]). Para periodos de un año adquiere un valor de 80 % (0,8), mientras que para periodos de cincuenta años toma un valor de 98 % (0,98).
- T_{wave} es el periodo de la ola en s.

1.1.5. Estructura y diagrama de flujo de la rutina de dimensionado realizada

Mediante una rutina realizada en Matlab se dimensiona el monopilote, asegurando que este mismo cumpla con todos los estados límites de servicio (ELS), estados límites últimos (ELU) y

de fatiga (ELF) que fueron comentados en los anteriores apartados. En este epígrafe se exponen las distintas partes de las que consta el código de Matlab realizado, finalmente se muestra un diagrama de flujo de este código.

Las distintas etapas de las que consta el programa son:

1. Se introducen los datos de partida del problema, estos son:
 - Datos geométricos y de operación principales del aerogenerador.
 - Datos oceánicos y eólicos.
 - Datos geotécnicos.
 - Datos acerca del material del monopilote y de la pieza de transición.
2. Se realiza el predimensionado del monopilote:
 - 2.1. Se estima el momento flector en la línea de barro debido a la acción del viento, para posteriormente emplearlo como primera estimación en el cálculo del diámetro del monopilote.
 - 2.2. En base a este diámetro se determinan las demás características geométricas del monopilote.
3. Se calculan las cargas sobre la cimentación:
 - Cargas debidas al viento.
 - Cargas debidas a las olas.
 - Cargas debidas a las corrientes marinas.
 - Cargas de peso propio.
4. Se calculan las rigideces correspondientes a la interacción suelo-estructura.
5. Se calcula la frecuencia natural del sistema.
6. Se hallan los factores de amplificación dinámicos y con estos se recalculan las cargas, posteriormente, se combinan estas mismas.
7. Se calculan las deformaciones en la cabeza del monopilote (deflexión y rotación).
8. Se evalúan las comprobaciones relativas a los estados límites de servicio (comprobaciones de deformaciones y frecuencias), si estas comprobaciones no se cumplen se vuelve al punto 2.2, aumentándose el diámetro del monopilote y recalculando.
9. Se realizan las comprobaciones correspondientes a los estados límites últimos y de fatiga. Si cualquiera de estas comprobaciones no se viera satisfecha se vuelve al punto 2.2, aumentando nuevamente el diámetro y recalculando. Las comprobaciones realizadas son:

- Comprobación de la capacidad última del terreno.
- Comprobación de la plastificación de la sección del monopilote.
- Comprobación de pandeo (local y global).
- Comprobación del estado límite de fatiga.

10. Finalmente, se muestra en pantalla los resultados de todas las comprobaciones realizadas y de los resultados finales.

Por último, también es importante destacar que, a partir de este programa o rutina realizada de dimensionado, se realizó otra rutina que comprueba si un monopilote previamente dimensionado, cumple con todos los criterios de diseño para el aerogenerador que sostiene y ante las situaciones climáticas y geotécnicas en las que se encuentre.

A continuación, se muestra el diagrama de flujo del proceso de dimensionado descrito:

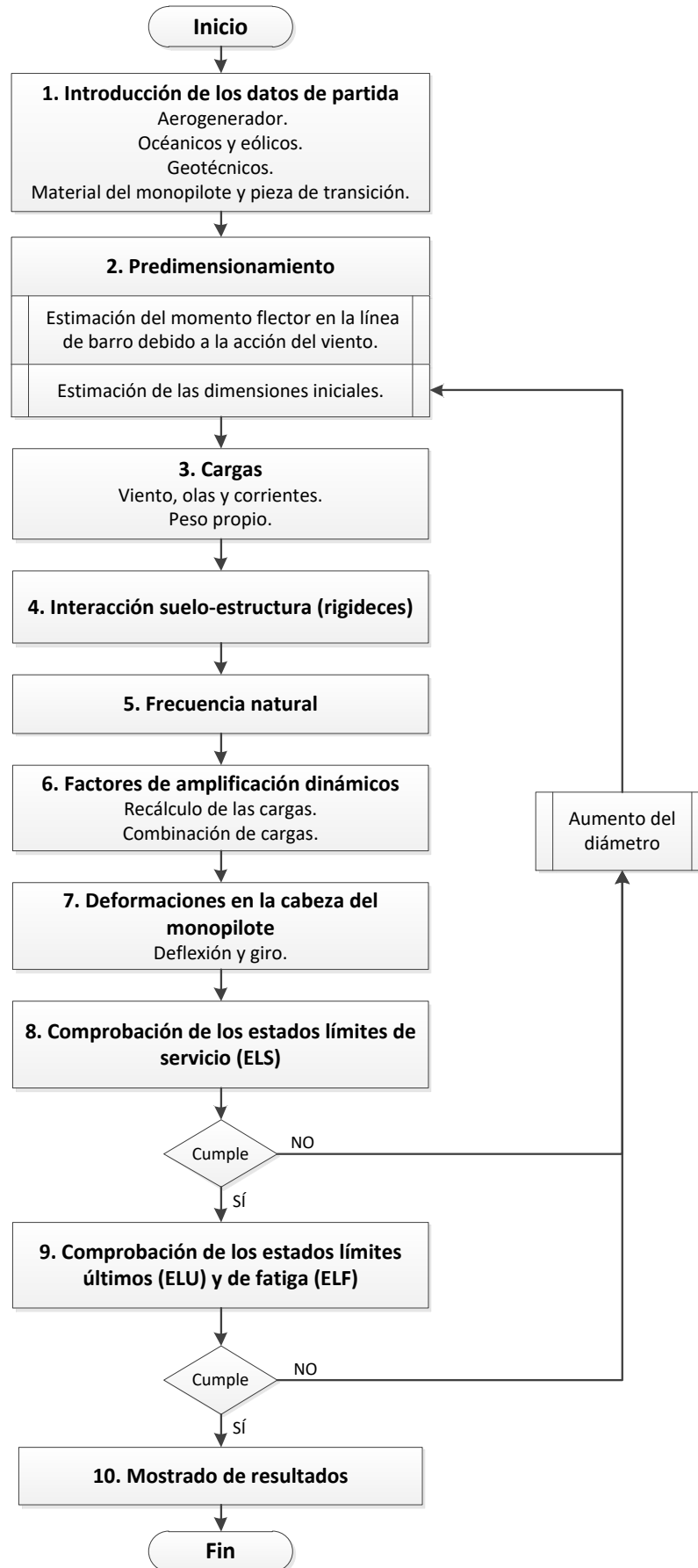


Figura 2. Diagrama de flujo del proceso de dimensionado del monopilote.

1.2. Metodología para el cálculo de los desplazamientos y esfuerzos ante distintas excitaciones sísmicas

Para estudiar la respuesta sísmica del aerogenerador offshore y la subestructura en términos de envolventes de esfuerzos y de desplazamientos, se utiliza un modelo de subestructuración basado en el método de los elementos finitos. Mediante impedancias y factores de interacción cinemática se reproduce el comportamiento lineal de la cimentación y su interacción con el suelo. Estas impedancias y factores de interacción cinemática son calculados a partir de un modelo previamente desarrollado en una tesis doctoral realizada en la división de la Mecánica de los Medios Continuos y Estructuras de la ULPGC [12]. En la *Figura 3* se muestra representado el modelo de subestructuración que se ha utilizado, el cual se explicará en este mismo apartado.

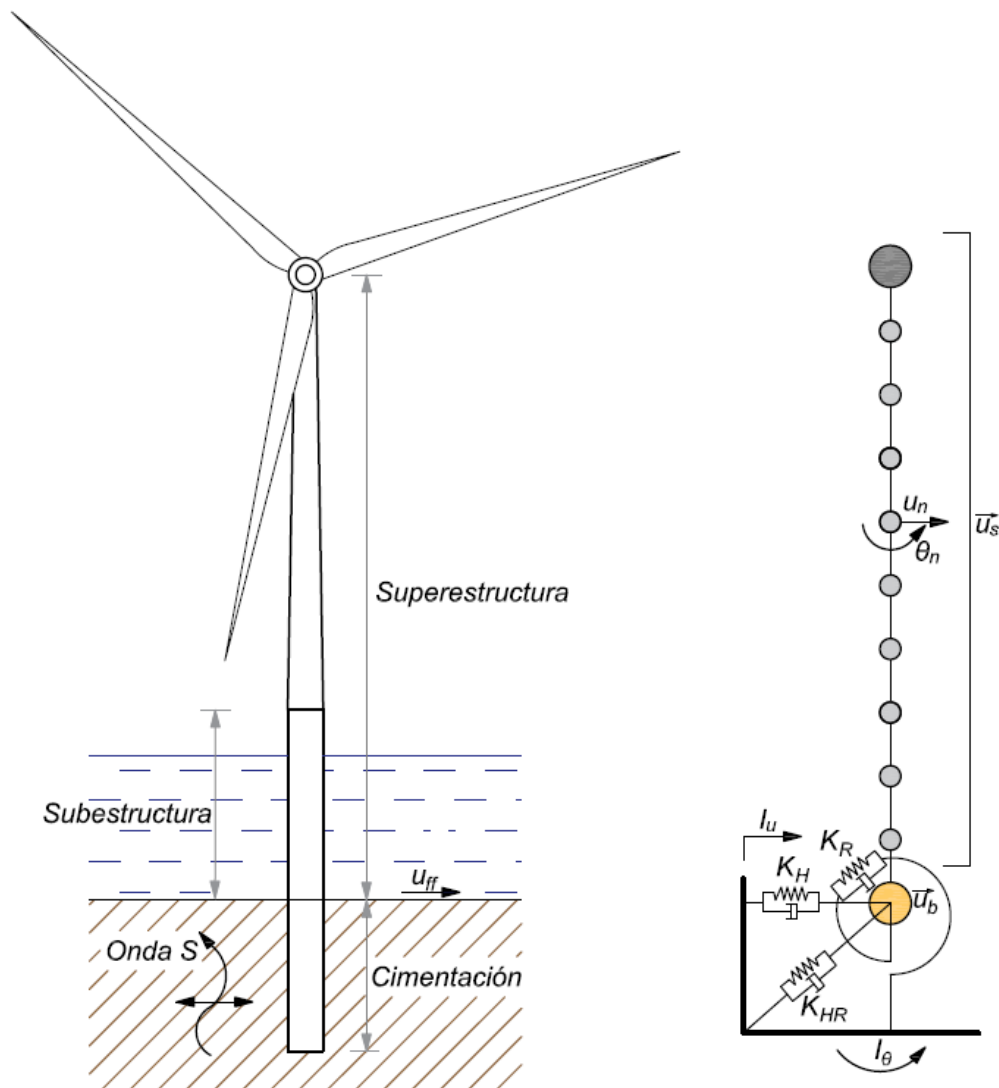


Figura 3. Modelo de subestructuración. Adaptado de [13].

La metodología a su vez se divide en distintos modelos, principalmente, un modelo en base rígida y otro en base flexible. En el modelo en base rígida, en la base de la estructura, cota donde se encuentra la cabeza enterrada del monopilote, se considera que no existe desplazamiento ni giro diferencial con respecto al que experimentaría la base rígida sometida al sismo. No obstante, en el modelo en base flexible, se considera que la base sí posee desplazamiento y giro diferencial. Este modelo en base flexible se divide también en distintos submodelos, para analizar la influencia de los factores de interacción cinemática por separado.

Para resolver el problema, la excitación sísmica se asume que es una onda S que se propaga en el suelo produciendo un desplazamiento unitario en la base, este será el movimiento de campo libre (u_{ff} , en la *Figura 3*), es decir, el movimiento del suelo libre sin la presencia de la estructura. Así, todos los resultados en el dominio de la frecuencia serán realmente las funciones de transferencia en frecuencia con respecto a este desplazamiento unitario en la base. Una vez que se obtienen las funciones de respuesta en frecuencia para las distintas variables de estudio, se calcula la respuesta temporal del sistema siguiendo el método en el dominio de la frecuencia [14].

1.2.1. Modelado de la superestructura

Dada las particularidades del problema, este se simplifica a un problema plano en el que solo se tiene en cuenta el comportamiento lateral de la estructura. La torre del aerogenerador y el monopilote se dividen en N elementos finitos de vigas Bernoulli de dos nodos. De esta forma, cada nodo posee dos grados de libertad, un desplazamiento lateral (u) y una rotación (θ). Como se observa en la siguiente *Figura 4*, los nodos se enumeran de arriba hacia abajo, de forma que el primer nodo del conjunto torre-monopilote, corresponde a la posición donde se encontraría la góndola del aerogenerador.

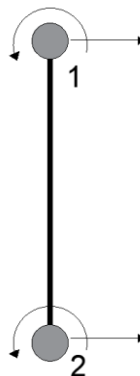


Figura 4. Elemento viga Bernoulli.

Cada uno de los elementos es de sección constante, pero en la torre del aerogenerador cada elemento posee un diámetro determinado, para así reproducir la forma cónica característica

de la torre, donde el diámetro de esta disminuye a medida que se incrementa la altura. Por ello, es necesario considerar un número suficientemente grande de elementos, para así poder representar la geometría variable de la torre. Así, cada uno de los elementos que conforman la torre dispone de su propia matriz de rigidez y de masa. En cuanto al monopilote se refiere, este también se divide en elementos, no obstante, como presenta una geometría y sección fija, las matrices de rigidez y masa de cada uno de los elementos que conforman la subestructura son idénticas entre sí. Para simplificar el análisis no se ha considerado la pieza de transición, conectándose directamente la parte inferior de la torre con el monopilote.

El vector de desplazamientos, la matriz de rigidez y de masa de cada elemento, vienen dados por las siguientes expresiones:

$$u_e = \begin{bmatrix} u_1 \\ \theta_1 \\ u_2 \\ \theta_2 \end{bmatrix} \quad (122)$$

$$K_e^* = \frac{E^* \cdot I}{L^3} \begin{bmatrix} 12 & 6L & -12 & 6L \\ 6L & 4L^2 & -6L & 2L^2 \\ -12 & -6L & 12 & -6L \\ 6L & 2L^2 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (123)$$

$$M_e = \frac{\rho \cdot A \cdot L}{420} \begin{bmatrix} 156 & 22L & 54 & -13L \\ 22L & 4L^2 & 52L & -3L^2 \\ 54 & 52L & 156 & -22L \\ -13L & -3L^2 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (124)$$

Donde:

- E^* es el módulo de Young del material en N/m^2 o Pa, se trata de un número complejo, tal y como se describe a continuación.
- ρ es la densidad del material en kg/m^3 .
- I es la inercia de la sección en m^4 .
- A es el área de la sección del elemento en m^2 . Sección del monopilote, o sección de cada uno de los elementos que forman la torre del aerogenerador.
- L es la longitud del elemento en m.

Para dotar de amortiguamiento al sistema, se usa un módulo de rigidez del material de la torre y del monopilote complejo, considerando un amortiguamiento de tipo histérico (constante con la frecuencia), del 2% (0,02), de forma que el módulo de Young viene dado por la siguiente expresión:

$$E^* = E \cdot (1 + 2i \cdot \xi) \quad (125)$$

Donde:

- i es la unidad imaginaria ($\sqrt{-1}$).
- ξ es el amortiguamiento histérico en tanto por uno.
- E es el módulo del Young del material en N/m^2 o Pa.

De esta forma, la matriz de rigidez de cada elemento es también un conjunto de números complejos, donde la parte real hace referencia a la rigidez, mientras que la imaginaria hace referencia al amortiguamiento.

1.2.1.1. Ensamblaje de las matrices de rigidez y masa

Una vez que se van calculando las matrices de masa y rigidez de cada uno de los elementos, estas se van ensamblando hasta formar la matriz de rigidez global del sistema. Considerando N elementos en total y, en consecuencia, $N+1$ nodos, el proceso de ensamblaje se realiza siguiendo este procedimiento:

- 1- Se predimensionan las matrices de rigidez y de masa globales del sistema (K^* y M), sabiendo que el tamaño de estas es de $2N+2$, rellenando estas matrices con ceros.
- 2- Para cada uno de los elementos, desde 1 hasta N :
 - a) Se calcula sus matrices de masa y rigidez K_e^* y M_e .
 - b) Se ensamblan en la matriz global en las filas y columnas correspondientes (Filas y columnas: $(1: 4) + 2 \cdot (e - 1)$). Donde e hace referencia al número del elemento que se está ensamblando.
- 3- Por último, se añade la masa del rotor-góndola en la posición del nodo superior, esto es, en la primera posición.

1.2.2. Modelado de la cimentación

La respuesta de la cimentación se obtiene a través de un modelo numérico para el análisis de cimentaciones pilotadas, desarrollado en una tesis doctoral realizada en la división de la Mecánica de los Medios Continuos y Estructuras de la ULPGC [12]. El modelo desarrollado en esta tesis se basa en la implementación de una solución fundamental de semiespacio estratificado en un modelo acoplado de Elementos de Contorno - Elementos Finitos (EC-EF) preexistente para el análisis de cimentaciones y estructuras pilotadas. El comportamiento del terreno es simulado con la implementación de soluciones fundamentales (Funciones de Green) de semiespacio estratificado, mientras que los pilotes son discretizados con elementos finitos tipo viga. Las variables primarias son los desplazamientos y las fuerzas resultantes que representan la interacción con el suelo. Además, este programa permite asumir diferentes fuentes de excitación del sistema suelo-pilotes. Dichas fuentes pueden ser: frentes de ondas

sísmicas que imponen un campo incidente en los puntos del terreno estratificado, cargas externas actuando sobre la superficie libre del terreno, o acciones directamente impuestas en las cabezas de los pilotes mediante el establecimiento de fuerzas o desplazamientos prescritos. Así, este modelo se usará para calcular la matriz de impedancias de la cimentación y los factores de interacción cinemática, los cuales se definen a continuación.

Mediante la matriz de impedancias de la cimentación (K_{SSI}) se modela la interacción de la estructura con la cimentación, que representa la rigidez y el amortiguamiento del monopilote bajo la línea de barro. Esta matriz está formada por una impedancia horizontal (K_H), una impedancia cruzada (K_{HR} y K_{RH}) y una impedancia de cabeceo (K_R). Todos estos términos hacen referencia a la fuerza o momento que debería ser aplicada en la cabeza del monopilote para conseguir un desplazamiento unitario en cada uno de sus grados de libertad (desplazamiento lateral o rotación), mientras se restringe el otro grado de libertad restante.

$$K_{SSI} = \begin{pmatrix} K_H(\omega) & K_{HR}(\omega) \\ K_{RH}(\omega) & K_R(\omega) \end{pmatrix} \quad (126)$$

Como se observa, son términos que dependen de la frecuencia de excitación (ω), y son además valores complejos, cuya parte real representa la rigidez y la parte imaginaria la disipación de energía del sistema suelo-cimentación (amortiguamiento).

Para tener en cuenta el filtrado del movimiento que produce la cimentación en el terreno, se definen los factores de interacción cinemática, los cuales se agrupan en un vector \vec{I}_{SSI} , tal y como se muestra a continuación:

$$\vec{I}_{SSI}(\omega) = \begin{pmatrix} I_u(\omega) \\ I_\theta(\omega) \end{pmatrix} \quad (127)$$

Donde I_u e I_θ son los factores de interacción cinemática lateral y de rotación respectivamente. Son también valores complejos, que dependen de la frecuencia de excitación y de las características del suelo y de la cimentación. Representan el desfase respecto al desplazamiento que se produciría en la superficie del terreno si no existiera la cimentación. Por tanto, ambos términos se obtienen como el cociente entre el desplazamiento y la rotación en la cabeza del pilote con respecto al movimiento prescrito en la base (desplazamiento unitario, u_{ff}):

$$I_u(\omega) = \frac{u_p(\omega)}{u_{ff}} \quad (128)$$

$$I_{\theta}(\omega) = \frac{\theta_p(\omega)}{u_{ff}} \quad (129)$$

Donde:

- u_p es el desplazamiento en la cabeza del monopilote.
- θ_p es la rotación en la cabeza del monopilote.
- u_{ff} es el desplazamiento de campo libre o desplazamiento prescrito en la base (desplazamiento unitario en este caso).

1.2.3. Sistema de ecuaciones a resolver

Una vez ensambladas las matrices de masa y rigidez de todo el conjunto, y obtenidas la matriz de impedancias de rigidez de la cimentación K_{SSI} y los factores de interacción cinemática \overline{I}_{SSI} , el sistema de ecuaciones a resolver para obtener la respuesta de la superestructura en el dominio de la frecuencia, incluyendo la interacción suelo estructura, es el que sigue:

$$\left(\begin{bmatrix} K_{ss}^* & K_{sb}^* \\ K_{bs}^* & K_{bb}^* + K_{SSI} \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sb} \\ M_{bs} & M_{bb} \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} \overline{u}_s(\omega) \\ \overline{u}_b(\omega) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \vec{0} \\ \overline{f}_{SSI}(\omega) \end{Bmatrix} \quad (130)$$

Donde el subíndice b hace referencia a las submatrices correspondientes a la base, mientras que el subíndice s se refiere al resto de la estructura. De esta forma, K_{ss}^* y M_{ss} serían las matrices de rigidez y masa sin las dos últimas filas y columnas, estas dos filas y columnas se distribuirían en las demás submatrices (K_{sb}^* , M_{sb} , K_{bs}^* , M_{bs} , K_{bb}^* y M_{bb}). El vector \overline{u}_s corresponde a los desplazamientos y giros de los grados de libertad activos del sistema, mientras que el vector \overline{u}_b hace referencia al desplazamiento en la base. El vector \overline{f}_{SSI} contiene el cortante y el momento del nodo de la base debido a la interacción del conjunto cimentación-suelo. Por tanto, este vector se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\overline{f}_{SSI}(\omega) = K_{SSI}(\omega) \cdot \overline{I}_{SSI}(\omega) \quad (131)$$

Como se observa, este vector depende también de la frecuencia de excitación ω , al igual que ocurría con la matriz de impedancias de rigidez de la cimentación y los factores de interacción cinemática.

1.2.3.1. Resolución del sistema de ecuaciones para cada uno de los modelos que se estudian

Se estudian 5 modelos distintos para así analizar mejor la influencia de los factores de interacción cinemática. Los modelos estudiados son: modelo en base rígida y en base flexible. Este último se divide a su vez en cuatro submodelos: base flexible con interacción cinemática,

sin interacción cinemática, con interacción cinemática solo considerando el factor de interacción cinemática lateral (I_u) y solo considerando el factor de interacción cinemática rotacional (I_θ). A continuación, se procede a explicar cómo se calcula el sistema de ecuaciones planteado para cada uno de estos modelos.

❖ Modelo en base rígida

En la consideración de base rígida, no se incluye los efectos de la interacción suelo estructura. En este modelo se fija directamente el movimiento de campo libre considerado, esto es, desplazamiento unitario lateral en la base y rotación en esta nula. Por tanto, atendiendo al sistema de ecuaciones mostrado anteriormente, para el modelo en base rígida, se tiene que resolver el siguiente sistema:

$$(K_{ss}^* - \omega^2 \cdot M_{ss}) \cdot \vec{u}_s(\omega) = -(K_{sb}^* - \omega^2 \cdot M_{sb}) \cdot \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (132)$$

Como se observa, se está ante un sistema de la forma $A \cdot x = B$, donde x correspondería al vector de desplazamientos de los grados de libertad activos del sistema. Una vez que se solucione el sistema de ecuaciones y se obtenga este vector, se le añade al final de este el desplazamiento unitario prescrito y la rotación nula en la base, obteniéndose el vector completo de desplazamientos del sistema:

$$\vec{u}(\omega) = \begin{Bmatrix} \vec{u}_s(\omega) \\ \vec{u}_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \vec{u}_s(\omega) \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (133)$$

Obsérvese que existirán tantas soluciones (\vec{u}_s) como frecuencias se consideren, por tanto, finalmente, se tendrá una matriz $[u]$ compuesta por tantas columnas como frecuencias se consideren y tantas filas como el doble de nodos se hayan considerado en la división del conjunto monopilote-aerogenerador en elementos:

$$[u] = \begin{bmatrix} u_1^{\omega 1} & u_1^{\omega 2} & \vdots \\ \theta_1^{\omega 1} & \theta_1^{\omega 2} & \vdots \\ u_2^{\omega 1} & u_2^{\omega 2} & \vdots \\ \theta_2^{\omega 1} & \theta_2^{\omega 2} & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & 1 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}_{[2 \cdot (N+1) \times n_\omega]} \quad (134)$$

Donde $u_x^{\omega n}$ corresponde al desplazamiento del nodo x para la frecuencia de excitación n , y $\theta_x^{\omega n}$ hace referencia al giro obtenido en el nodo x para la frecuencia de excitación n .

❖ Modelo en base flexible

El estudio en base flexible se fracciona en cuatro submodelos:

1. Modelo en base flexible con factores de interacción cinemática

Este modelo se basa en solucionar el sistema de ecuaciones establecido en la *Ecuación (130)* en su conjunto. Incluyendo los factores de interacción cinemática tanto lateral como de rotación. Solucionando el sistema de ecuaciones se obtendrían todos los desplazamientos y giros, incluidos los de la base.

2. Modelo en base flexible considerando solo el factor de interacción cinemática lateral (I_u)

Se basa también en resolver el sistema descrito en la *Ecuación (130)*, pero considerando solo el factor de interacción cinemática lateral I_u y estableciendo que el rotacional sea nulo:

$$\overrightarrow{I_{SSI}}(\omega) = \begin{pmatrix} I_u(\omega) \\ 0 \end{pmatrix} \quad (135)$$

3. Modelo en base flexible considerando solo el factor de interacción cinemática rotacional (I_θ).

Este modelo consiste en resolver también el sistema descrito en la *Ecuación (130)*, pero considerando solo el factor de interacción cinemática rotacional I_θ y estableciendo que el lateral es cero.

$$\overrightarrow{I_{SSI}}(\omega) = \begin{pmatrix} 0 \\ I_\theta(\omega) \end{pmatrix} \quad (136)$$

4. Modelo en base flexible sin interacción cinemática

Este modelo se realiza también resolviendo el sistema establecido en la *Ecuación (130)*, pero ahora considerando que no hay interacción cinemática, esto es, considerando que el desplazamiento lateral que se tiene en la cabeza del pilote es igual al desplazamiento prescrito, de manera que el vector $\overrightarrow{I_{SSI}}$ quedaría:

$$\overrightarrow{I_{SSI}}(\omega) = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (137)$$

1.2.4. Cálculo de los esfuerzos

Una vez obtenida la respuesta del sistema en términos de desplazamientos para cada uno de los modelos, se puede calcular los esfuerzos en cada uno de los nodos de los elementos que forman parte del conjunto estructural. Los cortantes y momentos flectores de cada elemento se pueden hallar de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\vec{f}_e(\omega) = (K_e^* - \omega^2 \cdot M_e) \cdot \vec{u}_e(\omega) \quad (138)$$

Donde K_e^* y M_e hacen referencia a las matrices rigidez y masa del elemento donde se esté calculando los esfuerzos. Así, desde el elemento 1 hasta el N, se calculan los esfuerzos en cada uno de sus nodos.

Estos esfuerzos se van guardando en un vector, donde los esfuerzos que se obtienen para el primer nodo del elemento que sigue sustituyen a los esfuerzos calculados en el mismo nodo para el anterior elemento. Así, al igual que pasaba con los desplazamientos, se tendrá la siguiente matriz de esfuerzos, donde se poseen tantos resultados de esfuerzos en cada uno de los elementos como frecuencias se hayan considerado.

$$f = \begin{bmatrix} V_1^{\omega 1} & V_1^{\omega 2} & \vdots \\ M_1^{\omega 1} & M_1^{\omega 2} & \vdots \\ V_2^{\omega 1} & V_2^{\omega 2} & \vdots \\ M_2^{\omega 1} & M_2^{\omega 2} & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ -V_{N+1}^{\omega 1} & -V_{N+1}^{\omega 2} & \vdots \\ -M_{N+1}^{\omega 1} & -M_{N+1}^{\omega 2} & \vdots \end{bmatrix}_{[2 \cdot (N+1) \times n_\omega]} \quad (139)$$

Donde $V_x^{\omega n}$ corresponde al cortante en el nodo x para la frecuencia de excitación n , y $M_x^{\omega n}$ hace referencia al momento que se obtiene en el nodo x para la frecuencia de excitación n .

Como se observa, los esfuerzos obtenidos en la base ($V_{N+1}^{\omega n}$ y $M_{N+1}^{\omega n}$) se cambian de signo, esto se hace debido a que es el último nodo del sistema.

1.2.5. Funciones de respuesta en frecuencia

Todos los cálculos descritos hasta el momento se han realizado en el dominio de la frecuencia. Con los desplazamientos, los cortantes y flectores calculados en el dominio de la frecuencia y el desplazamiento prescrito en la base que se ha impuesto, se puede calcular las funciones de respuesta en frecuencia (FRF), mediante la siguiente expresión:

$$H_a(\omega) = \frac{Y(\omega)}{X(\omega)} = \frac{r(\omega)}{u_{ff}} \quad (140)$$

Donde:

- $H_a(\omega)$ es la función de respuesta en frecuencia (FRF).
- $r(\omega)$ puede ser cualquiera de las variables estudiadas: desplazamientos, giros, cortantes y flectores.
- u_{ff} es el desplazamiento unitario en la base considerado.

Tal y como se establece en la anterior ecuación, como el desplazamiento prescrito en la base ha sido un desplazamiento unitario, todos los resultados en el dominio de la frecuencia son directamente las funciones de transferencia en frecuencia.

Una vez obtenidas las funciones de respuesta en frecuencia, la respuesta temporal es obtenida siguiendo el método del dominio de la frecuencia para el análisis de la respuesta.

1.2.6. Método del dominio de la frecuencia

Para cada uno de los terremotos estudiados, se tiene en un fichero de datos los valores de las aceleraciones (en unidades g) para distintos instantes de tiempo. Estos datos pertenecen a la Peer Ground Motion Database [15]. El tiempo de muestreo tomado para obtener cada una de las aceleraciones es variable según el sismo medido, tomando en la medición por lo general diferencias o deltas de tiempo (Δt) comprendidas entre [0,004 - 0,01] segundos.

En primer lugar, se tiene que discretizar la excitación sísmica. Para ello, primero, se lee el archivo del acelerograma que contiene los datos de aceleraciones de la señal sísmica en el dominio del tiempo, estos acelerogramas serán las excitaciones. Posteriormente, se convierte esta señal a una señal periódica, añadiéndole tantos ceros como sea necesario hasta conseguir que la respuesta del sistema se amortigüe. Además, aunque no es lo habitual, la respuesta máxima del sistema (o su máximo valor absoluto) puede alcanzarse después de terminada la excitación. Si el pico se produce después de que la excitación ha terminado, este se alcanza en el primer medio ciclo de la vibración libre, porque el movimiento se reduce en los ciclos subsecuentes, debido al amortiguamiento. Por lo tanto, se debe elegir un tiempo de duración de la función de excitación mayor al que se expresa en la siguiente expresión [14]:

$$T_0 \geq t_d + \frac{t_n}{2} \quad (141)$$

Donde:

- T_0 es el tiempo de duración de la función de excitación.
- t_d es la duración inicial de la excitación (sin haber añadido los ceros de amortiguamiento).

- t_n es el tiempo de duración hasta el primer medio ciclo de la función de excitación.

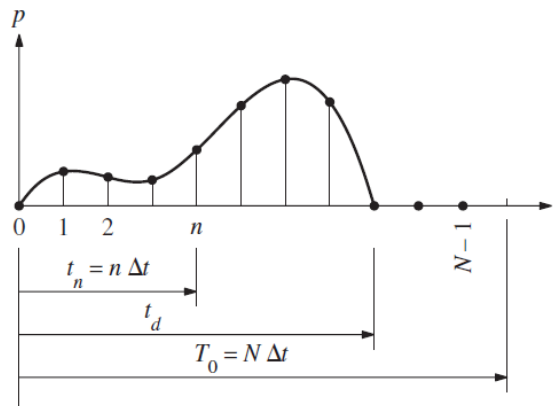


Figura 5. Excitación $p(t)$ y su versión discretizada. Adaptada de [14].

Como se observa en la *Figura 5*, la función de excitación queda muestreada en N instantes de tiempo con deltas o intervalos de muestreo (Δt) iguales, numerados desde 0 hasta $N-1$. Es importante destacar que, el número total de instantes de tiempo (N) en los que queda muestreada la señal de excitación sea un número par y preferiblemente, potencia de dos.

Posteriormente, se pasa a guardar en vectores los distintos instantes de tiempo y las aceleraciones temporales, así como, se calcula la frecuencia de muestreo, la frecuencia de Nyquist y el paso de frecuencia, tal y como se muestra en las siguientes ecuaciones, montando, además, el vector frecuencia que va desde cero hasta la frecuencia de Nyquist con un incremento Δf .

$$f_m = \frac{1}{\Delta t} \quad (142)$$

$$f_{Ny} = \frac{f_m}{2} = \frac{1}{2 \cdot \Delta t} \quad (143)$$

$$df = \frac{f_{Ny}}{\frac{N}{2}} = \frac{1}{2 \cdot \Delta t \cdot \frac{N}{2}} = \frac{1}{N \cdot \Delta t} = \frac{1}{T} \quad (144)$$

Donde:

- f_m es la frecuencia de muestreo.
- f_{Ny} es la frecuencia de Nyquist.
- df es el paso de frecuencia.
- N es el número de puntos de la señal temporal una vez amortiguada.
- dt es el paso de tiempo.
- T es el periodo.

Después de haber adaptado los datos en el dominio del tiempo, se transforma la señal sísmica al dominio de la frecuencia, haciendo uso de la transformada rápida de Fourier (FFT por sus

siglas en inglés). De toda la señal en el dominio de la frecuencia, se corta el vector justo en el valor donde se alcanza la frecuencia de Nyquist (f_{Ny}). Esto es así debido a que la señal se ha discretizado y es necesario asegurar un valor de frecuencia máximo igual a la frecuencia de Nyquist, para luego poder realizar la antitransformada (o transformada inversa de Fourier). Esta frecuencia de Nyquist corresponde a la frecuencia del armónico con frecuencia mayor que se puede obtener mediante la serie compleja de Fourier y se da en la mitad de la frecuencia de muestreo. Por tanto, el número máximo de puntos de la señal pasada al dominio de la frecuencia (N_f) vendrá dado por la siguiente expresión:

$$N_f = \frac{N}{2} + 1 \quad (145)$$

Ahora que se tiene la señal de aceleraciones en el dominio de la frecuencia, es necesario interpolar la función de transferencia, para obtenerla en el mismo número de puntos que la frecuencia de excitación sísmica. Posteriormente, como la señal del terremoto viene dada en aceleración, la función de transferencia en frecuencia habrá que dividirla entre ω^2 , tal y como se expresa en la ecuación que sigue:

$$H(\omega) = H_a(\omega) \cdot \frac{1}{\omega^2} \quad (146)$$

Después de esto se pasa a convertir a cero el primer punto (frecuencia estática, ω_0) de la función de transferencia obtenida anteriormente en la *Ecuación (146)*; y su último punto, esto es, el punto N_f correspondiente a la frecuencia de Nyquist (ω_{Ny}), se fuerza a que sea únicamente un valor real, eliminando su parte imaginaria. Así, cuando se realiza la transformada inversa de Fourier, la señal de la respuesta en frecuencia se encuentra en el dominio real.

Seguidamente, se calcula la respuesta en el dominio de la frecuencia del sistema, esto se hace multiplicando la función de transferencia (desplazamientos, deflexiones, giros, cortantes o flectores...) por la excitación, es decir, por la señal del terremoto, tal y como se establece en la siguiente expresión:

$$Y(\omega) = X(\omega) \cdot H(\omega) \quad (147)$$

Donde $Y(\omega)$ es la respuesta en el dominio de la frecuencia del sistema, mientras que $X(\omega)$ y $H(\omega)$ es la señal del terremoto y la función de transferencia, ambas en el dominio de la frecuencia.

Por último, se realiza la transformada inversa de Fourier de la respuesta obtenida para llevarla al dominio del tiempo y, finalmente, se escoge el máximo valor absoluto de la respuesta, que serán los valores que se usarán para representar las envolventes de esfuerzos y desplazamientos del sistema.

1.2.7. Estructura de la rutina elaborada para el cálculo de la respuesta sísmica

La rutina elaborada en Matlab para el cálculo de la respuesta sísmica se basa en todo lo descrito anteriormente. Las distintas etapas de las que consta esta rutina son:

1. Introducción de los datos necesarios (datos del aerogenerador y del monopilote).
2. Definición del intervalo de frecuencias o vector de frecuencia de excitación.
3. Cargado de los datos referentes a las impedancias y factores de interacción cinemática, los cuales se tienen en ficheros de datos, sacados del programa desarrollado en [12]. Como estas impedancias y factores de interacción cinemática no se tienen en todo el intervalo de frecuencias definido, se interpolan para tenerlas en todo el vector de frecuencias.
4. Se realiza el ensamblaje de las matrices de masa y de rigidez del sistema (conjunto subestructura-torre).
5. Resolución del problema en el dominio de la frecuencia, determinando desplazamientos, deflexiones y esfuerzos en cada uno de los nodos del sistema, para cada uno de los modelos definidos y explicados en el *Apartado 1.2.3.1*.
6. Se realiza las lecturas de los acelerogramas correspondientes a los sismos a estudiar y se escalan con respecto a la aceleración sísmica máxima correspondiente a cada terremoto.
7. Se obtiene la respuesta temporal del sistema siguiendo el método en el dominio de la frecuencia (explicado en el *Apartado 1.2.6*), es decir, se pasan los desplazamientos, deflexiones y esfuerzos al dominio del tiempo.
8. Se obtienen las distintas gráficas que se muestran en los resultados del estudio.

1.3. Metodología para el análisis del estudio

Antes de proceder a realizar el estudio, es necesario definir el intervalo de frecuencias que se usará para calcular la respuesta del sistema en el dominio de la frecuencia. Para ello, tal y como se realiza en el *Anexo III*, primero se identifican los dos primeros modos de vibración del conjunto aerogenerador-torre, y luego se realiza un estudio de convergencia para definir el límite final y el paso de frecuencias a utilizar cerca de las frecuencias naturales del sistema.

Posteriormente, se obtiene la respuesta del sistema en el dominio del tiempo siguiendo el procedimiento descrito en el *Apartado 1.2*. Una vez calculada esta última, la influencia de los factores de interacción cinemática es cuantificada analizando la respuesta del sistema en términos de envolventes y valores máximos de deflexiones y esfuerzos. Con el objetivo de analizar la influencia de los factores de interacción cinemática se analizan dos modelos: modelo en base rígida y en base flexible. El modelo en base flexible, a su vez, se divide en cuatro submodelos: base flexible con interacción cinemática (KI), sin interacción cinemática, con interacción cinemática solo considerando el factor de interacción cinemática lateral (I_u), y base flexible solo considerando el factor de interacción cinemática rotacional (I_{gy}).

Para obtener la repuesta del conjunto monopilote-aerogenerador, este es sometido a distintas excitaciones sísmicas. Los sismos considerados se muestran en la *Tabla 3*, estos fueron obtenidos de la base de datos de la Peer Ground Motion [15]. Como se muestra, las velocidades medias de propagación de las ondas de corte en los primeros 30 metros ($V_{s,30}$) se encuentran dentro de un intervalo comprendido entre 100 y 300 m/s, esto se debe a que como se explicará en este mismo apartado, el estudio se realizó analizando suelos blandos-medios con velocidades de corte comprendidas dentro de este intervalo.

Tabla 3. Sismos estudiados con sus características principales.

Nombre	Año	Número de registro	Nombre de la estación	$V_{s,30}$ (m/s)	$a_{g,max}$ (g)
Imperial Valley-06	1979	186	Niland Fire Station	212	0,11
Victoria Mexico	1980	266	Chihuahua	242	0,15
Superstition Hills-02	1987	729	Imperial Valley W.L.A	179	0,21
Koaceli Turkey	1999	1176	Yarimca	297	0,23
Chi-Chi Taiwan	1999	1498	TCU059	273	0,16
Hector Mine	1999	1792	Indio-Riverside C.F.G.	282	0,12
Chi-Chi Taiwan-04	1999	2715	CHY047	170	0,13
Taiwan SMART1(45)	1999	3683	SMART1 O11	295	0,13
Tottori Japan	2000	3965	TTR008	139	0,32
Iwate Japan	2008	5666	MYG007	167	0,13

La respuesta del sistema se escala para cada sismo dividiéndola entre la aceleración máxima de cada sismo, con el fin de poder comparar los resultados obtenidos para cada terremoto.

Las envolventes de esfuerzos y deflexiones son obtenidas para dos suelos blandos, un suelo homogéneo con $V_s = 100$ m/s y para un suelo heterogéneo con $V_{s,30} = 100$ m/s. Además, se analizan los valores de deflexiones y esfuerzos máximos que se obtienen considerando distintos suelos con perfiles blandos-medios: variando las velocidades de ondas de corte entre el intervalo 100-300 m/s en pasos de 25 m/s. Primero, se representan todos los resultados por modelos, luego, por sismos, y finalmente por ratios con respecto a los resultados obtenidos en base rígida y en base flexible sin considerar la interacción cinemática (KI).

A continuación, se pasa a explicar cómo se han calculado las deflexiones, el módulo de Young para los distintos suelos considerados y las ratios con respecto a base rígida y base flexible sin KI:

❖ Deflexiones

El cálculo de la deflexión en cada nodo considerado en la división de la superestructura en elementos tipo vigas Bernoulli, se obtiene a partir de la siguiente expresión, que se calcula en el dominio de la frecuencia:

$$\text{Deflexión}(n) = u_{abs}(n) - u_{base} + \theta_{base} \cdot H(n) \quad (148)$$

Donde:

- $u_{abs}(n)$ es el desplazamiento absoluto del nodo n en el dominio de la frecuencia.
- u_{base} es el desplazamiento que se tiene en la base en el dominio de la frecuencia.
- θ_{base} es la rotación de la base en el dominio de la frecuencia.
- $H(n)$ es la altura total a la que se encuentra el nodo n donde se determina la deflexión. Tomada esta altura como positiva.

El término $\theta_{base} \cdot H(n)$ resulta estar sumando en la *Ecuación (148)*, debido a que el giro se ha considerado positivo en el sentido antihorario.

❖ Módulo de Young de los suelos

Para los suelos homogéneos, mediante la velocidad de corte del mismo, el módulo de Young a lo largo de todo el semiespacio homogéneo (E_s) se calcula usando la siguiente expresión:

$$E_s = 2 \cdot \rho_s \cdot (1 + \nu_s) \cdot V_s^2 \quad (149)$$

Siendo:

- ρ_s la densidad del suelo.
- ν_s el coeficiente de Poisson del suelo.
- V_s la velocidad de onda de corte o de cizalla del suelo.

Para los suelos heterogéneos se establece una evolución parabólica de la velocidad de propagación de las ondas de cizalla a medida que incrementa la profundidad (ver *Ecuación (150)*). El término exponencial de la profundidad (z) de esta ecuación, fue aproximado a partir de las expresiones usadas por *Wang and Wang [16]*, el cual simula la variación parabólica de las velocidades de corte con un exponente cercano a 0,3.

$$V_s(z) = A \cdot z^{0,3} \quad (150)$$

Siendo A la velocidad media de la onda de corte en los primeros 30 metros de profundidad, esta velocidad se calcula siguiendo el Eurocódigo 8 Parte 1 [17], con la siguiente expresión:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\int_0^{30} \frac{dz}{V_s(z)}} \quad (151)$$

Sustituyendo la *Ecuación (150)* en la (151) y despejando la A se obtiene la siguiente ecuación:

$$A = \frac{V_{s,30}}{30^{0,3} \cdot 0,7} \quad (152)$$

Así, para los suelos marinos no homogéneos, el semiespacio se divide en un conjunto de estratos de 2 metros de profundidad. En cada uno de los estratos, en su cota media (z) se calcula la velocidad de corte V_s y, posteriormente, se determina el módulo de Young del estrato a esa profundidad intermedia mediante la *Ecuación (149)*.

❖ Ratios

La respuesta del sistema se analiza también en términos de las ratios con respecto a base rígida y base flexible sin KI, para ello, simplemente basta con relacionar los resultados obtenidos para cualquier modelo con los obtenidos en base rígida y base flexible sin KI:

$$Ratio_{base\ ríg} = \frac{X_{modelo}(n)}{X_{base\ ríg}(n)} \quad (153)$$

$$Ratio_{base\ flex\ sin\ KI} = \frac{X_{modelo}(n)}{X_{base\ flex\ sin\ KI}(n)} \quad (154)$$

Siendo X la respuesta del sistema (deflexión o esfuerzo) en el nodo n .

Analizar estas ratios permite cuantificar la influencia que supone considerar los efectos de la interacción cinemática suelo-estructura más fácilmente.

1.4. Metodología para el caso de aplicación

En la realización del caso de aplicación, se obtiene la respuesta del sistema, es decir, las deflexiones y esfuerzos del conjunto subestructura-torre, considerando la aceleración sísmica de Canarias.

La Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) establece en su Epígrafe 3.6.1, que el estudio dinámico se ha de realizar con un mínimo de 5 terremotos diferentes [18]. Además, establece que los acelerogramas que se empleen deben ser escalados de manera que sean compatibles con la aceleración sísmica de cálculo. Esta aceleración sísmica de cálculo se determina de acuerdo con la siguiente expresión:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b \quad (155)$$

Siendo:

- a_b la aceleración sísmica básica, que para Canarias adquiere un valor de 0,04g.
- ρ el coeficiente adimensional de riesgo, que al estar ante una construcción de importancia normal adquiere un valor de 1.
- S es el coeficiente de amplificación del terreno. Que para $\rho \cdot a_b \leq 0,1g$, se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$S = \frac{C}{1,25} \quad (156)$$

Donde C es el coeficiente del terreno, este depende del tipo de terreno que se tenga según su velocidad de corte (V_S), para suelos blandos con $V_S \leq 200$ m/s (terrenos tipo IV según el Apartado 2.4 de la NCSE-02), adquiere un valor de 2.

En este caso de aplicación se usan los mismos sismos que los que se emplearon en el estudio (terremotos de la *Tabla 3*), y se obtiene la respuesta media del sistema, es decir, las medias de los resultados de los 10 sismos. Estos resultados se obtienen tras haber escalado las aceleraciones de cada terremoto con respecto a su aceleración máxima y habiendo multiplicado esta por la aceleración sísmica de cálculo de las Islas Canarias.

La respuesta del sistema se obtiene para los cuatro aerogeneradores que se compararon con el objetivo de seleccionar el del estudio. Las características principales de estos cuatro aerogeneradores se exponen en la *Tabla 1 del Anexo II*. No obstante, el monopilote que se utiliza en este caso de aplicación se mantiene invariante para todos los aerogeneradores, empleándose el que se dimensionó para el estudio, correspondiente al aerogenerador de 10 MW. Las dimensiones de este monopilote se exponen posteriormente en el *Apartado 2.1.2.3*. Aunque esta consideración no resulta realista, pues cada aerogenerador tiene un monopilote

asociado a su rigidez, el presente caso de aplicación se ha realizado de esta forma con el objetivo de reducir el número de parámetros que cambian, permitiendo analizar la variación que se produce en las deflexiones y esfuerzos al cambiar de aerogenerador ante una misma cimentación. Finalmente, se representan las envolventes que se obtienen para cada aerogenerador en el lecho marino homogéneo con $V_s = 100$ m/s y en el heterogéneo con $V_{s,30} = 100$ m/s.

2. RESULTADOS DEL DIMENSIONADO Y DEL ESTUDIO

En este apartado se muestran los datos de partida necesarios considerados y calculados en los demás anexos (*Anexo I* y *Anexo II*), además de los resultados obtenidos tanto para el dimensionado de la cimentación como para el estudio realizado.

2.1. Dimensionado de la cimentación

2.1.1. Datos de partida

En este epígrafe se exponen los datos de partida en cuanto a la ubicación y el aerogenerador escogido para la realización del estudio. Estos son necesarios para poder calcular las cargas a las que está sometida la cimentación para poder afrontar su diseño. La elección de la ubicación y del aerogenerador, junto a la elección de sus datos, se encuentran detallados en el *Anexo I* y *Anexo II* que se presentan al final del presente trabajo.

2.1.1.1. Ubicación

La ubicación escogida se encuentra en el sureste de la isla de Gran Canaria, frente a las costas de San Bartolomé de Tirajana. Las características principales de la ubicación escogida son las siguientes:

Tabla 4. Características principales de la ubicación escogida.

Latitud	27° 45' 27,00'' N
Longitud	15° 28' 52'' O
Coordenada UTM x	452.590,15
Coordenada UTM y	3.070.432,58
Distancia a la costa	3,71 km
Profundidad del lecho marino	30 m
Morfología y perfil del suelo	Sedimento fino (Arena)

2.1.1.2. *Aerogenerador*

El aerogenerador escogido para la elaboración del estudio es el AMSC wt10000dd SeaTitan.

Los datos principales acerca de este modelo son los que se muestran en la *Tabla 5*:

Tabla 5. Características principales del aerogenerador AMSC wt10000dd SeaTitan.

Aerogenerador AMSC wt10000dd SeaTitan	
Potencia	10 MW
Diámetro del rotor (D_R)	190 m
Área de barrido (A_R)	28.353 m ²
Altura de la góndola (Z_{hub})	128 m
Rango de operación de velocidad del rotor (Ω_{min}-Ω_{max})	6 – 9,6 rpm
Velocidad nominal del viento (U_R)	11,5 m/s
Velocidad de corte del viento (U_{OUT})	30 m/s
Diámetro de la base de la torre (D_b)	8,3 m
Diámetro superior de la torre (D_t)	5,5 m
Diámetro medio de la torre (D_T)	6,9 m
Masa del conjunto rotor góndola (m_{RNA})	675 t
Espesor inferior de la torre (t_b)	0,038 m
Espesor superior de la torre (t_t)	0,020 m
Espesor medio de la torre (t_T)	0,029 m

2.1.1.3. *Datos meteorológicos, oceánicos y geotécnicos*

De la *Tabla 6* a la *Tabla 9* se detallan los datos de viento, de oleaje, de corrientes y geotécnicos que se tienen de la ubicación escogida. Los datos referentes al viento se muestran ya calculados para la altura del aerogenerador escogido.

Tabla 6. Datos de viento en la ubicación seleccionada.

Viento	
Velocidad media del viento (U_{avg})	10,82 m/s
Factor de forma de la distribución de Weibull (k)	1,933
Factor de escala de la distribución de Weibull (c)	12,046
Densidad del aire (ρ_a)	1,184 kg/m ³

Tabla 7. Datos del oleaje en la ubicación seleccionada.

Oleaje	
Altura significativa máxima para 1 año ($H_{S,1}$)	2,75 m
Periodo significativo para 1 año ($T_{S,1}$)	5,53 s
Altura máxima para 1 año ($H_{max,1}$)	5,86 m
Periodo máximo para 1 año ($T_{Max,1}$)	8,33 s
Altura significativa máxima para 50 años ($H_{S,50}$)	3,22 m
Periodo significativo para 50 años ($T_{S,50}$)	6,44 s
Altura máxima para 50 años ($H_{max,50}$)	6,34 m
Periodo máximo para 50 años ($T_{Max,50}$)	8,99 s

Tabla 8. Datos de las corrientes marinas en la ubicación seleccionada.

Corrientes marinas	
Velocidad máxima de la corriente (v_{tide0})	0,96 m/s
Nivel máximo del mar	3,20 m
Profundidad máxima (S)	33,20 m
Densidad del agua del mar (ρ_w)	1.024,7 kg/m ³

Tabla 9. Datos geotécnicos en la ubicación seleccionada.

Datos geotécnicos	
Densidad (ρ_s)	2.000 kg/m ³
Coefficiente de Poisson (ν_s)	0,49
Módulo de Young (E_s)	59,6 MPa
Ángulo de rozamiento interno (ϕ)	28 °
Peso específico unitario sumergido (γ')	9.000 kN/m ³
Coefficiente de reacción de la subrasante del suelo (n_h)	4.000 kN/m ³

2.1.1.4. Material del monopilote y de la torre del aerogenerador

La torre del aerogenerador y el monopilote son de acero estructura S355, cuyas propiedades principales se detallan a continuación:

Tabla 10. Propiedades del acero S355.

Módulo de elasticidad (E_p)	210 GPa
Módulo de Poisson (ν_p)	0,3
Densidad (ρ_p)	7.850 kg/m ³
Límite elástico (f_y)	355 MPa

2.1.2. Resultados obtenidos

En este apartado se muestran los resultados obtenidos en cuanto a las cargas, criterios de comprobación y las dimensiones finales del monopilote.

2.1.2.1. Cargas en la cimentación

Como ya se comentó en la metodología de diseño, se calcularon los dos escenarios de cargas más desfavorables (E-2 y E-3). El E-2 considera un escenario donde el viento actúa con su velocidad nominal y la turbulencia es extrema (U-2), junto a una ola extrema prevista para 50 años (W-4). Por su parte, en el escenario E-3 el viento actúa con su velocidad nominal y con la máxima ráfaga de viento prevista en 50 años (U-3), junto con la ola extrema prevista en 1 año (W-2). A continuación, se muestran los resultados para cada una de las cargas que se obtienen en cada uno de estos dos escenarios.

2.1.2.1.1. Cargas de viento

Los resultados para las cargas de viento correspondientes a los estados de cargas U-2 (turbulencia extrema, ETM) y U-3 (ráfaga extrema en el caso de velocidad nominal del viento [EOG-UR]), son los que se exponen a continuación en la *Tabla 11*:

Tabla 11. Cargas de viento obtenidas.

PARÁMETRO	Símbolo (unidad)	U-2 (ETM)	U-3 (EOG-UR)
Desviación estándar de la velocidad del viento	$\sigma_{U,ETM}$ (m/s) para U-2 $\sigma_{U,c}$ (m/s) para U-3	3,54	4,27
Desviación estándar	$\sigma_{U,ETM > f_{1P,max}}$ (m/s)	1,26	-
Componente máxima de la velocidad del viento	u_{ETM} (m/s) para U-2 u_{EOG} (m/s) para U-3	2,52	8,80
Fuerza máxima en el ciclo de carga	$F_{maxwindETM}$ (MN) $F_{maxwindEOG}$ (MN)	2,01	4,21
Fuerza mínima en el ciclo de carga	$F_{minwindETM}$ (MN) $F_{minwindEOG}$ (MN)	0,82	0,79
Fuerza media sin turbulencia	$F_{meanwindETM}$ (MN) $F_{meanwindEOG}$ (MN)	1,35	1,35
Momento máximo en el ciclo de carga	$M_{maxwindETM}$ (MN·m) $M_{maxwindEOG}$ (MN·m)	323,76	678,94
Momento mínimo en el ciclo de carga	$M_{minwindETM}$ (MN·m) $M_{minwindEOG}$ (MN·m)	132,79	127,65
Momento medio sin turbulencia	$M_{meanwindETM}$ (MN·m) $M_{meanwindEOG}$ (MN·m)	217,81	217,81

2.1.2.1.2. *Cargas de las olas*

Los resultados para las cargas de olas correspondientes a los estados de cargas W-2 (ola extrema prevista en 1 año) y W-4 (ola extrema prevista en 50 años), son los que se exponen en la siguiente *Tabla 12*. Además, en esta misma *Tabla 12* se muestran los resultados obtenidos para los factores de amplificación dinámicos, ya que estos son los que se aplican a las cargas estáticas de las olas para simular su carácter dinámico.

Tabla 12. Cargas de olas obtenidas.

Parámetro	Símbolo (unidad)	W-2	W-4
Coefficiente de arrastre	C_D	0,46	0,46
Coefficiente de inercia	C_m	2	2
Altura máxima de la ola	$H_{max,1}$ o $H_{max,50}$ (m)	5,86	6,34
Periodo máximo de la ola	$T_{Max,1}$ o $T_{Max,50}$ (s)	8,33	8,99
Fuerza máxima de arrastre	$F_{D,max}$ (MN)	0,05	0,06
Fuerza máxima de inercia	$F_{I,max}$ (MN)	2,24	2,61
Fuerza máxima de ola	$F_{wave,max}$ (MN)	2,29	2,67
Momento máximo de arrastre	$M_{D,max}$ (MN·m)	1,55	1,76
Momento máximo de inercia	$M_{I,max}$ (MN·m)	57,71	62,01
Momento máximo de ola	$M_{wave,max}$ (MN·m)	59,26	63,77
Factor de amplificación dinámico	DAF_x	1,77	1,61
	DAF_y	1,83	1,64
Fuerza máxima amplificada con DAF	$F_{wave,max-DAF}$ (MN)	4,18	4,37
Momento máximo amplificado con DAF	$M_{D,max-DAF}$ (MN·m)	108,38	104,53

2.1.2.1.3. *Cargas de las corrientes marinas*

Las cargas obtenidas debidas a las corrientes marinas son las que se indican en la *Tabla 13*:

Tabla 13. Cargas de corrientes obtenidas.

Parámetro	Símbolo (unidad)	Escenario único
Fuerza de arrastre	$F_{Dcorriente,max}$ (MN)	0,19
Momento máximo de corriente	$M_{Dcorriente,max}$ (MN·m)	3,66

2.1.2.1.4. *Combinación de cargas*

En la *Tabla 14* se muestran los resultados para los escenarios de cargas E-2 y E-3. Además, también se muestran en esta misma tabla las cargas amplificadas teniendo en cuenta los

factores de amplificación dinámicos y el factor de seguridad de 1,35 correspondiente a las cargas ambientales.

Tabla 14. Escenarios de cargas.

Cargas	E-2 (U-2 + W-4 + Corrientes)	E-3 (U-3 + W-2 + Corrientes)
Viento		
Fuerza máxima de viento (MN)	2,01	4,21
Fuerza mínima de viento (MN)	0,82	0,79
Momento máximo de viento (MN·m)	323,76	678,94
Momento mínimo de viento (MN·m)	132,79	127,65
Oleaje		
Fuerza máxima de ola (MN)	2,67	2,29
Fuerza mínima de ola (MN)	-2,67	-2,29
Momento máximo de ola (MN·m)	63,77	59,26
Momento mínimo de ola (MN·m)	-63,77	-59,26
Fuerza máxima de ola amplificada con DAF (MN)	4,37	4,18
Fuerza mínima de ola amplificada con DAF (MN)	-4,37	-4,18
Momento máximo de ola amplificado con DAF (MN·m)	104,53	108,38
Momento mínimo de ola amplificado con DAF (MN·m)	-104,53	-108,38
Corrientes		
Fuerza máxima de corriente (MN)	0,19	0,19
Momento máximo de corriente (MN·m)	3,66	3,66
Carga total de diseño		
Fuerza total (MN)	6,57	8,58
Momento total (MN·m)	431,95	790,98
Fuerza de diseño (amplificada x 1,35 [MN])	8,87	11,58
Momento de diseño (amplificada x 1,35 [MN·m])	583,13	1.067,8

2.1.2.1.5. Carga vertical (peso muerto)

La carga vertical viene dada por la suma de las masas que se tienen en el conjunto monopilote-aerogenerador. En la *Tabla 15* se muestran las masas del sistema y la carga vertical debida al peso propio.

Tabla 15. Masas y carga vertical debida al peso propio.

Parámetro	Valor
Masa del conjunto rotor y góndola (m_{RNA})	675 t
Masa de la torre (m_T)	582,30 t
Masa de la pieza de transición (m_{TP})	1.082,80 t
Masa del pilote (m_P)	2.520 t
Masa total (m)	4.860,10 t
Carga permanente debida al peso propio (V)	47,68 MN
Carga permanente amplificada ($V \cdot 1,1$)	52,44 MN

2.1.2.2. Estados límites

2.1.2.2.1. Estados límites de servicio

A continuación, en la *Tabla 16* se especifican las rigideces de interacción suelo-estructura obtenidas. Además, se muestran en la *Tabla 17* y en la *Tabla 18* los resultados correspondientes a la frecuencia natural y a las deformaciones en la cabeza del monopilote, así como sus comprobaciones.

Tabla 16. Resultados de las impedancias de la interacción suelo-estructura.

Rigidez lateral (K_L)	2,1141 GN/m
Rigidez cruzada (K_{LR})	-23,136 GN
Rigidez rotacional (K_R)	493,19 GN/rad

Tabla 17. Resultados y comprobación de la frecuencia natural.

Frecuencia a la máxima rpm ($f_{1P,máx}$ Aumentada un 10 %)	0,176 Hz
Frecuencia debida al efecto sombra ($f_{3P,min}$)	0,30 Hz
Coefficiente de flexibilidad de la subestructura (C_S)	0,92
Coefficiente de flexibilidad rotacional de la cimentación (C_R)	0,86
Coefficiente de flexibilidad lateral de la cimentación (C_L)	0,998
Frecuencia natural en base fija (f_{FB})	0,224 Hz
Frecuencia natural en base flexible (f_0)	0,1767 Hz
Comprobación: $f_{1P,máx} \leq f_0 \leq f_{3P,min}$	$0,176 \leq 0,1767 \leq 0,30$ (Hz)

Tabla 18. Deformaciones obtenidas en la cabeza del monopilote.

Deflexión de la cabeza del monopilote (ρ)	4,44 cm
Rotación de la cabeza del monopilote (θ)	0,21 °
Comprobación deflexión: $\rho < 20$ cm	$4,44 \leq 20$ (cm)
Comprobación rotación: $\theta < 0,25$ °	$0,21 \leq 0,25$ (°)

2.1.2.2.2. Estados límites últimos

2.1.2.2.2.1. Capacidad última del terreno

Los resultados obtenidos para la comprobación de la capacidad última del terreno son los que se muestran en la *Tabla 19*:

Tabla 19. Capacidad última del terreno.

Fuerza resistente de la cimentación (F_R)	528 MN
Momento resistente de la cimentación (M_R)	58.048 MN·m
Comprobación carga lateral: $F_{Escenario} < F_R$	$12 < 528$ (MN)
Comprobación momento resistente: $M_{Escenario} < M_R$	$1.068 < 58.048$ (MN·m)

2.1.2.2.2.2. Comprobación de plastificación

En la comprobación de plastificación del monopilote se obtuvieron los siguientes resultados (Tabla 20):

Tabla 20. Comprobación de plastificación.

Tensión de Von Mises ($\sigma_{V.M}$)	181,04 MPa
Comprobación: $\sigma_{V.M} < f_{yd}$	181,04 < 322,73 (MPa)

2.1.2.2.2.3. Comprobación de pandeo

Los resultados obtenidos para la comprobación a pandeo local y global son los que se ilustran en la Tabla 21, como se observa, no fue necesario comprobar el pandeo global.

Tabla 21. Comprobación de pandeo.

Pandeo local	
Resistencia característica a pandeo de la chapa (f_{ks})	298,74 MPa
Factor de seguridad del material de seguridad frente a pandeo (γ_M)	1,33
Comprobación a pandeo local: $\sigma_{V.M} \leq \frac{f_{ks}}{\gamma_M}$	181,04 ≤ 224,50 (MPa)
Pandeo global	
Si $\left(\frac{k \cdot L_S}{i}\right)^2 < 2,5 \cdot \frac{E}{f_y}$ No es necesario comprobarlo.	152,62 < 1.478,9

2.1.2.2.3. Estado límite de servicio de fatiga

Con respecto al estado límite de servicio de fatiga, se obtiene que el monopilote resiste a vida infinita, tal y como se indica en la Tabla 22:

Tabla 22. Estado límite de servicio de fatiga.

Parámetro o comprobación	E-2 (U-2 + W-4 + Corrientes)	E-3 (U-3 + W-2 + Corrientes)
Tensión cíclica o alternante máxima (σ_c)	30,84 MPa	58,78 MPa
Comprobación de vida infinita: $\sigma_{end} > \sigma_c$	260 > 58,78 (MPa)	

2.1.2.2.4. Resumen de estados límites

A modo de resumen, en la Tabla 23 se presentan las comprobaciones y resultados de los estados límites de diseño.

Tabla 23. Resumen de estados límites.

Tipo de estado límite	Estado límite	Condición	Valor
ELS	Frecuencia	$f_{1P,máx} \leq f_0$ $\leq f_{3P,min}$	$0,176 \leq 0,1767 \leq 0,30$ (Hz)
	Deflexión	$\rho < 20$ cm	$4,44 \leq 20$ (cm)
	Rotación	$\theta < 0,25$ °	$0,21 \leq 0,25$ (°)
ELU	Capacidad de carga geotécnica	$F_{Escenario} < F_R$	$12 < 528$ (MN)
		$M_{Escenario} < M_R$	$1.068 < 58.048$ (MN·m)
	Plastificación	$\sigma_{V.M} < f_{yd}$	$181,04 < 322,73$ (MPa)
	Pandeo local	$\sigma_{V.M} \leq \frac{f_{ks}}{\gamma_M}$	$181,04 \leq 224,50$ (MPa)
Pandeo global	$\left(\frac{k \cdot L_S}{i}\right)^2 < 2,5 \cdot \frac{E}{f_y}$	$152,62 < 1.478,9$	
ELF	Fatiga a vida infinita	$\sigma_{end} > \sigma_c$	$260 > 58,78$ (MPa)

2.1.2.3. Dimensiones finales del monopilote

Las dimensiones finales del monopilote resultante, para la ubicación y el aerogenerador seleccionados, son las que se muestran en la *Tabla 24*:

Tabla 24. Dimensiones finales obtenidas para el monopilote.

Diámetro del pilote (D_p)	9,3 m
Espesor de la pared del pilote (t_p)	0,1 m
Longitud enterrada del pilote (L_p)	69,7 m
Longitud de la subestructura (L_S)	40,2 m
Longitud total del pilote (L_{pt})	109,9 m
Masa del pilote (m_p)	2.520 t

Este monopilote junto con su aerogenerador (AMSC wt10000dd SeaTitan) constituyen el sistema estructura-cimentación que se analiza en el estudio.

2.2. Resultados y análisis del estudio

A continuación, se muestran y se analizan los resultados obtenidos en el estudio realizado. Primero, se muestran las representaciones correspondientes a los perfiles homogéneos, seguidamente, se detallan los resultados para los suelos heterogéneos, y, finalmente, se hace una pequeña comparativa entre los suelos homogéneos y heterogéneos.

2.2.1. *Envoltentes para un suelo con $V_s=100$ m/s*

2.2.1.1. *Representaciones por modelos*

En este apartado se muestran las envoltentes de deflexiones y esfuerzos a lo largo de toda la superestructura, para la consideración de que el lecho marino es un suelo homogéneo con velocidad de corte (V_s) de 100 m/s. Primero, se muestran los resultados para las deflexiones, seguidamente, se exponen las envoltentes de esfuerzos. Los resultados se representan en función del modelo que se está estudiando, cada representación contiene 5 gráficas, donde cada gráfica corresponde a un modelo en concreto. Con distintos colores se ilustra la respuesta del sistema para cada uno de los terremotos, además, con una línea gruesa discontinua se representan las medias obtenidas para todas las excitaciones sísmicas en cada uno de los modelos. En el eje de ordenadas queda reflejada la cota de la superestructura en la que se están representando los resultados, donde la superficie del lecho marino es la cota de referencia (0 m). En el eje de abscisas se muestra los valores de la respuesta del sistema escalados con respecto a la aceleración máxima de cada terremoto. También, con una línea horizontal discontinua se representa la cota de transición entre la subestructura y el aerogenerador.

❖ Envoltentes de deflexiones

En cuanto a las envoltentes de deflexiones se obtienen las respuestas mostradas en la *Figura 6*. Como se observa, las mayores deflexiones se dan a la altura de la góndola. Atendiendo a la consideración de los fenómenos de interacción cinemática (KI), en el modelo en base flexible con KI es en donde se dan las deflexiones máximas. Además, en el modelo que considera solo el factor de interacción traslacional (I_{tu}), se obtienen deflexiones muy parecidas a las que se dan para el modelo en base flexible sin KI. De esta forma, el incremento de las deflexiones a lo largo de toda la superestructura al pasar del modelo en base flexible sin KI al modelo con KI, parece estar marcado por las deflexiones resultantes del modelo en base flexible que considera solamente la interacción debida al componente de giro (I_{gy}). No obstante, las deflexiones que se dan en base flexible con solo I_{gy} son menores que las de base flexible con solo I_{tu} al menos en las cotas superiores de la torre.

ENVOLVENTES DE DEFLEXIONES A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

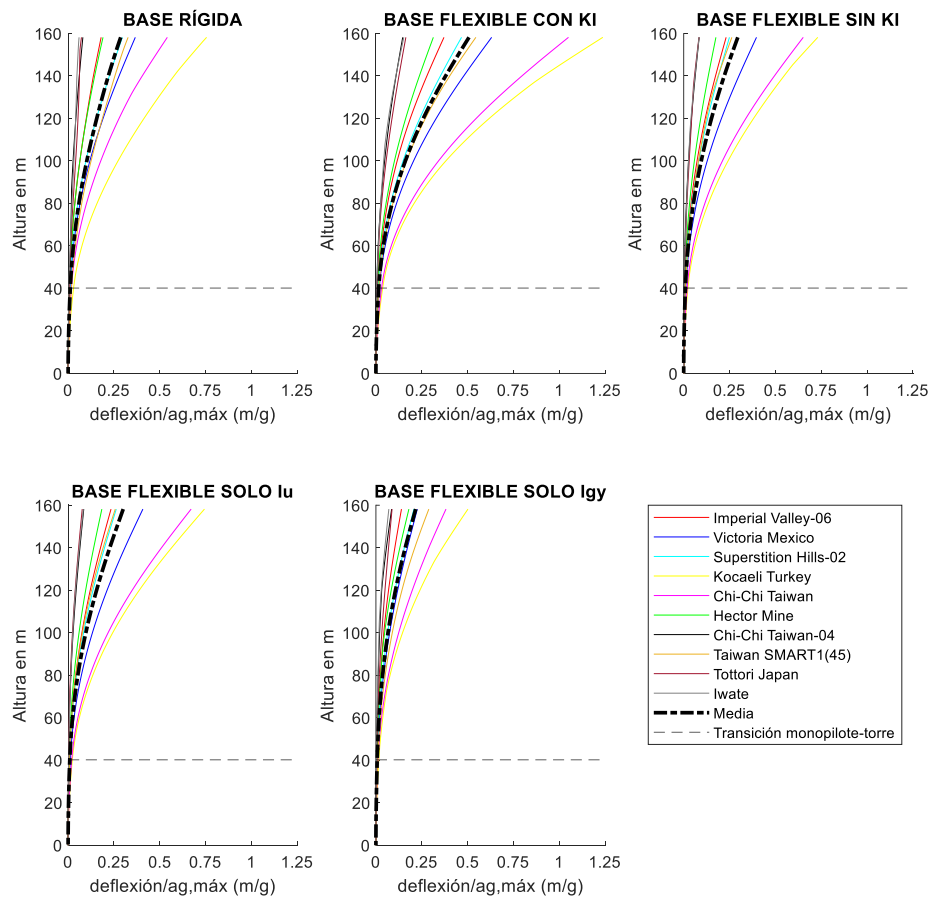


Figura 6. Envolventes de deflexiones por modelos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

En cuanto a los sismos se refiere, en todos los modelos se visualiza que los que dan lugar a las mayores deflexiones son “Kocaeli Turkey” y “Chi-Chi Taiwan” respectivamente. Los demás sismos no siguen una tendencia uniforme, sobre todo en el modelo de base flexible que considera únicamente el factor I_{gy} , que es donde aparentemente el orden de la influencia de los sismos se ve más alterado.

❖ Envolventes de cortantes

En la Figura 7 se muestran las envolventes de esfuerzos cortantes obtenidas. Los valores máximos resultantes se dan en la superficie del lecho marino para todos los modelos de estudio. Al igual que ocurría con las deflexiones, en el modelo de base flexible con KI se dan los máximos cortantes, obteniéndose unos mayores esfuerzos que en el modelo de base rígida y de base flexible sin KI. Además, se pone también en evidencia la gran influencia que tiene el factor de interacción cinemática rotacional en los resultados. Para los cortantes, esta influencia resulta ser mayor que la que se daba en las deflexiones, puesto que, los esfuerzos cortantes en la subestructura correspondientes al modelo en base flexible con solo I_{gy} son mayores que los que se tienen en esta misma zona para el modelo con solo I_u . En cuanto a los cortantes en

base flexible sin KI, por lo general, estos son mayores que los que se dan en el modelo en base flexible con solo I_u . Mientras que en el modelo que solo tiene en cuenta el factor I_{gy} se obtienen valores parecidos a los del modelo en base flexible sin KI.

ENVOLVENTES DE CORTANTES A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

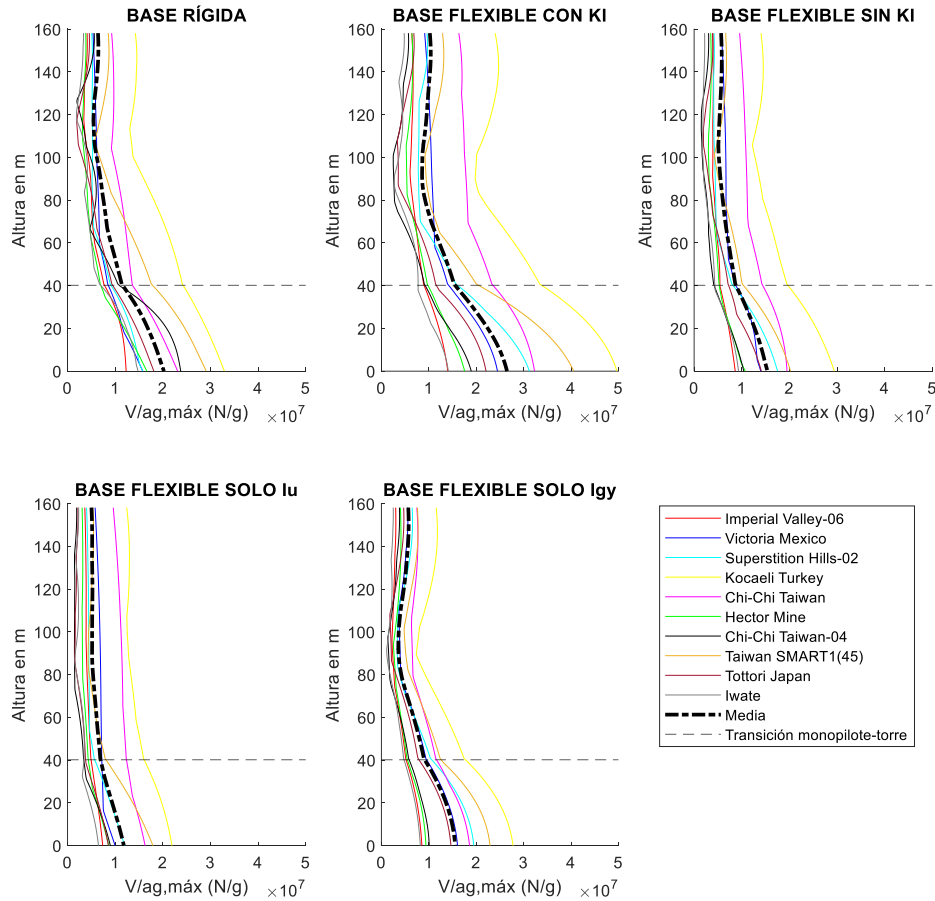


Figura 7. Envolventes de cortantes por modelos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Generalmente, los sismos que generan mayores esfuerzos cortantes son “Kocaeli Turkey” y “Taiwan Smart1”. Este último, para las cotas inferiores (subestructura) genera mayores esfuerzos cortantes que el sismo “Chi-Chi Taiwan”, no obstante, este último provoca mayores esfuerzos cortantes en la torre.

❖ Envolventes de momentos flectores

Las envolventes de momentos flectores obtenidas se muestran en la *Figura 8*. La tendencia es parecida a lo ya comentado en las deflexiones y cortantes. Los máximos momentos flectores se alcanzan en la base para todos los modelos. En el modelo de base flexible con KI se dan los mayores momentos, superando a los que se obtienen en base rígida y en base flexible sin KI. Se observa que los resultados obtenidos en el modelo en base flexible sin KI son prácticamente similares a los que se tienen para el modelo en base flexible que solo considera el factor I_u . Así, al igual que ocurría con las deflexiones, la diferencia entre considerar o no los factores de

interacción cinemática viene marcada, principalmente, por la inclusión del factor de interacción cinemática rotacional (I_{gy}). Los flectores que se dan para el modelo en base flexible con solo I_{gy} son menores que los que se tienen en base flexible sin KI y con solo I_w , por lo que la relevancia del factor I_{gy} es menor que la que tiene en los cortantes.

ENVOLVENTES DE MOMENTOS A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

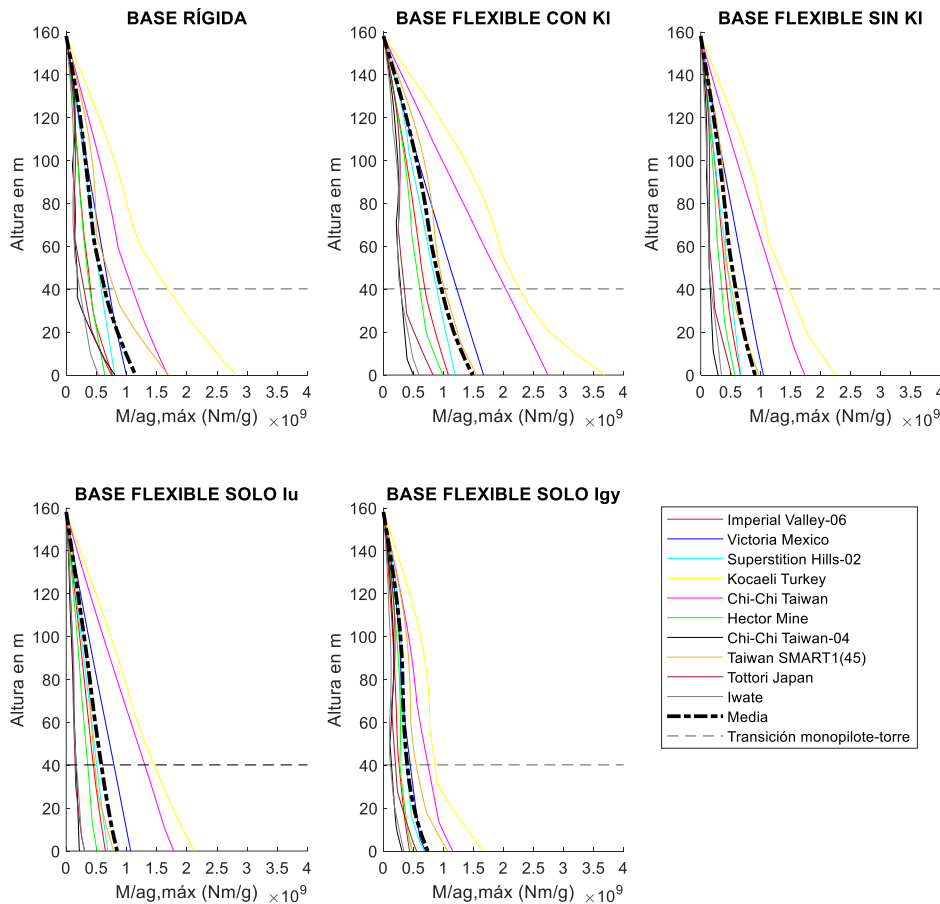


Figura 8. Envolventes de momentos por modelos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

En cuanto a los sismos, “Kocaeli Turkey” siguiéndole “Chi-Chi Taiwan” son los que generan mayores momentos flectores en todos los modelos estudiados.

2.2.1.2. Representaciones por sismos

En este epígrafe se exponen las representaciones de las envolventes, pero ahora representadas por sismos en vez de por modelos, para la misma consideración de que el lecho marino consta de un perfil homogéneo con velocidad de corte de 100 m/s. Al igual que para el caso anterior, se muestran primero las deflexiones y luego los esfuerzos. Los resultados se representan en función de los sismos estudiados, de manera que cada representación contiene 10 gráficas. Los distintos modelos analizados se muestran en una misma gráfica con distintos colores. De igual forma que las representaciones anteriores, en el eje de ordenadas queda reflejada la cota de la superestructura y en el de abscisas se representa la respuesta del

sistema escalada para la aceleración máxima de cada sismo. También, con una línea horizontal discontinua se representa la cota de transición entre la subestructura y el aerogenerador.

A continuación, se comentan y se muestran las tres representaciones obtenidas. En la *Figura 9* se grafican los resultados correspondientes a las deflexiones, en la *Figura 10* las envolventes de cortantes y en la *Figura 11* las de los momentos flectores.

❖ Deflexiones

En cuanto a las deflexiones (*Figura 9*), para todos los sismos, las mayores deflexiones se obtienen para el modelo en base flexible con KI. Seguidamente, no se percibe una tendencia clara en cuanto al orden de los demás modelos. Sí se puede apreciar que el modelo en base flexible sin KI (curva verde) y el modelo donde solo se considera el factor de interacción cinemática lateral I_u (curva magenta), suelen estar muy cercas entre sí, solapándose en la mayoría de los casos. Esto implica que, sin tener en cuenta los factores de interacción cinemática (KI) se obtienen resultados muy parecidos a los obtenidos considerando solo el factor I_u , de aquí la importancia del factor rotacional (I_{gy}), pues es este el que marca la diferencia entre el modelo en base flexible con KI y este mismo sin KI.

❖ Envolventes de cortantes

Atendiendo a las envolventes de cortantes (*Figura 10*), los máximos valores de los cortantes se dan también en el modelo en base flexible con KI para la mayoría de los sismos. Solo en los terremotos "Iwate" y "Chi-Chi Taiwan-04" en el modelo en base rígida se dan mayores esfuerzos cortantes en la base y en la subestructura. Además, también se aprecia que el modelo en base flexible con solo I_u da lugar a esfuerzos cortantes menores que el modelo en base flexible sin KI en las cotas inferiores a la altura de la subestructura para todos los sismos. Sin embargo, en el modelo de base flexible con solo I_{gy} , para cuatro de los sismos estudiados se obtienen cortantes mayores que los dados en el modelo en base flexible sin KI en las cotas correspondientes al monopilote sumergido, y en los demás sismos se obtienen resultados parecidos a los del modelo en base flexible sin KI.

❖ Envolventes de momentos

En cuanto a los resultados para las envolventes de los momentos flectores (*Figura 11*), los máximos valores se dan también para el modelo en base flexible con KI en la mayoría de los sismos. Solamente en los terremotos "Chi-Chi Taiwan-04" y "Taiwan SMART1(45)" se tienen momentos mayores en el modelo en base rígida. Al igual que ocurría en las representaciones de las deflexiones, las curvas que representan los modelos de base flexible sin KI (curva verde) y base flexible con solo I_u (color magenta), se solapan entre sí, haciendo que la diferencia

entre considerar el modelo en base flexible con KI y sin KI venga marcada principalmente por el componente de interacción debido al giro (I_{gy}).

Por último, también es importante destacar que las mayores deflexiones, cortantes y momentos se dan para el sismo denominado "Kocaeli Turkey", con una diferencia notable con respecto al resto de terremotos. Además, se puede observar que, la inclusión de los fenómenos de interacción cinemática con respecto al modelo en base rígida, amplifica tanto los esfuerzos cortantes como los flectores en la subestructura en siete de los diez sismos evaluados. El sismo "Chi-Chi Taiwan-04" es el único donde se produce una disminución de los esfuerzos, tanto de los cortantes como de los flectores en la base y en buena parte de la subestructura. Con respecto al terremoto "Taiwan SMART1", en el modelo en base flexible con KI se dan cortantes mayores que los resultantes en base rígida, no obstante, los flectores en las cotas inferiores son menores en comparación a los obtenidos en el modelo en base rígida. En el sismo "Iwate" ocurre lo contrario, los cortantes en base flexible con KI son un poco menores en la subestructura y los flectores un poco mayores con respecto a los que se tienen en base rígida.

ENVOLVENTES DE DEFLEXIONES A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

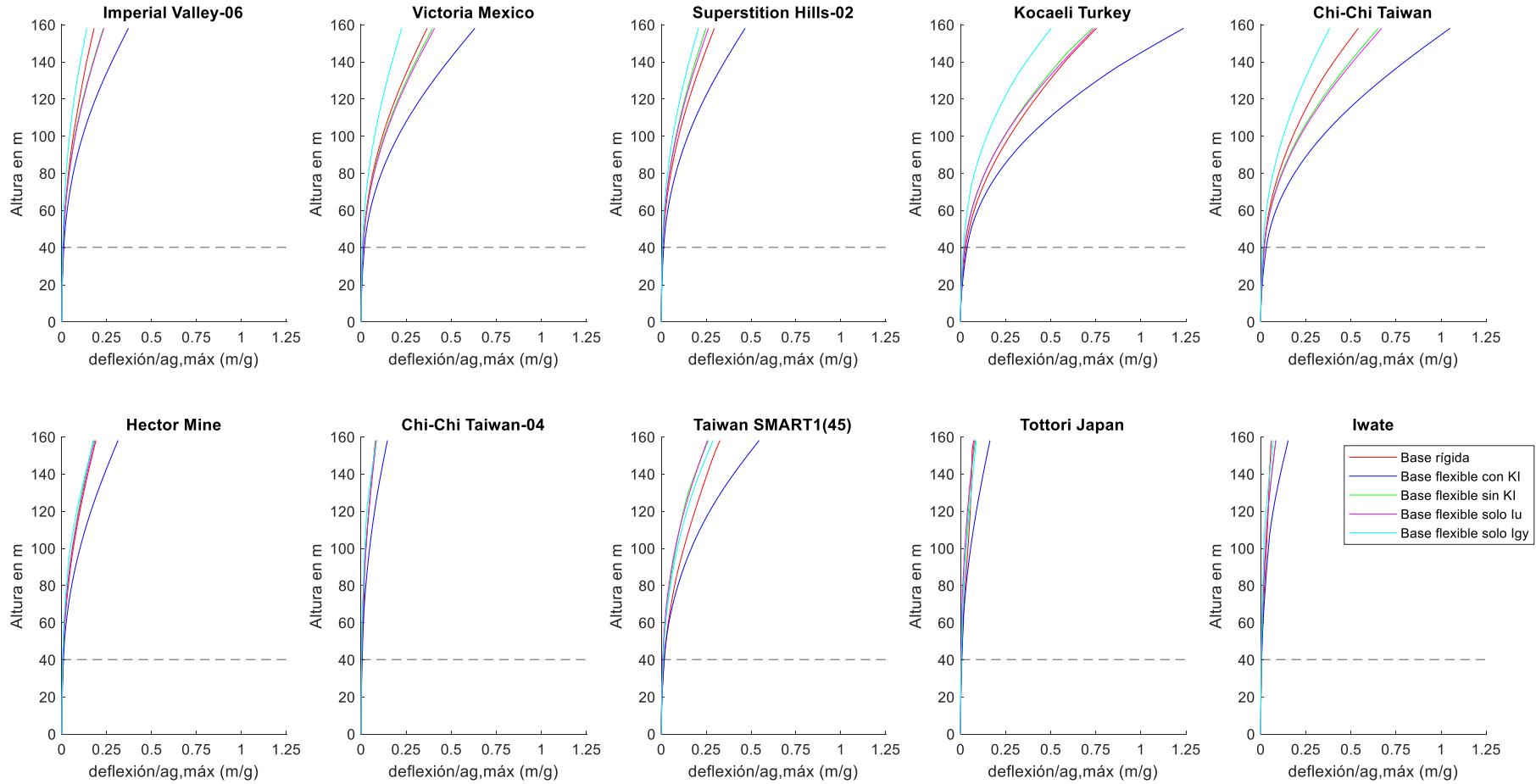


Figura 9. Envolventes de deflexiones por sismos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

ENVOLVENTES DE CORTANTES A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

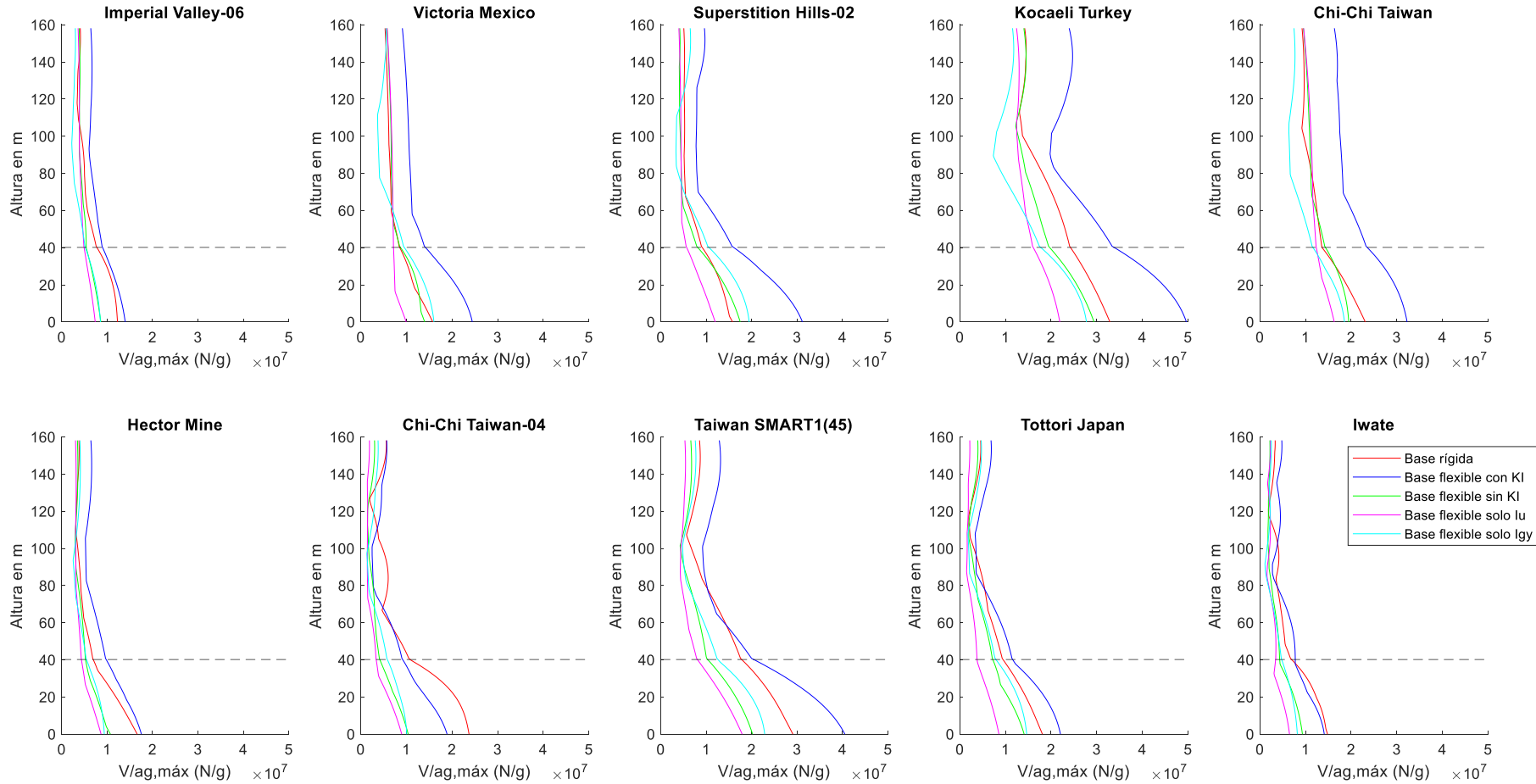


Figura 10. Envolventes de cortantes por sismos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

ENVOLVENTES DE MOMENTOS A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

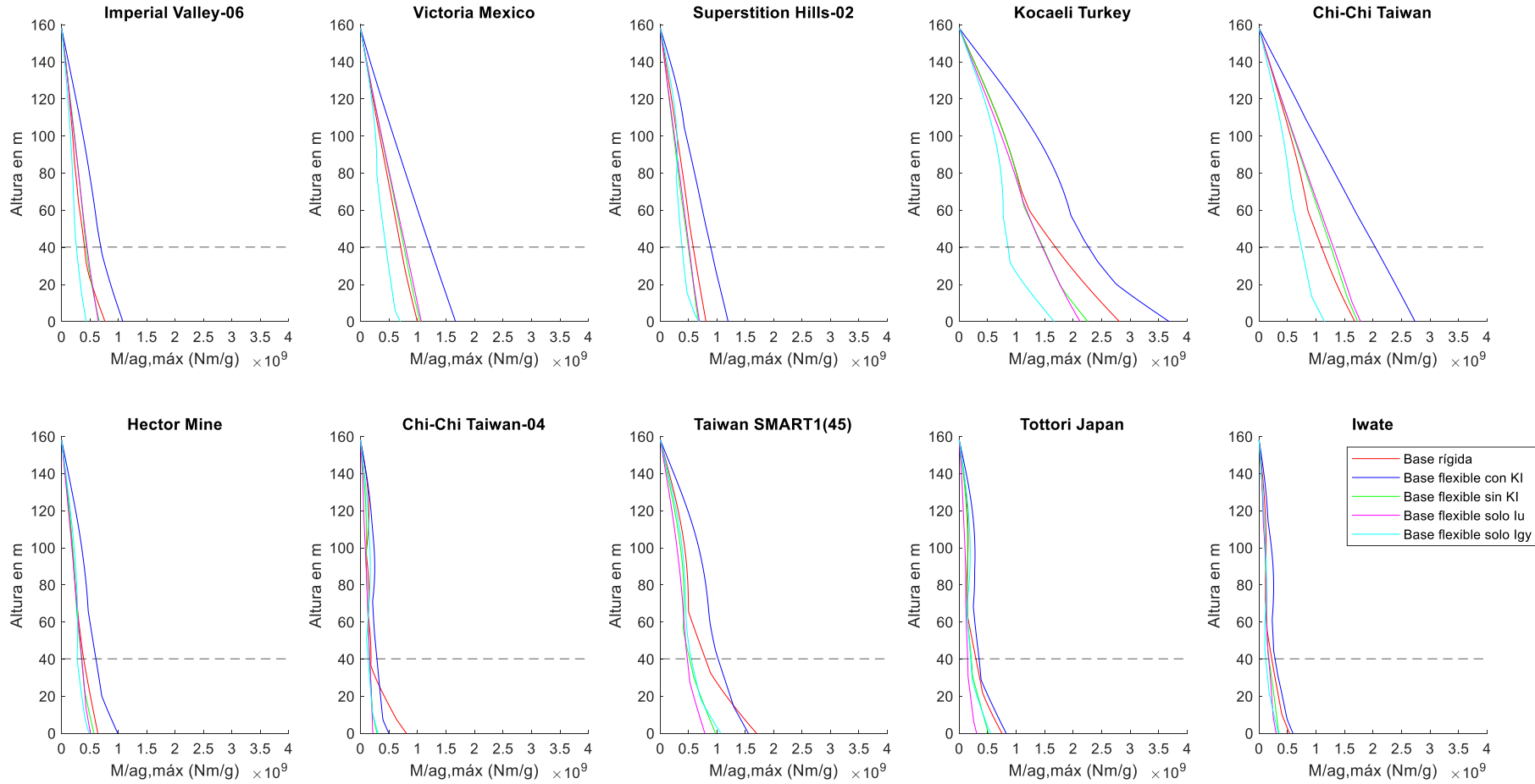


Figura 11. Envolventes de momentos por sismos para un suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s

2.2.1.3. Representaciones por ratios

En este apartado se muestran los resultados obtenidos para las ratios. Se representan las envolventes de las ratios obtenidas a la largo de la subestructura para cada uno de los sismos y para las medias de todos los terremotos. Cada representación está formada por 6 gráficas divididas en dos filas y tres columnas: en la primera fila se representan las ratios con respecto a base rígida, y en la segunda las ratios con respecto a base flexible sin KI; mientras que en las columnas se grafican las ratios de deflexiones en la primera de ellas, las ratios de cortantes en la segunda y las de momentos en la tercera. En el eje de ordenadas se muestra la altura del conjunto subestructura-aerogenerador, mientras que en el eje de abscisas se ilustran las ratios. Con curvas de distintos colores se muestran los distintos modelos que son comparados con respecto a los de base rígida y base flexible sin KI. Además, con una línea horizontal discontinua se representa la cota de transición entre el monopilote y la torre. También, se dibuja otra línea discontinua pero vertical situada en el valor unidad de la ratio, para así poder asociar mejor los resultados con respecto a esta referencia

A continuación, se analizan y se muestran estos resultados, en la *Figura 12* se ilustran las ratios para las envolventes medias obtenidas de todos los sismos, de la *Figura 13* a la *Figura 22* se exponen los resultados de cada uno de los terremotos analizados.

En cuanto a las ratios que se obtienen para las deflexiones y esfuerzos medios teniendo en cuenta todos los sismos (*Figura 12*), se pone de manifiesto lo ya visto con anterioridad. Los resultados que se obtienen para base flexible con KI son notablemente mayores a los que se dan en base rígida y en base flexible sin KI. En todos los demás modelos, las deflexiones y los esfuerzos que se tienen son, por lo general, menores que los de base rígida y base flexible sin KI, exceptuando los cortantes en el modelo en base flexible con solo I_{gy} , que, mayoritariamente, en la subestructura se dan cortantes mayores que los del modelo en base flexible sin KI. Asimismo, se observa que, generalmente, la respuesta del sistema en base flexible sin KI es menor que la respuesta que se da en base rígida. Además, se aprecia que las ratios obtenidas para el modelo en base flexible considerando solo I_u con respecto al modelo en base flexible sin KI, son muy cercanas a la unidad en las deflexiones y momentos flectores.

Generalmente, para los distintos sismos por separado, aunque la forma de las curvas varíe entre unos y otros, se sigue la misma tendencia que lo comentado en el anterior párrafo. La principal diferencia que se da en algún terremoto es que, en el modelo en base flexible con KI, los cortantes que se tienen en la base son menores que los que se dan en base rígida, como es el caso del sismo "Chi-Chi Taiwan-04" o "Iwate" (*Figura 19* y *Figura 22* respectivamente).

Para las cotas inferiores de las ratios de deflexiones y para el nodo superior de las ratios de momentos, el cálculo de la ratio da resultados muy grandes. Esto es debido a que en el cálculo de esta se están comparando dos valores que deberían ser nulos pero que en los resultados obtenidos no lo son exactamente por motivos numéricos, aunque en un principio sí lo parezcan (ver en la *Figura 6* y en la *Figura 8* como las deflexiones y momentos en las cotas inferiores y superiores, respectivamente, parecen ser nulos). Con el objetivo de obtener unas representaciones más claras, se han sustituido estos valores desproporcionados de las ratios tanto en los momentos (en el nodo superior) como en las deflexiones (cotas más cercanas a 0 m) por el valor que se obtiene en su nodo contiguo.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Medias de todos los terremotos

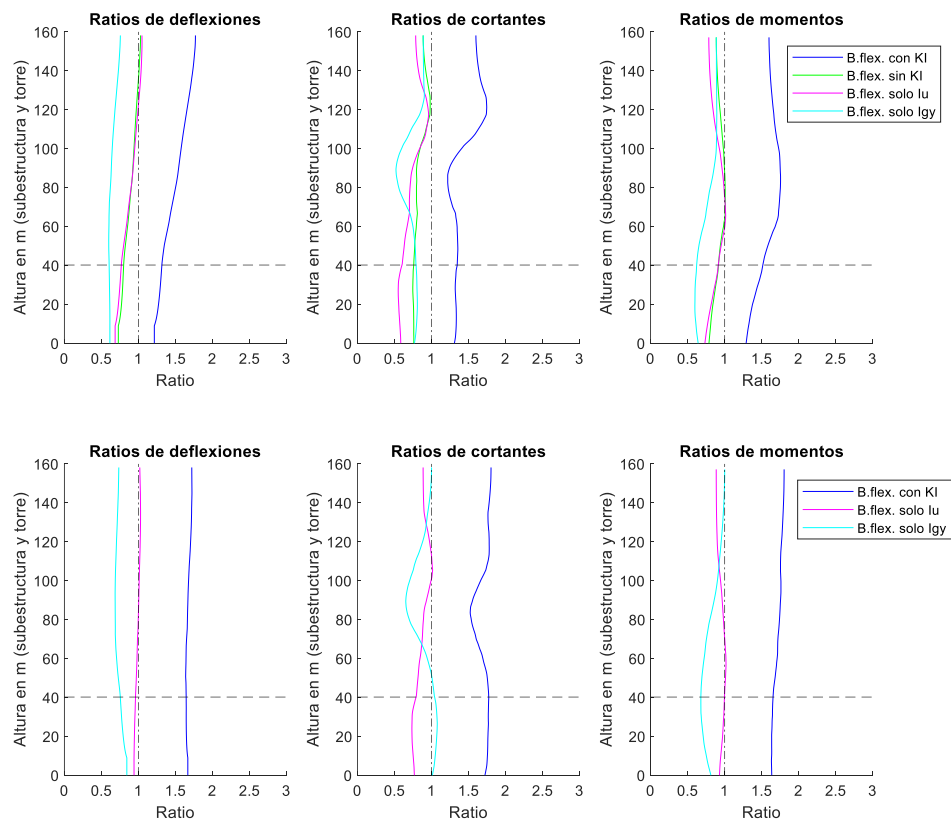


Figura 12. Ratios para las medias de todos los terremotos, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Imperial Valley-06

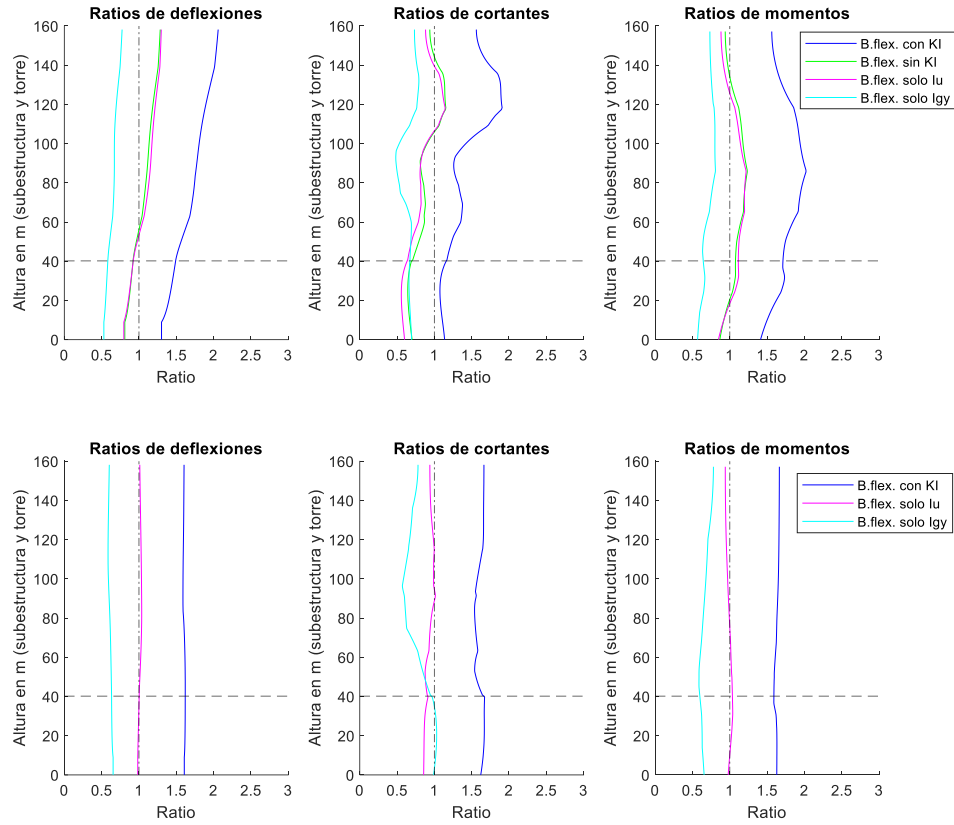


Figura 13. Ratios para el terremoto Imperial Valley-06, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Victoria Mexico

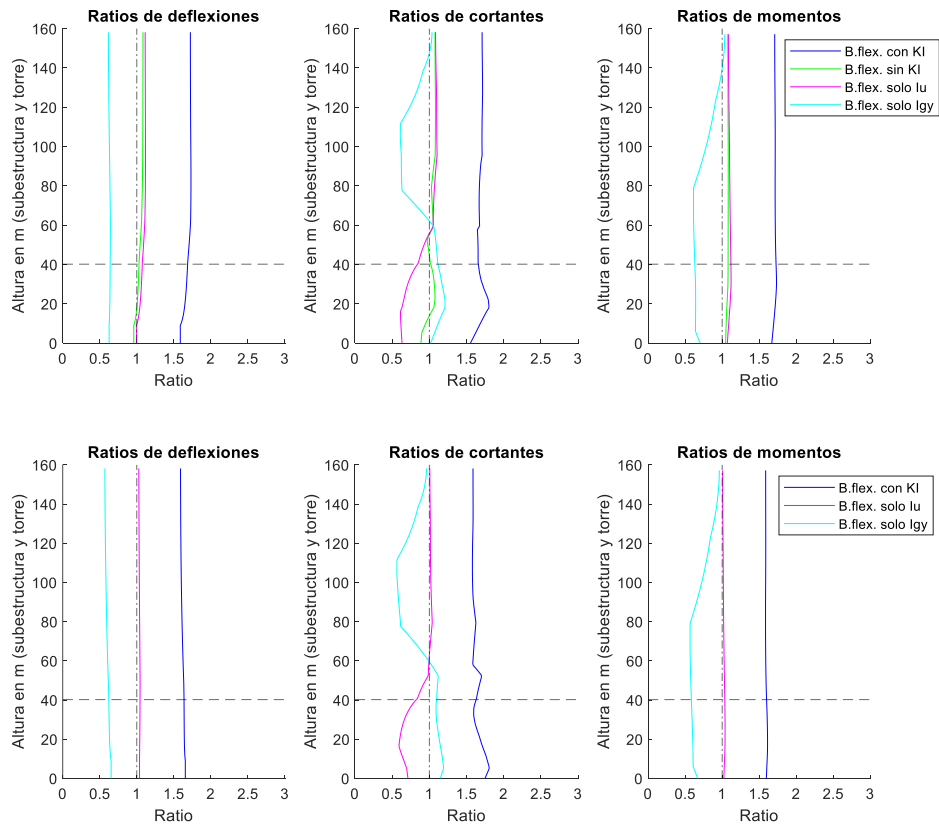


Figura 14. Ratios para el terremoto Victoria Mexico, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Superstition Hills-02

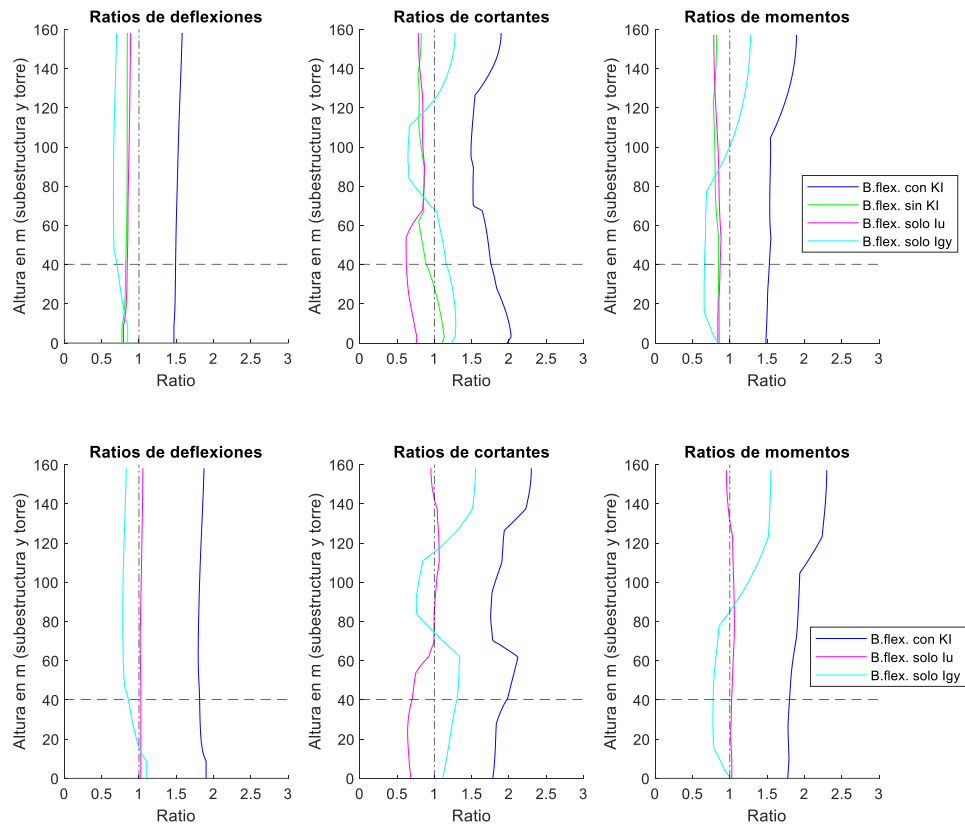


Figura 15. Ratios para el terremoto Superstition Hills-02, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Kocaeli Turkey

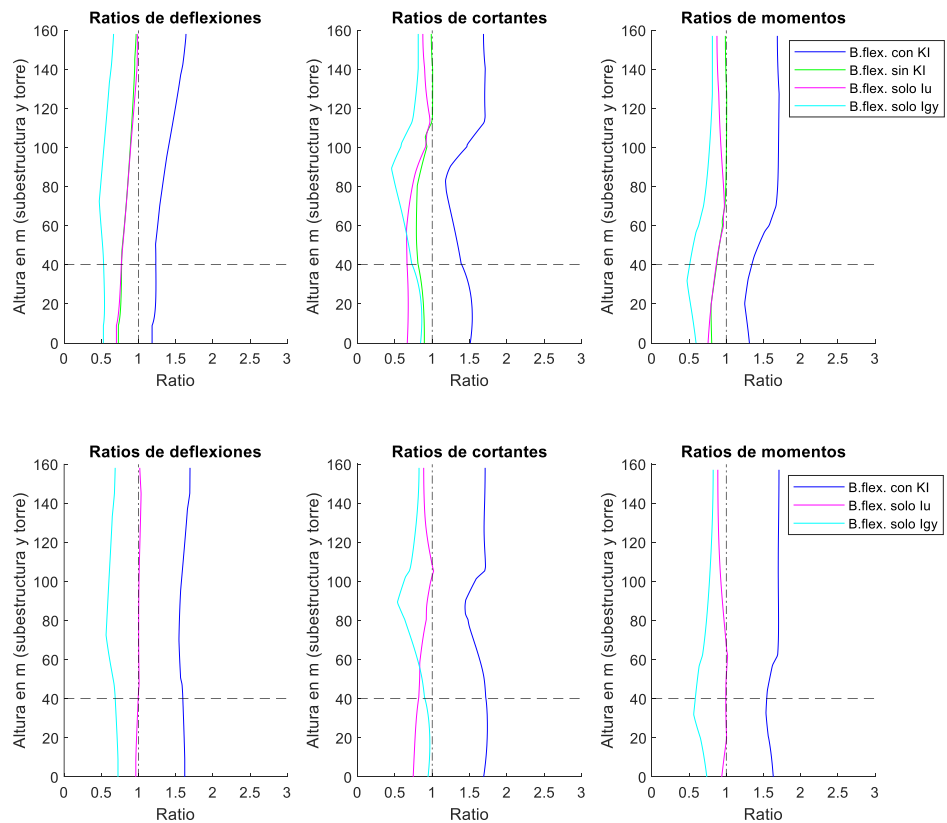


Figura 16. Ratios para el terremoto Kocaeli Turkey, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Chi-Chi Taiwan

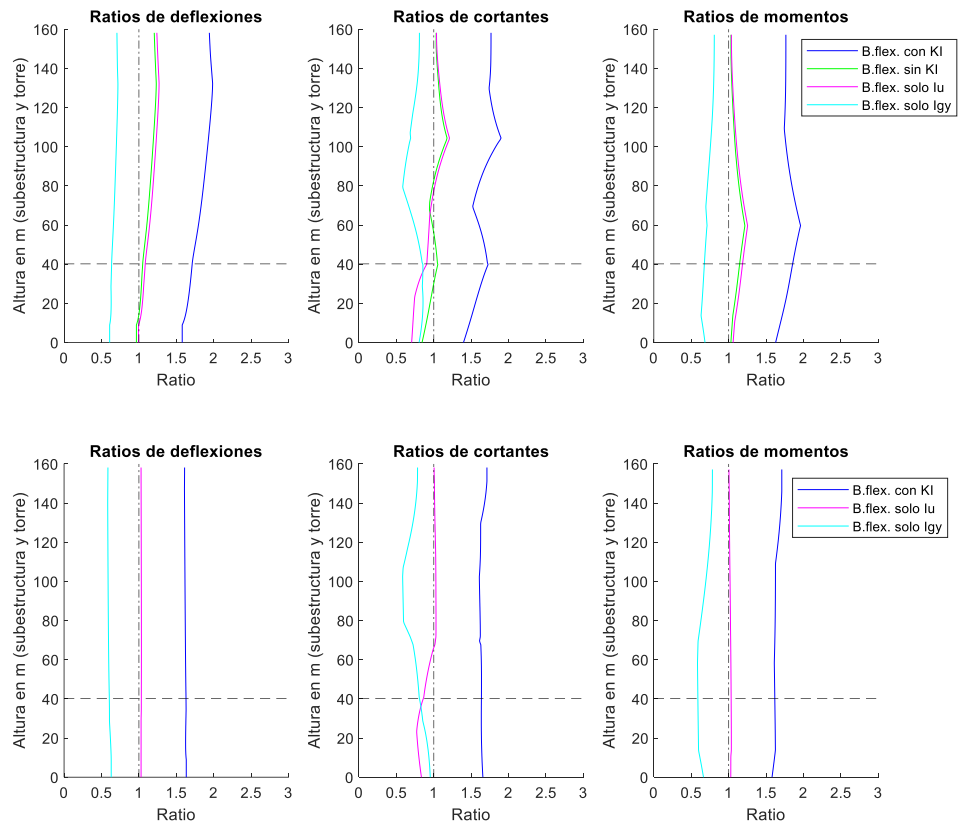


Figura 17. Ratios para el terremoto Chi-Chi Taiwan, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Hector Mine

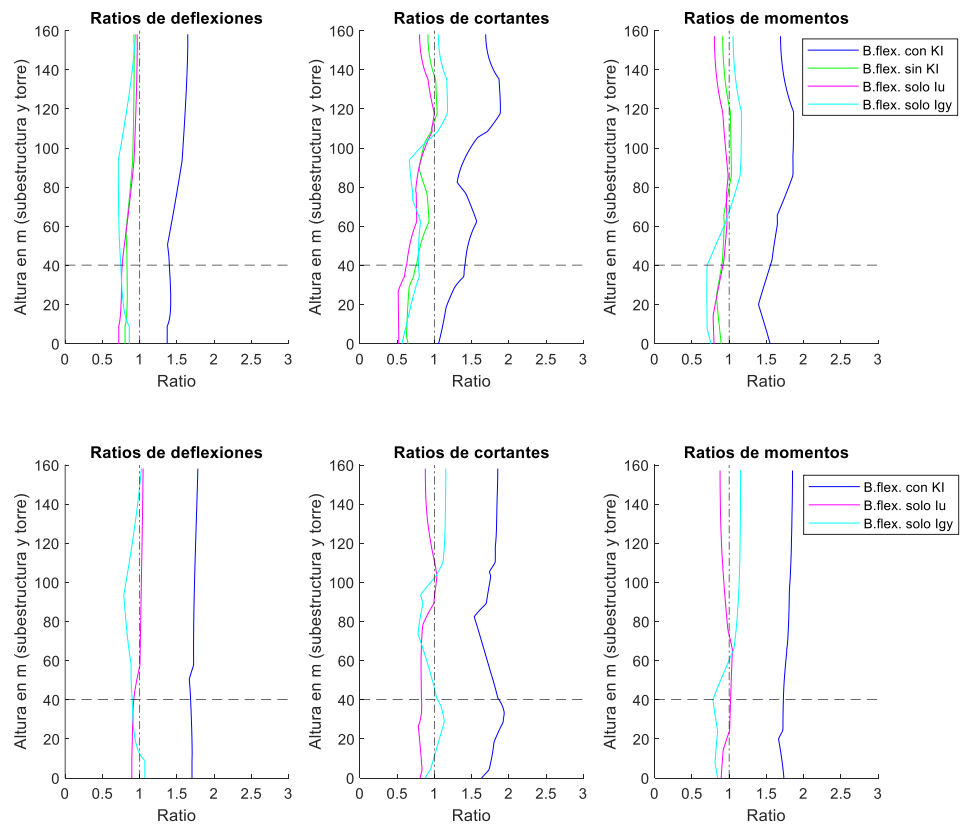


Figura 18. Ratios para el terremoto Hector Mine, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Chi-Chi Taiwan-04

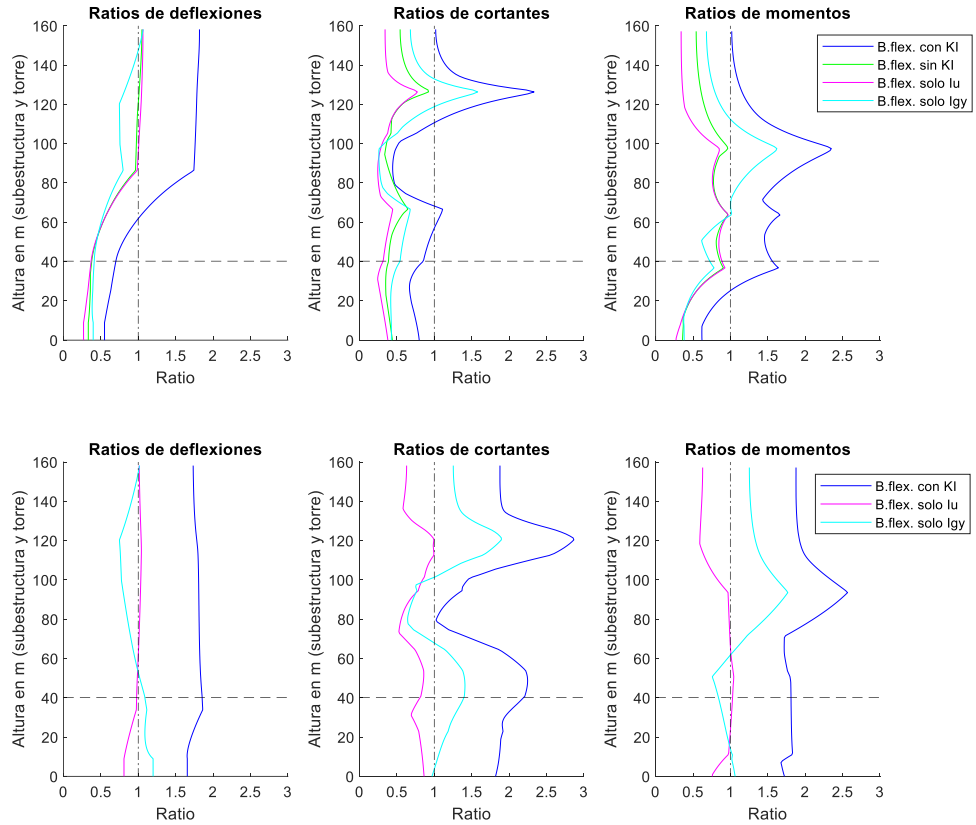


Figura 19. Ratios para el terremoto Chi-Chi Taiwan-04, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Taiwan SMART1(45)

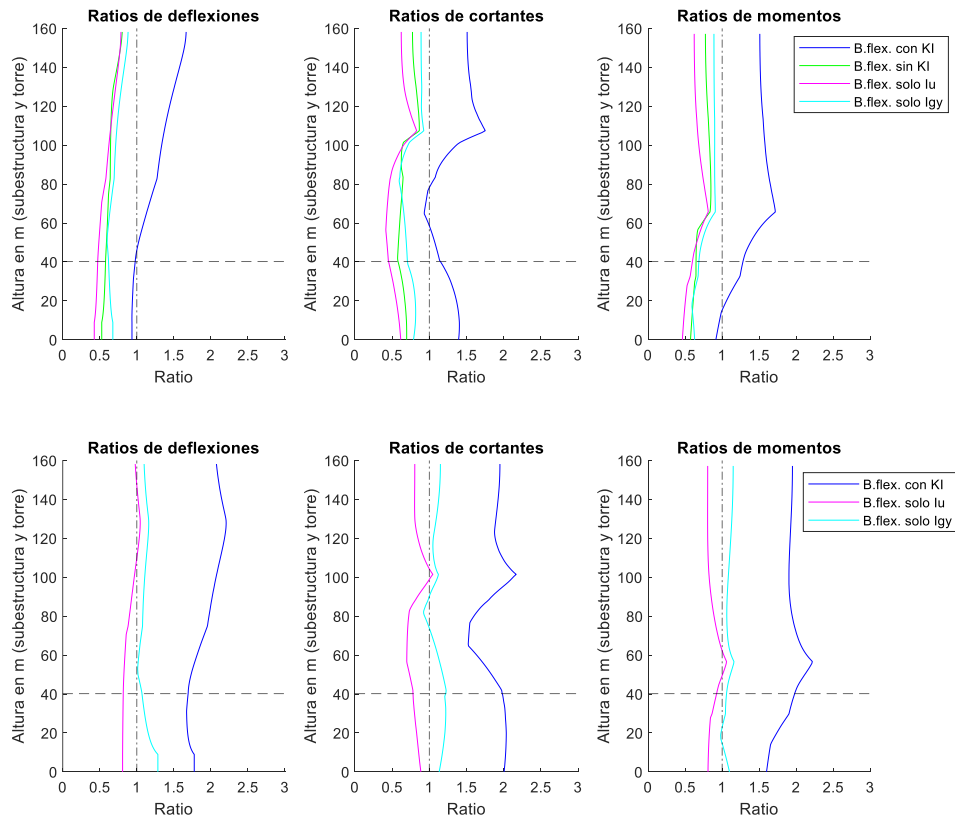


Figura 20. Ratios para el terremoto Taiwan SMART1(45), suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Tottori Japan

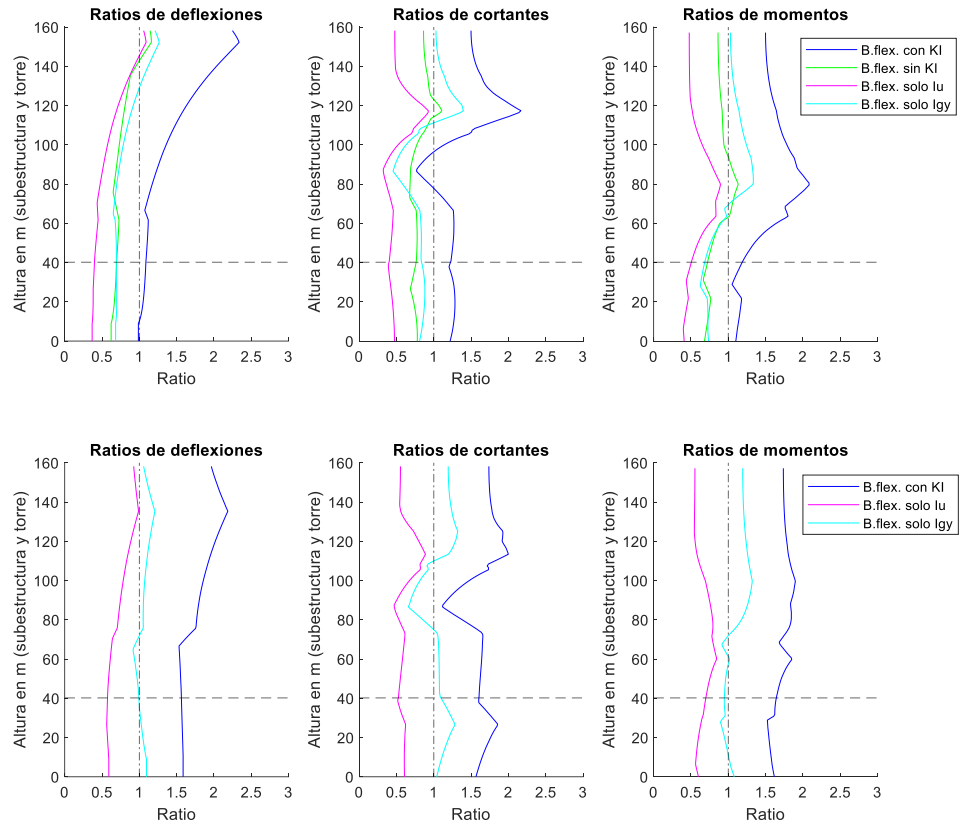


Figura 21. Ratios para el terremoto Tottori Japan, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Iwate

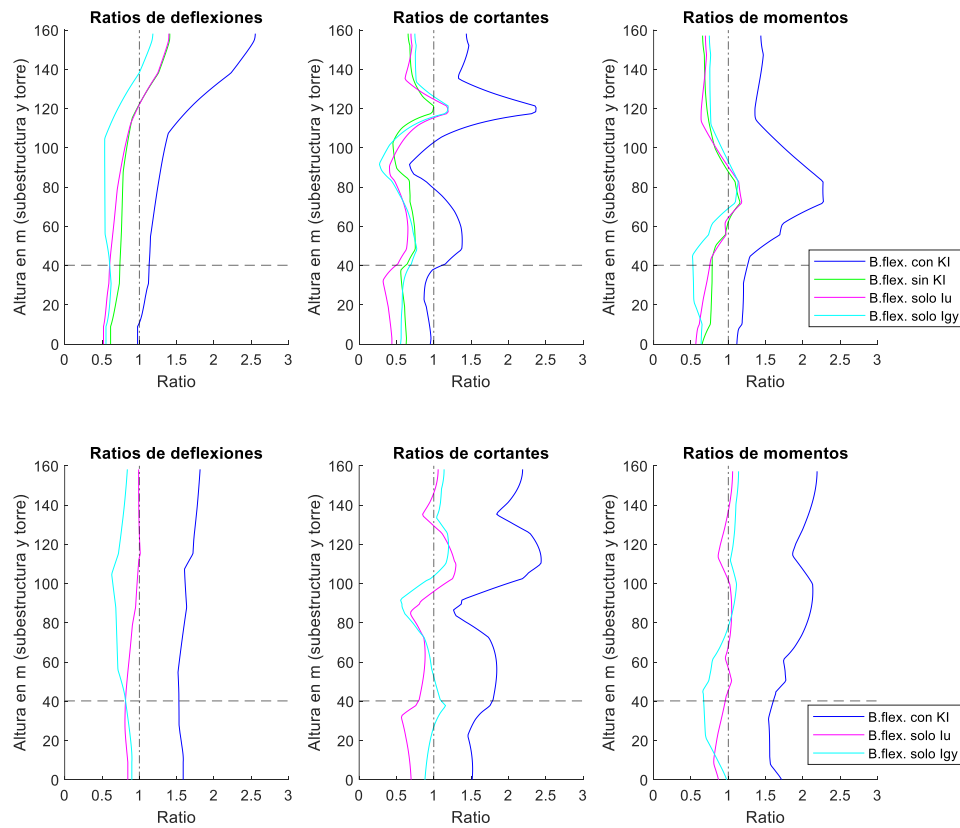


Figura 22. Ratios para el terremoto Iwate, suelo homogéneo con $V_s=100$ m/s.

2.2.2. Variación de la respuesta máxima para distintos suelos homogéneos

A continuación, se analiza la influencia del cambio de la velocidad de propagación de las ondas corte (V_S) sobre las deflexiones y esfuerzos máximos que se obtienen en cada modelo y en cada sismo. Para ello, se representa la respuesta del sistema escalada con respecto a la aceleración sísmica máxima frente a la velocidad de propagación de las ondas de cizalla considerada para cada suelo. Al igual que se hizo para el caso anterior, los resultados son representados organizándolos por modelos, sismos y ratios.

Previamente, antes de realizar el estudio se comprueba que el sistema formado por el monopilote y la torre cumple con el estado límite de servicio referente a la frecuencia natural. Como el monopilote se dimensionó para el suelo más blando, al aumentar la rigidez del suelo aumentará la frecuencia natural del sistema, por lo que es necesario verificar que esta no supere a la frecuencia debida al efecto sombra (f_{3P}). Para el suelo más rígido considerado ($V_S = 300 \text{ m/s}$) la comprobación se cumple holgadamente, pues se obtiene que la frecuencia natural del sistema es de 0,188 Hz, mientras que la frecuencia debida al efecto sombra adquiere un valor de 0,3 Hz. Así, para los demás suelos se asegura que la estructura cumple con este estado límite de servicio, ya que dicha comprobación se verifica para el lecho marino más blando ($V_S = 100 \text{ m/s}$) y para el más rígido ($V_S = 300 \text{ m/s}$) de todos los considerados.

2.2.2.1. Representaciones por modelos

En este apartado se muestran los valores máximos de las deflexiones y de los esfuerzos, que se dan en el rotor y en la base o superficie del lecho marino, respectivamente. Estos valores se grafican para todos los suelos homogéneos considerados. Primero, se muestran los resultados para las deflexiones y posteriormente los esfuerzos. Los resultados se representan en función del modelo que se está estudiando, cada representación contiene 5 gráficas, donde cada una de ellas corresponde a un modelo en concreto. Con distintos colores se ilustran los resultados para cada uno de los terremotos. Con una línea gruesa discontinua se representan las medias obtenidas para todas las excitaciones sísmicas en cada uno de los modelos. En cada gráfica se refleja la respuesta máxima del sistema contra las velocidades de corte de los suelos.

❖ Deflexiones máximas

Las deflexiones máximas que se tienen para cada lecho marino se muestran en la *Figura 23*. Como era de esperar, en el modelo en base rígida se tienen los mismos resultados en todos los suelos para un mismo terremoto. La interacción cinemática da lugar a deflexiones mayores que los resultantes en base rígida, al igual que ocurría en las envolventes. En los modelos de base flexible con interacción cinemática (KI) y con solo el factor de interacción rotacional (I_{gy}),

la tendencia que se tiene es similar a una hipérbola equilátera descendente a medida que incrementa la rigidez del suelo. Así, esta distribución hiperbólica en los resultados del modelo en base flexible con KI parece estar marcada por el factor de interacción cinemática rotacional, pues, en el modelo en base flexible que considera únicamente el factor lateral (I_u) los resultados que se dan en las distintas velocidades son prácticamente invariantes, excepto en el sismo "Chi-Chi Taiwan" para los suelos más blandos. Además, los resultados que se tienen en los modelos en base flexible sin KI y con solo I_u son, a simple vista, similares, dando lugar a líneas rectas sin pendiente. De esta forma, se manifiesta la importancia del factor I_{gy} en los valores máximos y en la propia forma de la curva que se dan en el modelo base flexible con KI.

A medida que incrementa la rigidez del suelo, la consideración de los efectos de interacción cinemática suelo-estructura es menos relevante. Esto se debe a que, a medida que incrementa la rigidez del lecho marino, los desplazamientos que se obtendrían en este serían cada vez más parecidos a los que se darían para el conjunto suelo-cimentación. Es por esto por lo que en el modelo en base flexible con KI y con solo I_{gy} las deflexiones máximas se van estabilizando a medida que incrementa la velocidad de corte de los suelos.

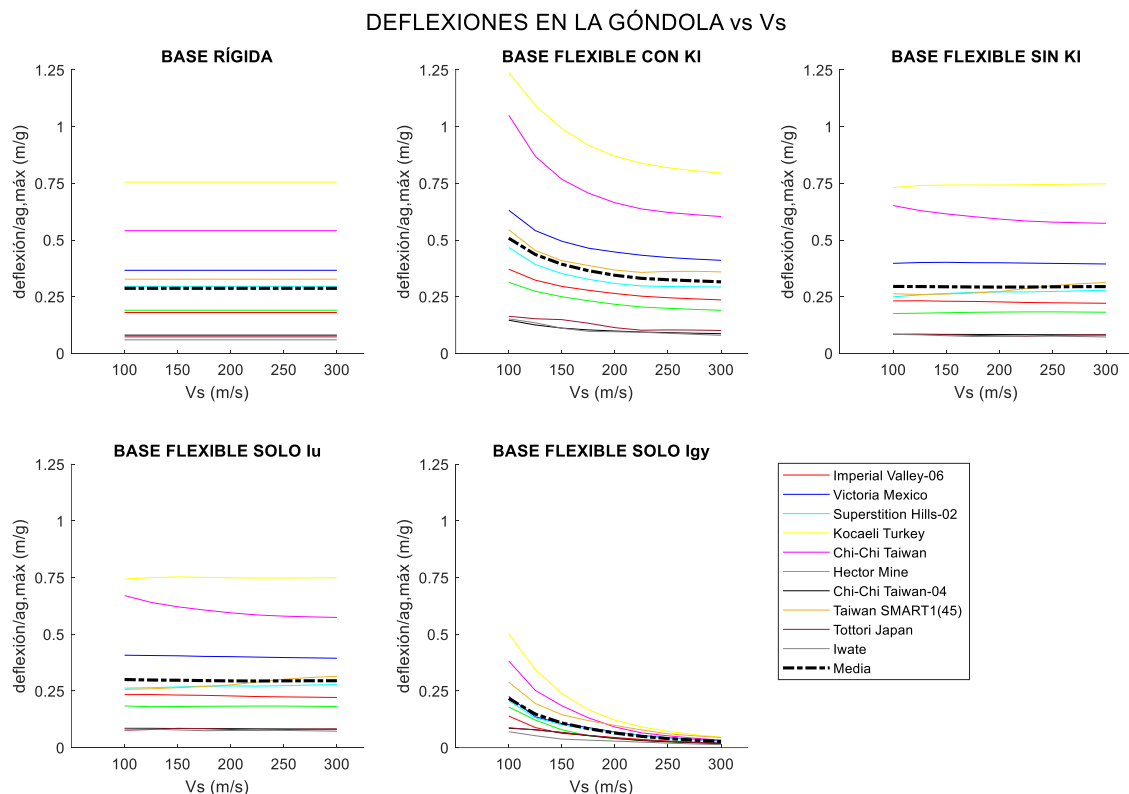


Figura 23. Deflexiones máximas vs Vs por modelos (suelos homogéneos).

❖ Esfuerzos máximos

Los cortantes y momentos máximos que se dan en la base con respecto a la velocidad de propagación de las ondas de cizalla vienen representados en la *Figura 24* y en la *Figura 25*. Tanto los cortantes como los momentos máximos que se tienen en el modelo en base flexible con KI son mayores que los que se dan en base rígida y en base flexible sin KI. En general, al igual que para las deflexiones, en los modelos en base flexible sin KI y con solo I_u se tienen resultados parecidos, sobre todo en los momentos, en los cortantes sí se puede apreciar alguna variación para los suelos más blandos. En estos dos modelos los cortantes vienen dados por un arco ligeramente cóncavo, mientras que los momentos se pueden considerar como una recta con pendiente positiva. Los máximos esfuerzos en estos dos modelos se dan en la velocidad de corte más elevada.

Tanto la distribución de los cortantes como de los momentos máximos en el modelo en base flexible con KI, está marcada también por el factor I_{gy} , pues las curvas que se dan en estos modelos poseen una forma parecida. En general, atendiendo a las medias de estos dos modelos, los máximos valores de los esfuerzos se dan para un suelo homogéneo con velocidad de corte de 150 m/s, y a partir de este valor disminuyen los esfuerzos a medida que incrementa la rigidez del suelo. Sin embargo, aunque esta sea la tendencia general, existen sismos en los que el cortante en la base incrementa a la misma vez que aumenta la velocidad de cizalla del suelo, como se puede apreciar en los sismos "Chi-Chi Taiwan-04", "Iwate" e incluso "Tottori Japan".

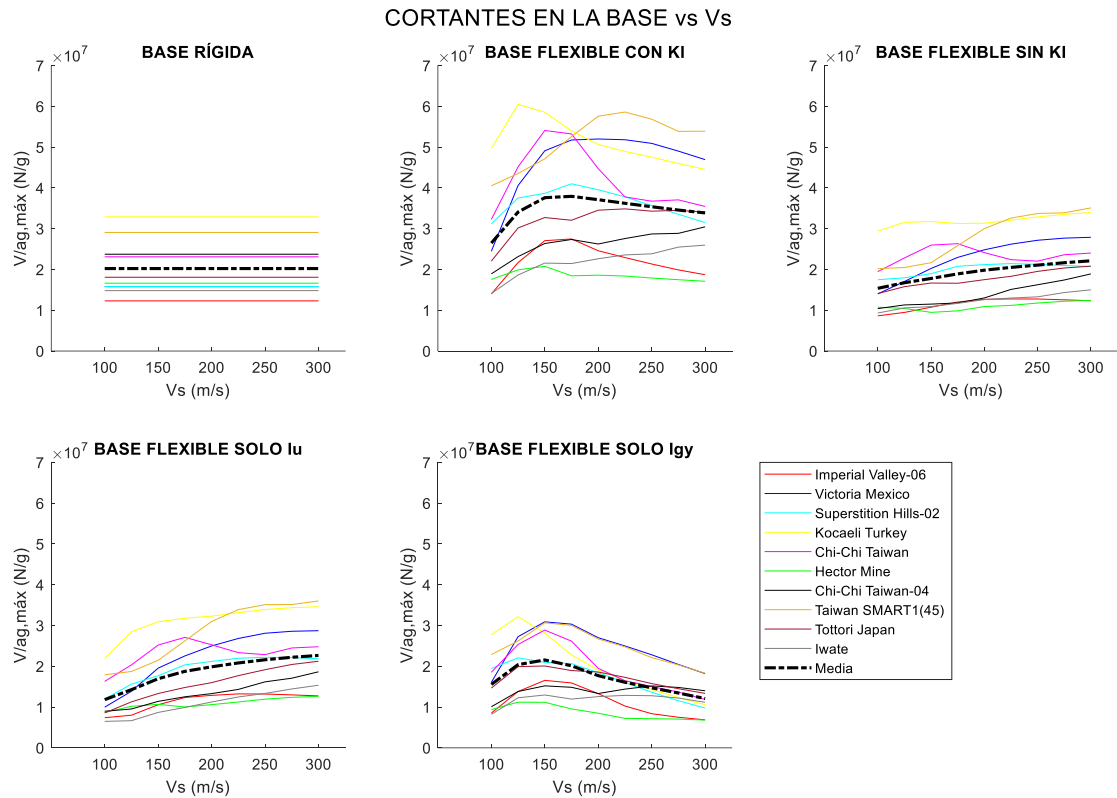


Figura 24. Cortantes máximos vs Vs por modelos (suelos homogéneos).

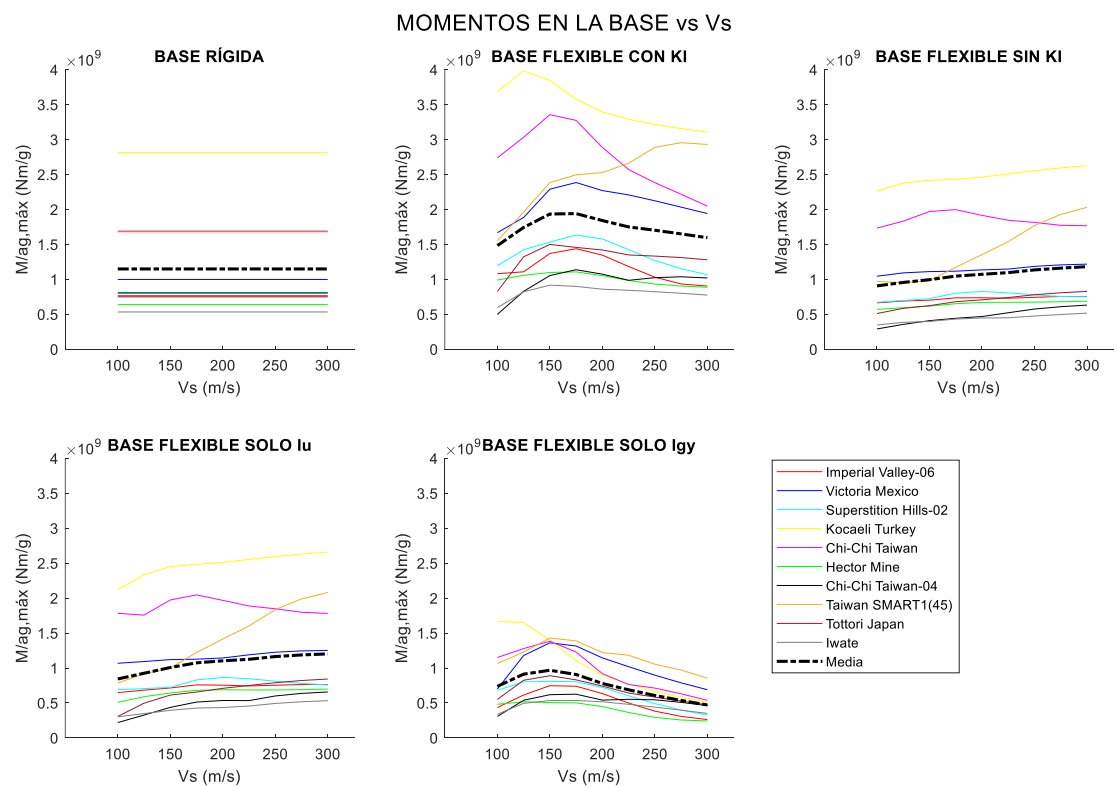


Figura 25. Momentos máximos vs Vs por modelos (suelos homogéneos).

2.2.2.2. Representaciones por sismos

En este epígrafe se exponen las representaciones de las deflexiones y de los esfuerzos máximos frente a las velocidades de corte de los suelos homogéneos considerados, pero ahora representadas por sismos en vez de por modelos. De manera que cada representación contiene 10 gráficas, una para cada terremoto. Al igual que para el caso anterior, se muestran primero las deflexiones y luego los esfuerzos. Los distintos modelos estudiados se distinguen con distintos colores. De igual forma que las representaciones anteriores, en el eje de ordenadas se reflejan las deflexiones o esfuerzos máximos y en el de abscisas la velocidad de corte de los suelos.

A continuación, se comentan y se muestran las tres representaciones obtenidas. En la *Figura 26* se grafican los resultados correspondientes a las deflexiones máximas, mientras que en la *Figura 27* y en la *Figura 28* los cortantes y momentos en la base.

En estas representaciones se pone de manifiesto la relevancia de los factores de interacción cinemática en los resultados que se obtienen. En los suelos más blandos se percibe un incremento notable en las deflexiones si se comparan los resultados del modelo en base flexible con KI con respecto a los de base rígida y base flexible sin KI. En cuanto a los esfuerzos, aunque en un principio no se distingue una evolución clara en las curvas, pues estas varían dependiendo del sismo, sí se observa que, para la mayoría de los sismos, la curva azul que representan el modelo en base flexible con KI, se sitúa bastante por encima de la recta roja y de la curva magenta correspondientes al modelo en base rígida y flexible sin KI respectivamente.

En cuanto al modelo en base flexible sin KI y con solamente I_w , se observa como, en la mayoría de los sismos y tanto para las deflexiones como para los esfuerzos, ambas curvas se interponen entre sí, excepto para los cortantes máximos en los suelos más blandos, donde en el modelo en base flexible sin KI se dan cortantes mayores que en el modelo donde solo se considera únicamente el factor I_w . Esto último también ocurre en los momentos máximos para algunos terremotos.

Las mayores respuestas máximas del sistema que se dan para los distintos suelos vienen originadas por los sismos "Kocaeli Turkey, Chi-Chi Taiwan, Taiwan SMART1 y Victoria Mexico", ordenados de mayor a menor influencia.

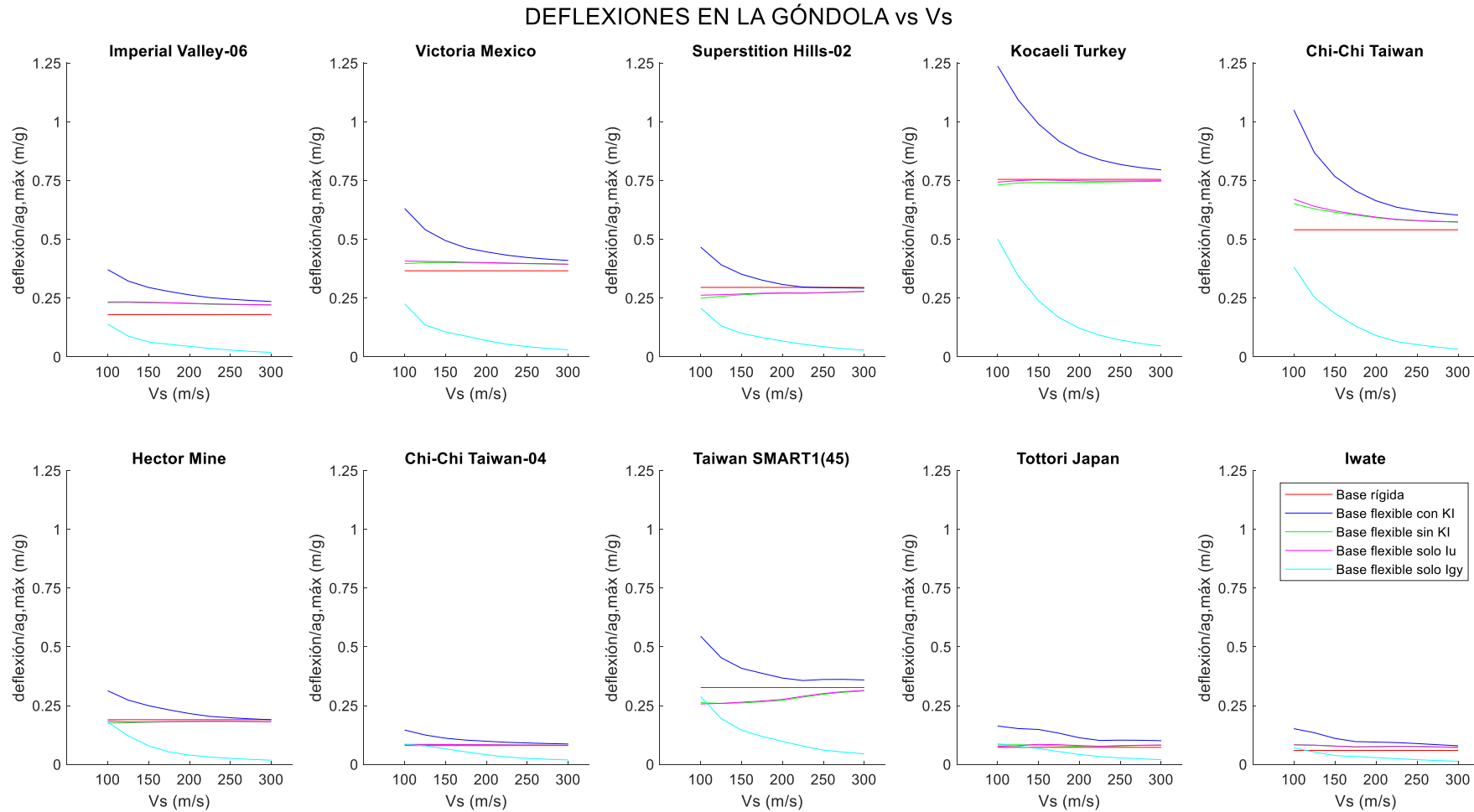


Figura 26. Deflexiones máximas vs Vs por sismos (suelos homogéneos).

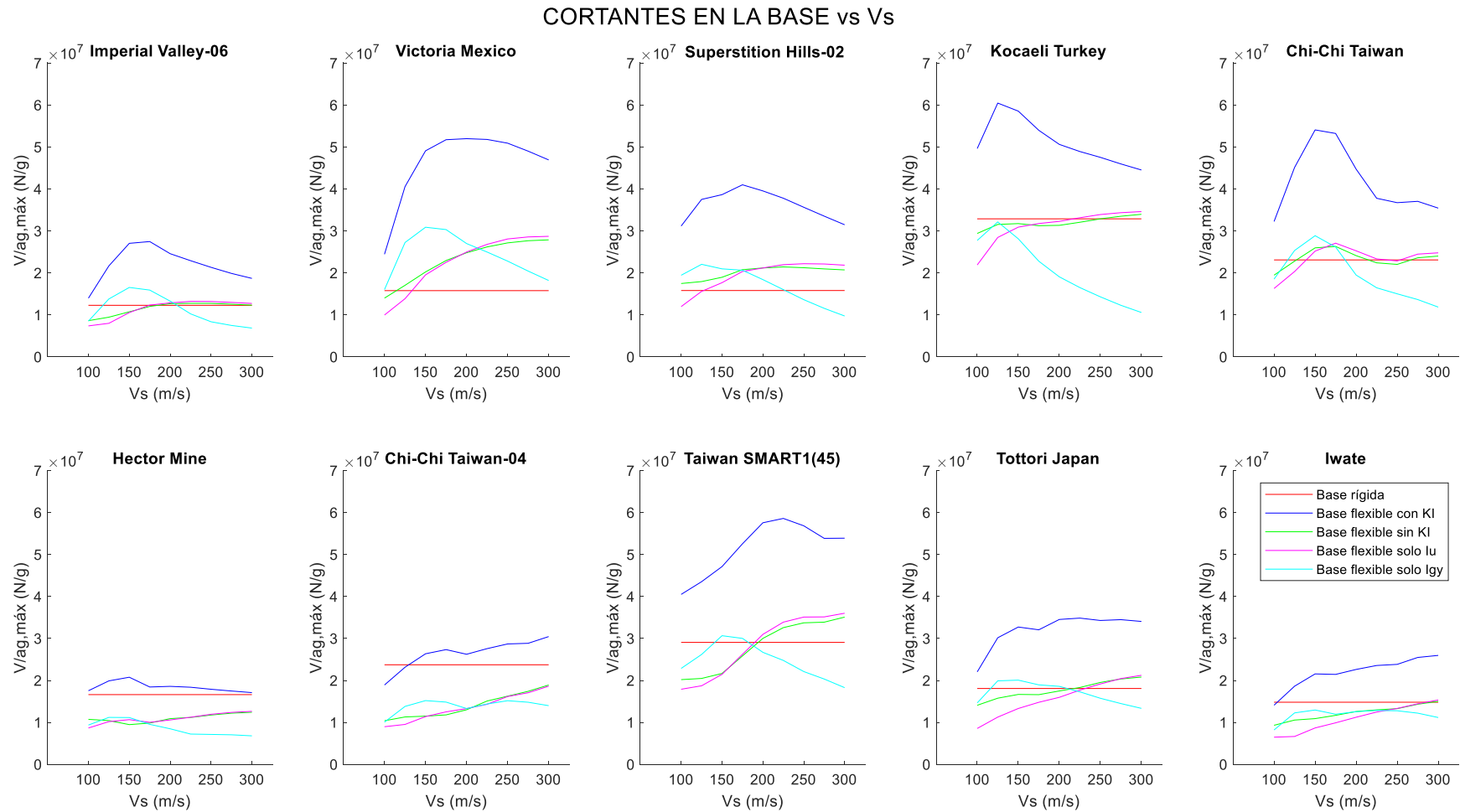


Figura 27. Cortantes máximos vs Vs por sismos (suelos homogéneos).

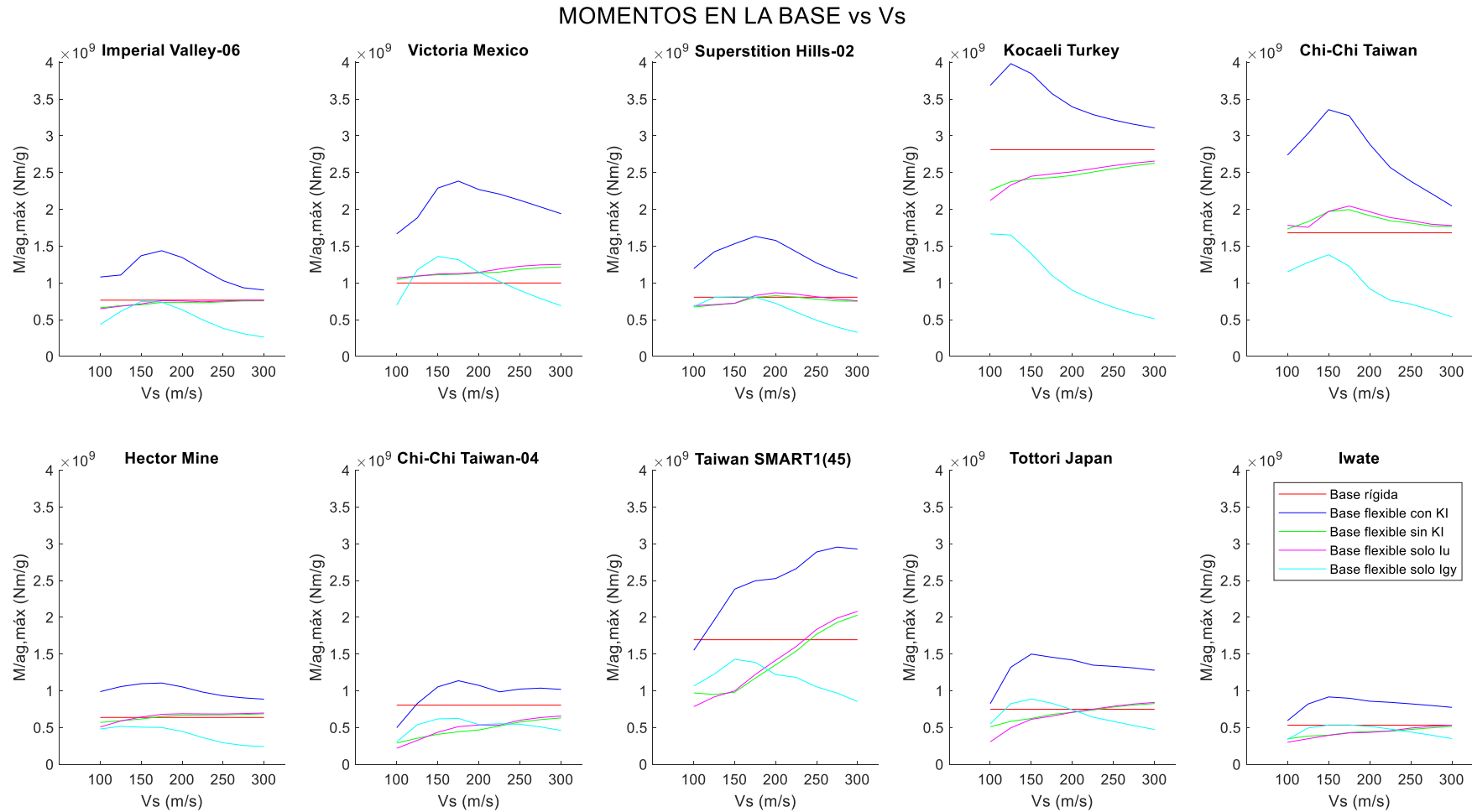


Figura 28. Momentos máximos vs Vs por sismos (suelos homogéneos).

2.2.2.3. Representaciones por ratios

En este apartado se muestran las ratios de las máximas deflexiones, cortantes y momentos flectores con respecto a los máximos obtenidos en base rígida y base flexible sin KI frente a las distintas velocidades de cizalla, siguiendo la misma disposición que la comentada en el *Apartado 2.2.1.3*: en la primera fila se representan las ratios con respecto a base rígida, y en la segunda las ratios con respecto a base flexible sin KI; mientras que en las columnas se grafican las ratios de deflexiones en la primera de ellas, las ratios de cortantes en la segunda y las ratios de momentos en la tercera. En el eje de ordenadas se muestra los valores de las ratios mientras que en el de abscisas las velocidades de corte de los suelos homogéneos. Con curvas de distintos colores se muestran los distintos modelos que son comparados con respecto a los de base rígida y base flexible sin KI. Además, se muestra una línea horizontal discontinua situada en el valor unidad de la ratio, con el objetivo de poder asociar más fácilmente los resultados con respecto a esta referencia.

En la *Figura 29* se ilustran las ratios medias obtenidas de todos los sismos, de la *Figura 30* a la *Figura 39* se exponen los resultados de cada uno de los terremotos analizados. Los resultados que se obtienen en dichas representaciones corroboran lo ya comentado: la inclusión de los factores de interacción cinemática supone un incremento tanto en las deflexiones como en los esfuerzos, en comparación a los que se tienen en base rígida y base flexible sin KI; la tendencia en los resultados obtenidos en el modelo en base flexible con KI viene dada principalmente por la distribución de los resultados que se tienen en el modelo de base flexible con solo I_{gy} ; y para la mayoría de las velocidades de corte se obtienen resultados parecidos entre los modelos en base flexible con solo I_u y el modelo sin KI.

Se aprecia que la consideración de los fenómenos de interacción cinemática adquiere una mayor influencia en los cortantes que en los momentos, ya que, en los cortantes se dan mayores ratios con respecto a base rígida y a base flexible sin KI. Asimismo, a medida que incrementa la rigidez del suelo se observa que la relevancia de la interacción cinemática disminuye, más en las deflexiones que en los esfuerzos. En los esfuerzos se aprecia que la influencia de los factores de interacción cinemática incrementa hasta que se alcanza una $V_s = 150 \text{ m/s}$, para velocidades de propagación mayores a este valor, la relevancia de la interacción cinemática tiende a disminuir a medida que incrementa la rigidez del suelo. No obstante, los esfuerzos que se siguen dando en el modelo en base flexible con KI para los suelos más rígidos, siguen siendo notablemente superiores a los que se dan en base rígida y en base flexible sin KI.

Por otra parte, también se aprecia que los cortantes que se dan en el modelo en base flexible que considera solo el factor I_{gy} , generalmente, son mayores en comparación a los del modelo en base flexible sin KI en los suelos más blandos. Lo contrario ocurre en el modelo que solo toma en cuenta el factor I_u , donde para los suelos con las velocidades de corte más pequeñas se obtienen esfuerzos menores que los que se dan en base flexible sin KI y en base rígida, mientras que en los suelos más rígidos los esfuerzos que se dan en el modelo con solo I_u tienden a asemejarse con los correspondientes a base rígida y a base flexible sin KI.

También, se contempla que los esfuerzos máximos que se dan en base flexible sin KI son menores que los obtenidos en base rígida para los suelos más blandos. Sin embargo, a medida que incrementa la rigidez de los suelos, los esfuerzos máximos del modelo sin KI tienden a igualar e incluso superar los resultados correspondientes a base rígida.

Además, el sismo donde los factores de interacción cinemática adquieren mayor relevancia es el de Victoria Mexico (Figura 31), en este los cortantes se triplican y los momentos llegan a aumentar 2,5 veces los resultados dados en base rígida para un suelo con $V_s = 175 \text{ m/s}$.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a flexible sin KI (2ª fila) - Medias de todos los terremotos

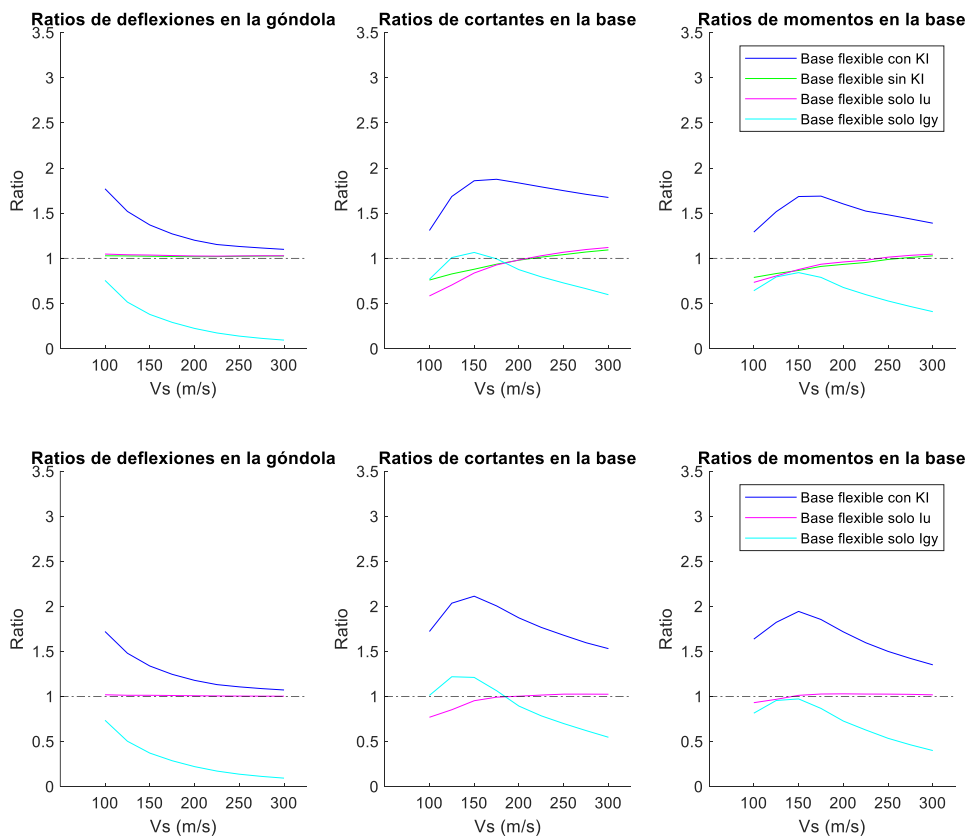


Figura 29. Ratios vs Vs para las medias de todos los terremotos (suelos homogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Imperial Valley-06

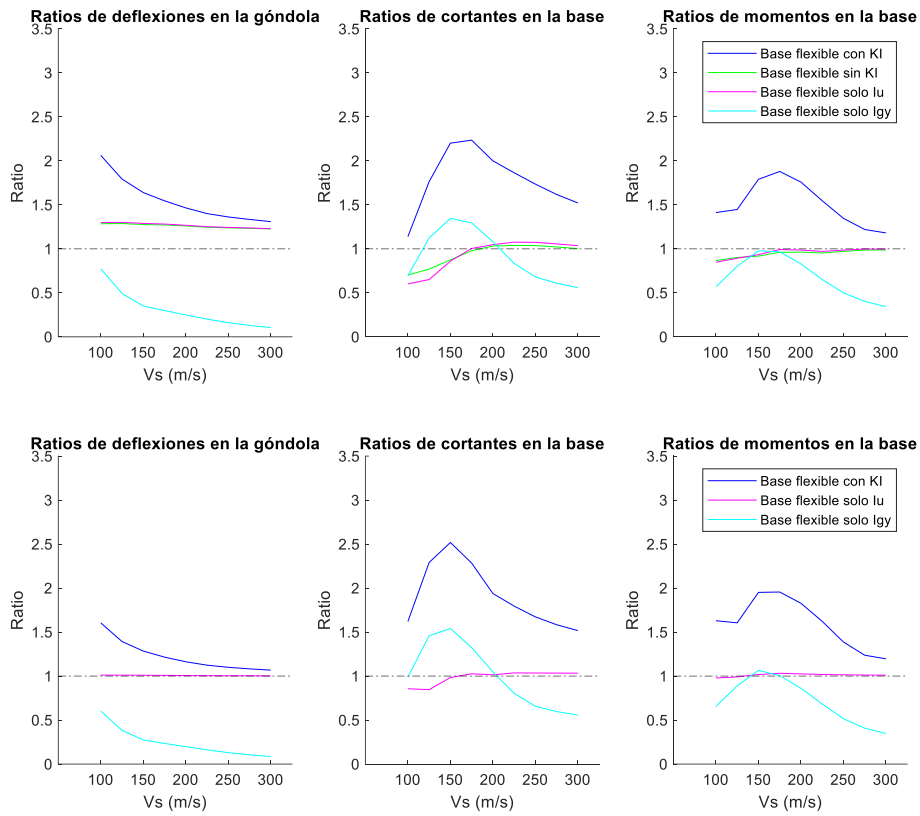


Figura 30. Ratios vs Vs para el sismo de Imperial Valley-06 (suelos homogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Victoria Mexico

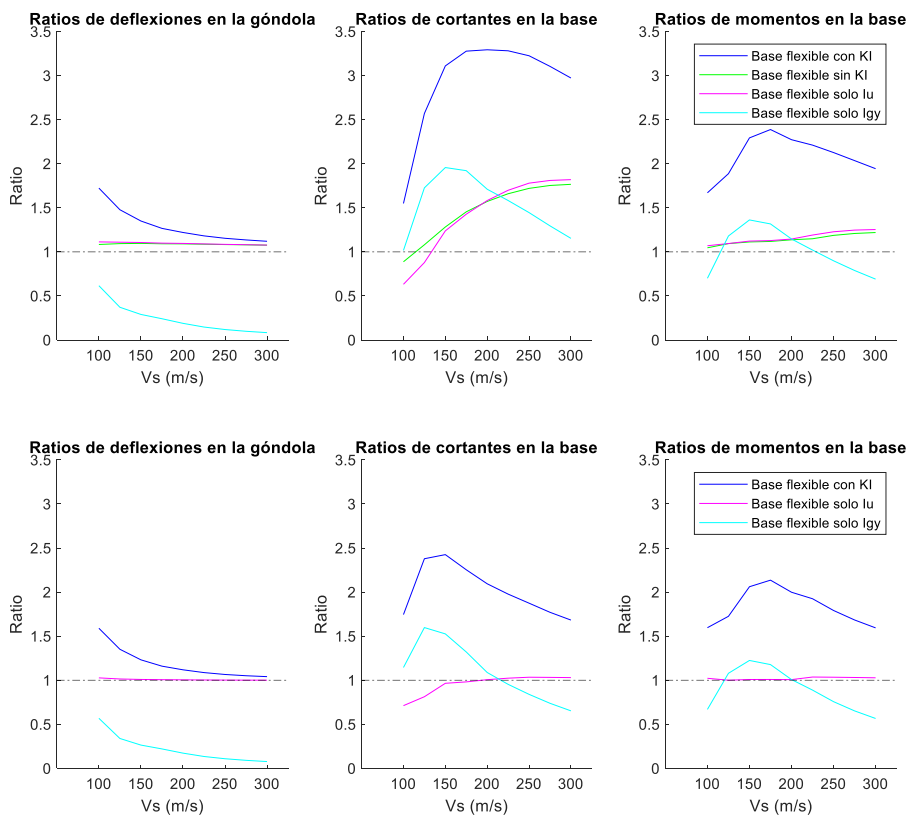


Figura 31. Ratios vs Vs para el sismo de Victoria Mexico (suelos homogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Superstition Hills-02

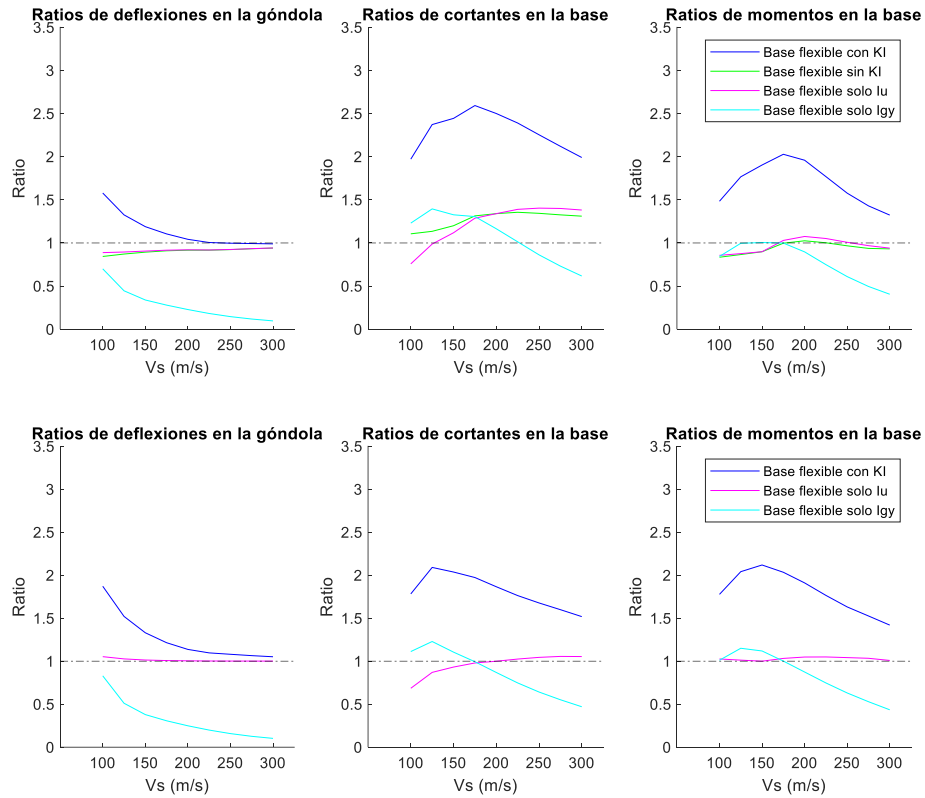


Figura 32. Ratios vs Vs para el sismo de Superstition Hills-02 (suelos homogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Kocaeli Turkey

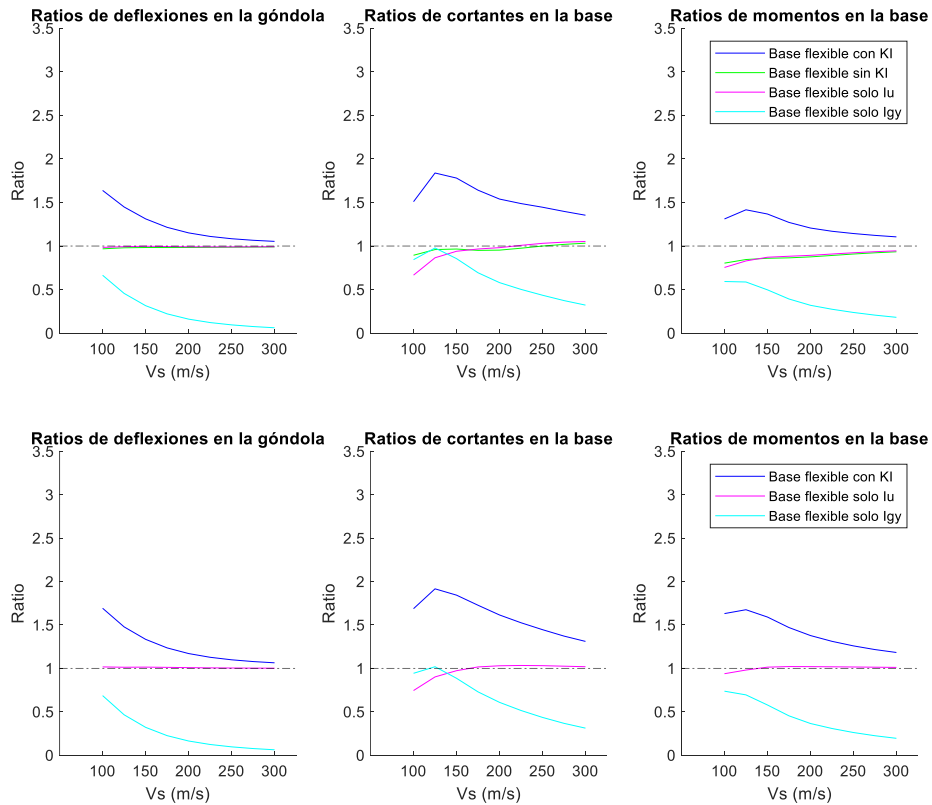


Figura 33. Ratios vs Vs para el sismo de Kocaeli Turkey (suelos homogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Chi-Chi Taiwan

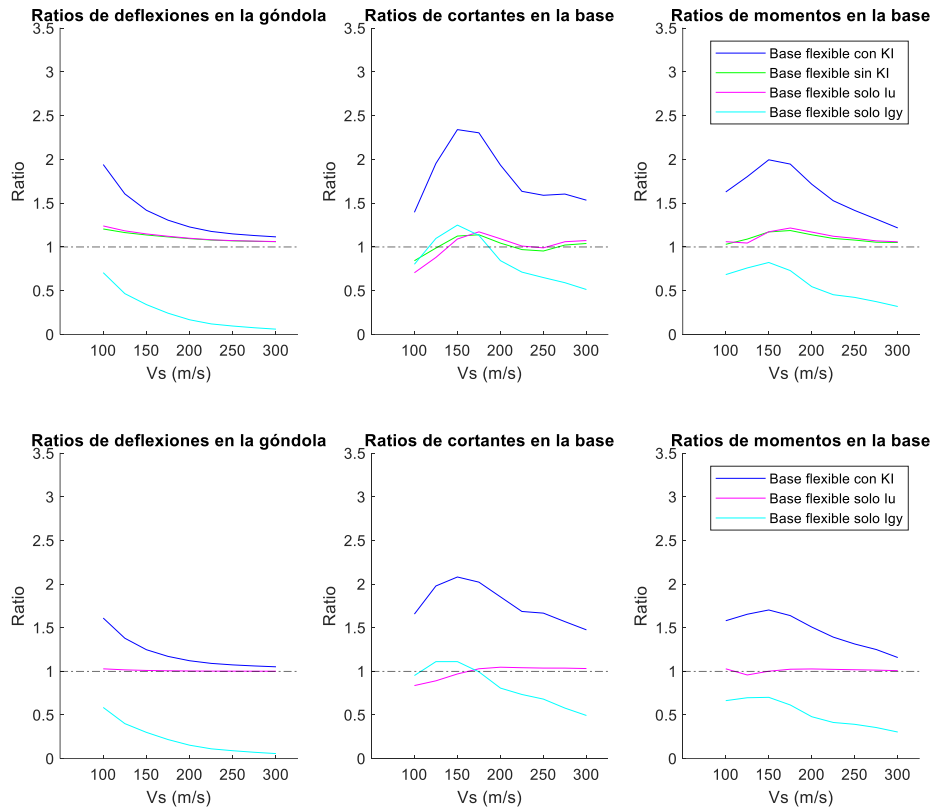


Figura 34. Ratios vs Vs para el sismo de Chi-Chi Taiwan (suelos homogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Hector Mine

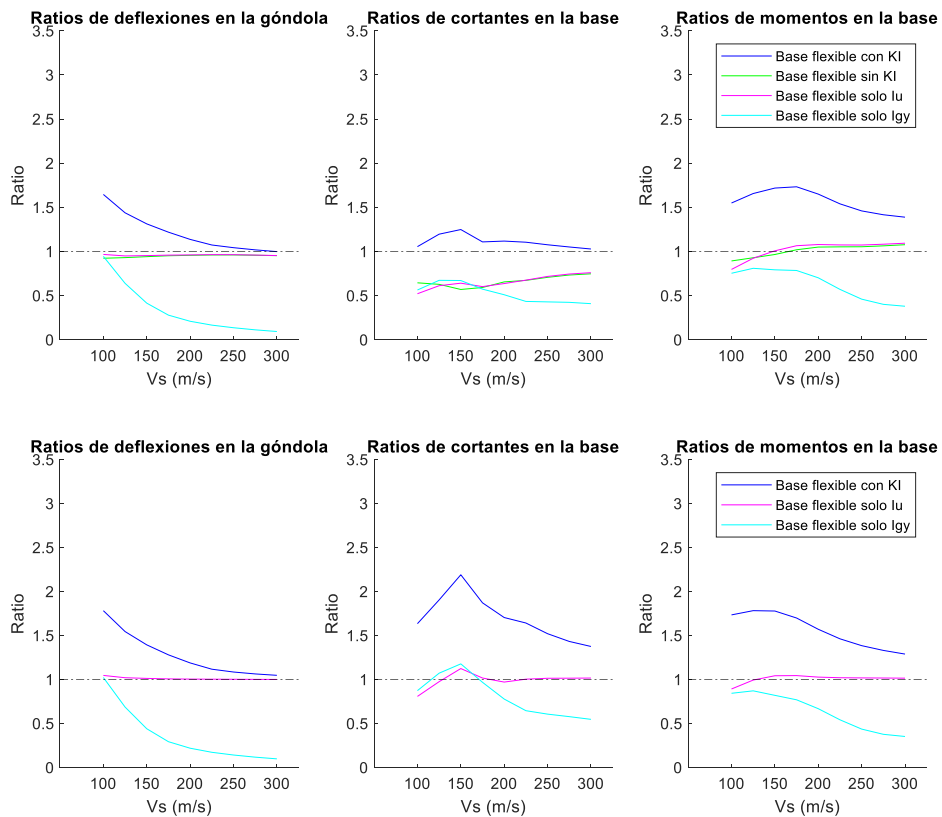


Figura 35. Ratios vs Vs para el sismo de Hector Mine (suelos homogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Chi-Chi Taiwan-04

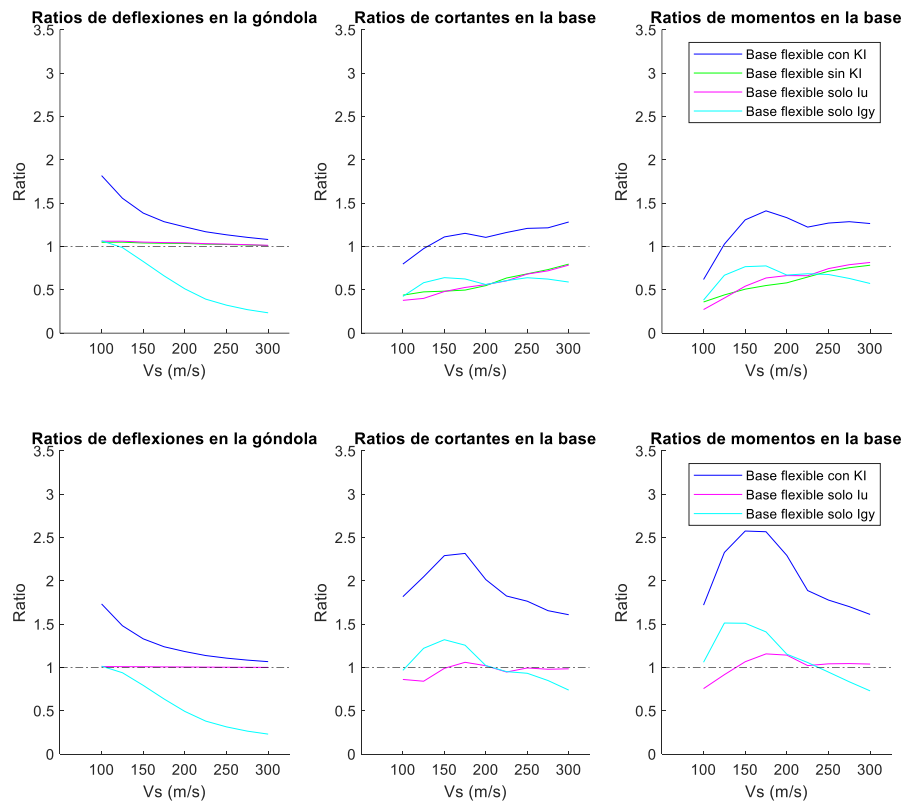


Figura 36. Ratios vs Vs para el sismo de Chi-Chi Taiwan-04 (suelos homogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Taiwan SMART1(45)

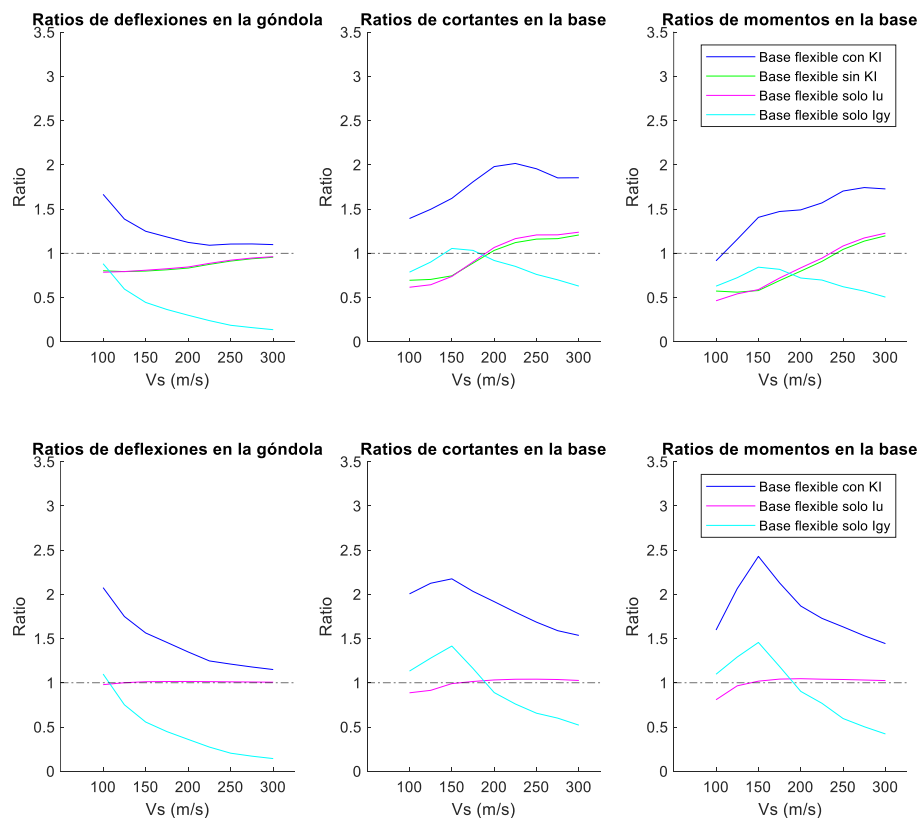
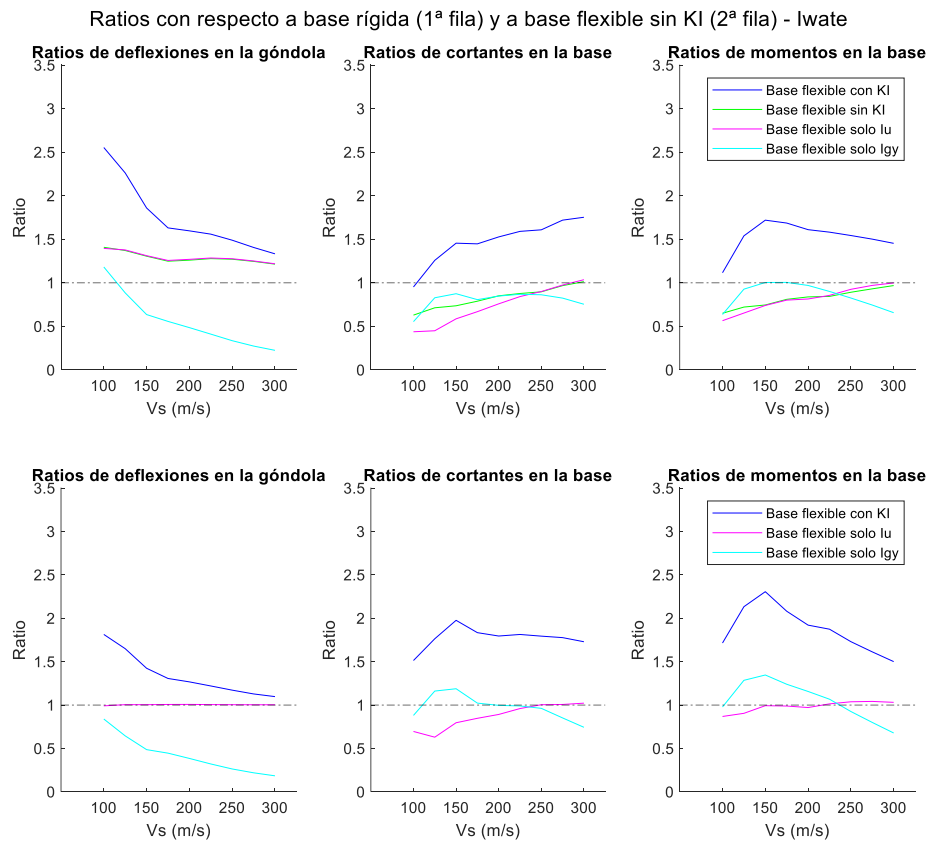
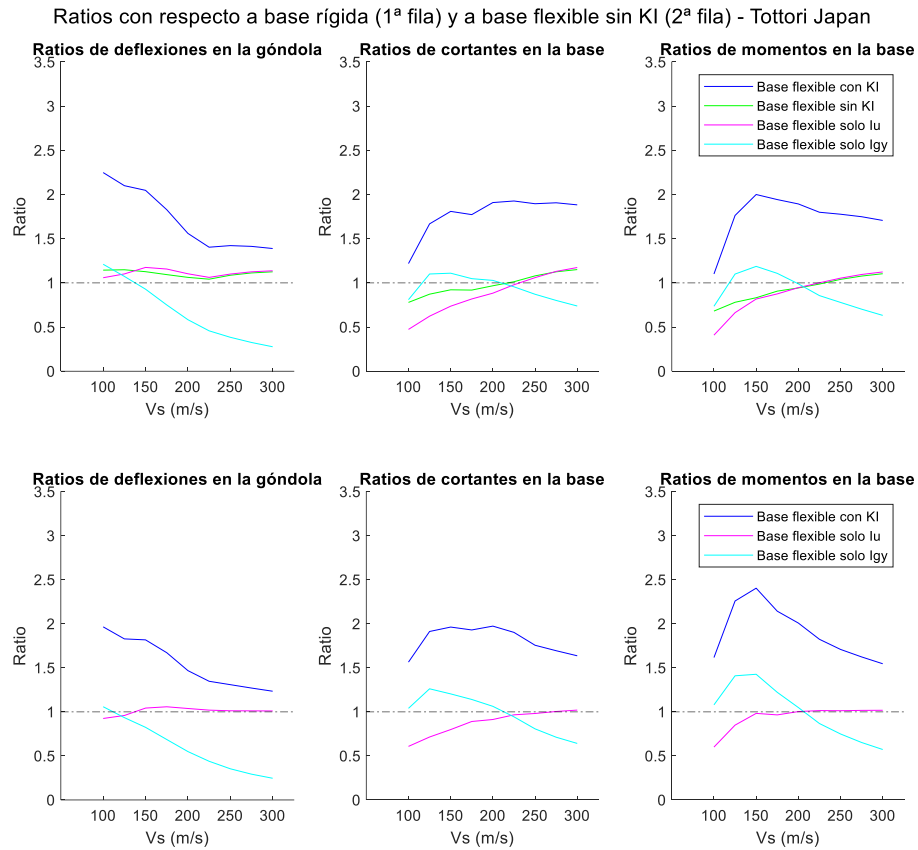


Figura 37. Ratios vs Vs para el sismo de Taiwan SMART1(45) (suelos homogéneos).



2.2.3. *Envolventes para un suelo con $V_{S,30}=100$ m/s*

Al igual que se hizo en el *Apartado 2.2.1*, en esta sección se muestran las envolventes de deflexiones y de esfuerzos obtenidas para un suelo no homogéneo con velocidad media de propagación de las ondas de corte en los 30 primeros metros de 100 m/s ($V_{S,30} = 100$ m/s).

2.2.3.1. *Representaciones por modelos*

De la *Figura 40* a la *Figura 42* se exponen las representaciones de las envolventes de deflexiones, cortantes y momentos que se obtienen a lo largo de toda la superestructura, al igual que se hizo en el *Apartado 2.2.1.1*, pero esta vez considerando un suelo heterogéneo con $V_{S,30} = 100$ m/s. Las envolventes obtenidas y los resultados medios son muy parecidas a las que se tenían para el suelo homogéneo con $V_S = 100$ m/s, aunque sí se aprecia que las deflexiones y los esfuerzos máximos han disminuido un poco. Las curvas medias tanto para las deflexiones y esfuerzos se han mantenido con la misma forma que las adquiridas en el suelo homogéneo en todos los modelos. No obstante, se aprecia que, para algunos sismos y en los modelos en base flexible, existen variaciones con respecto a las envolventes de esfuerzos que se tenían para el perfil homogéneo. Estas variaciones se aprecian sobre todo en la subestructura y en los valores máximos que se dan en la base para cada uno de los terremotos.

La tendencia que se tiene es la misma que la ya comentada en el *Apartado 2.2.1.1*: los fenómenos de interacción cinemática aumentan las deflexiones y los esfuerzos con respecto a los modelos en base rígida y en base flexible sin KI; en los modelos en base flexible sin KI y con solamente I_u las envolventes que se tienen son parecidas (sobre todo en las deflexiones y en los flectores); y el modelo en base flexible con KI se ve bastante condicionado por el factor de interacción cinemática rotacional.

ENVOLVENTES DE DEFLEXIONES A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

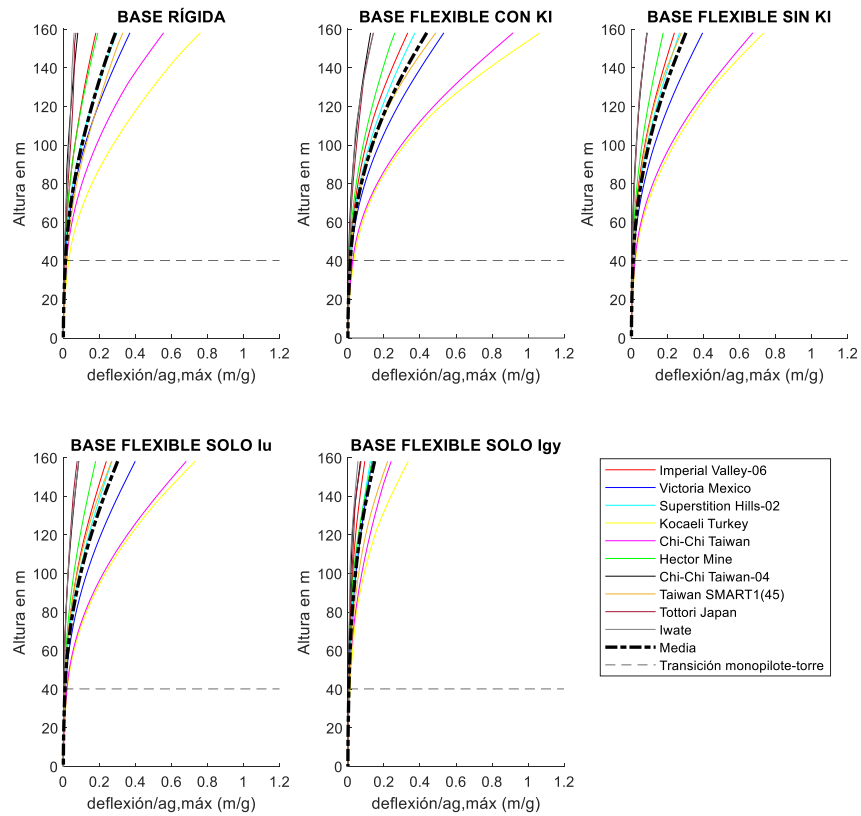


Figura 40. Envolventes de deflexiones por modelos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

ENVOLVENTES DE CORTANTES A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

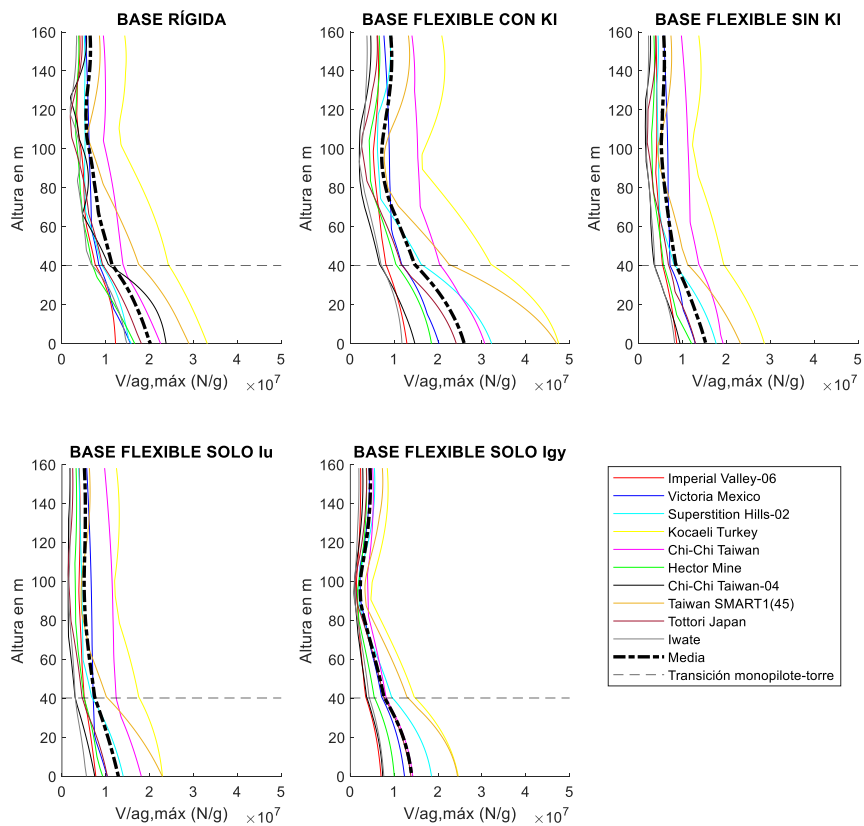


Figura 41. Envolventes de cortantes por modelos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

ENVOLVENTES DE MOMENTOS A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

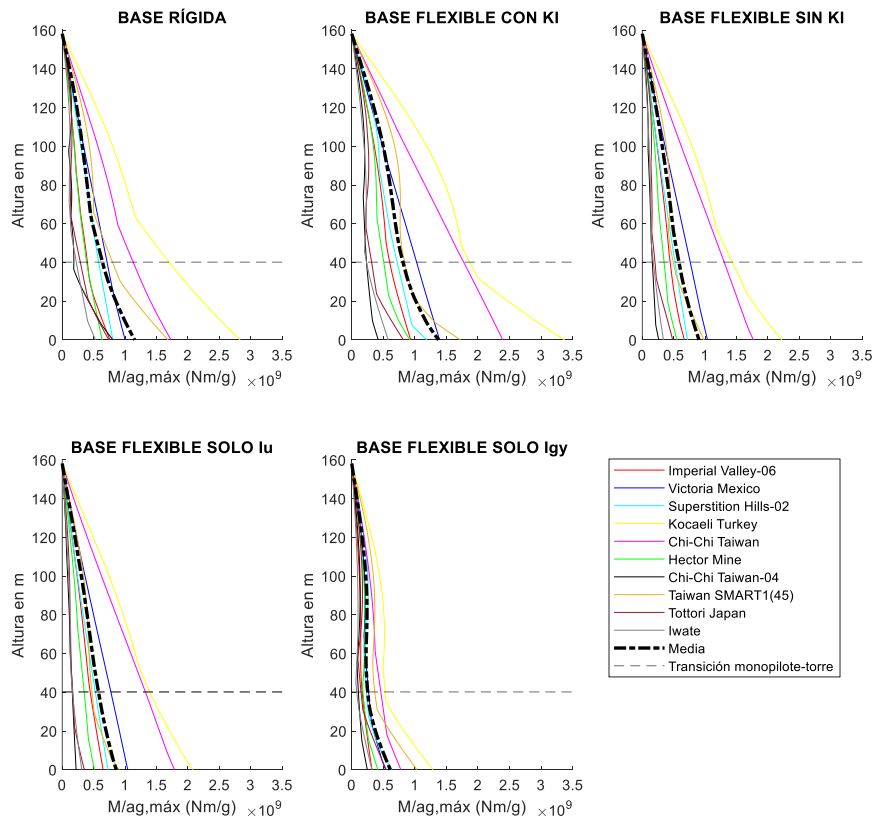


Figura 42. Envolventes de momentos por modelos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

2.2.3.2. Representaciones por sismos

De la *Figura 43* a la *Figura 45* se muestran las envolventes representadas por terremotos. También se dan resultados parecidos a los que se obtuvieron para el suelo homogéneo. En cuanto a las deflexiones, las mayores diferencias se dan en las deflexiones máximas, donde se obtienen resultados menores para este caso, esta disminución se produce sobre todo en el modelo en base flexible con KI. Atendiendo a los cortantes, la variación de los resultados máximos en comparación con los del suelo homogéneo, no siguen una tendencia clara, pues para unos terremotos incrementa un poco su valor mientras que para otros disminuye, concretamente, en 6 sismos el valor máximo de los cortantes disminuye, mientras que en 4 aumenta. Con respecto a los momentos, el momento máximo disminuye en 7 de los 10 sismos en comparación con los resultados que se tenían en el suelo homogéneo.

Debido a las similitudes que se tienen en las curvas obtenidas para este caso con respecto a las representaciones que se tenían en el suelo homogéneo, las consideraciones realizadas en el *Apartado 2.2.1.2* son válidas también para este caso.

ENVOLVENTES DE DEFLEXIONES A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

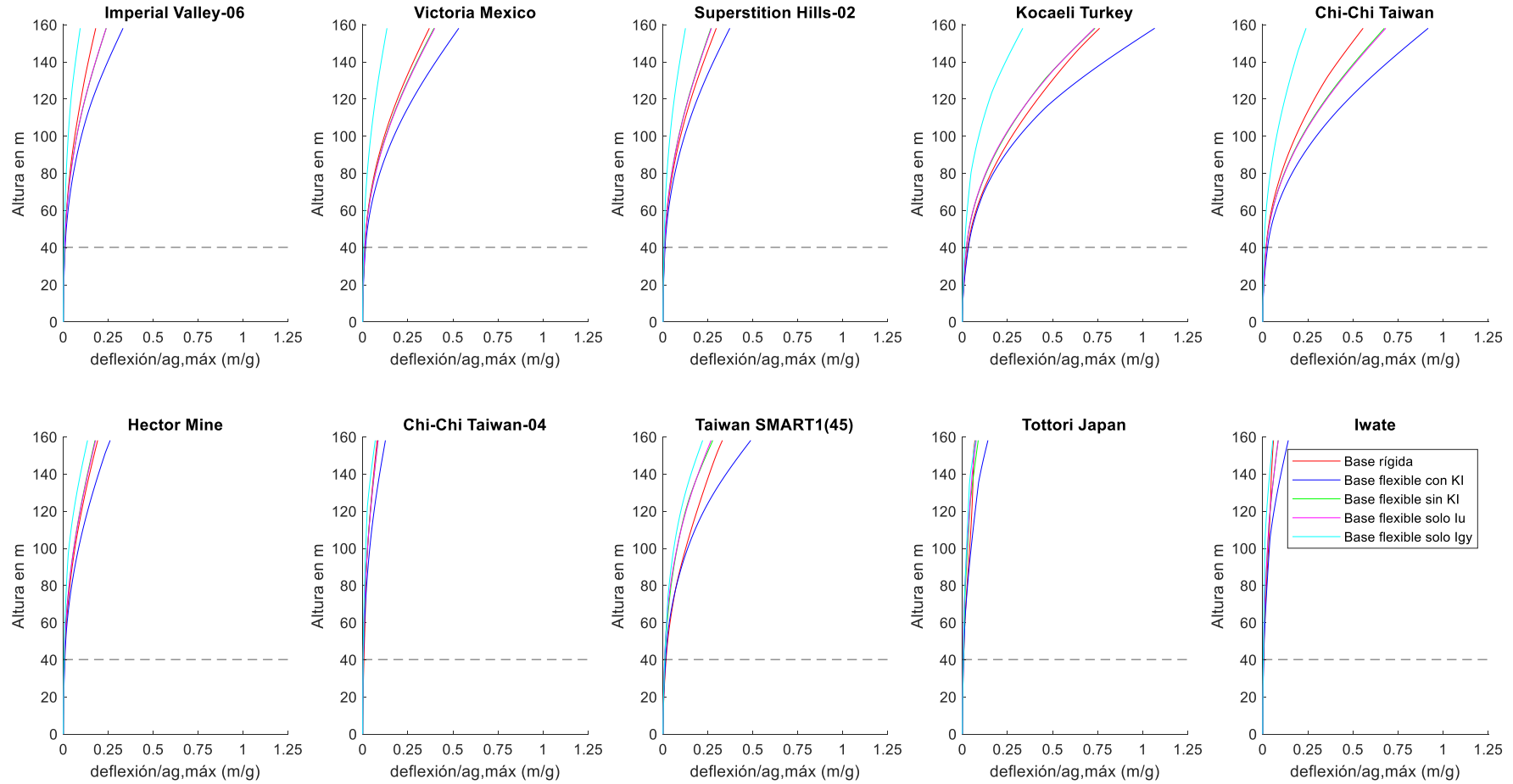


Figura 43. Envolventes de deflexiones por sismos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

ENVOLVENTES DE CORTANTES A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

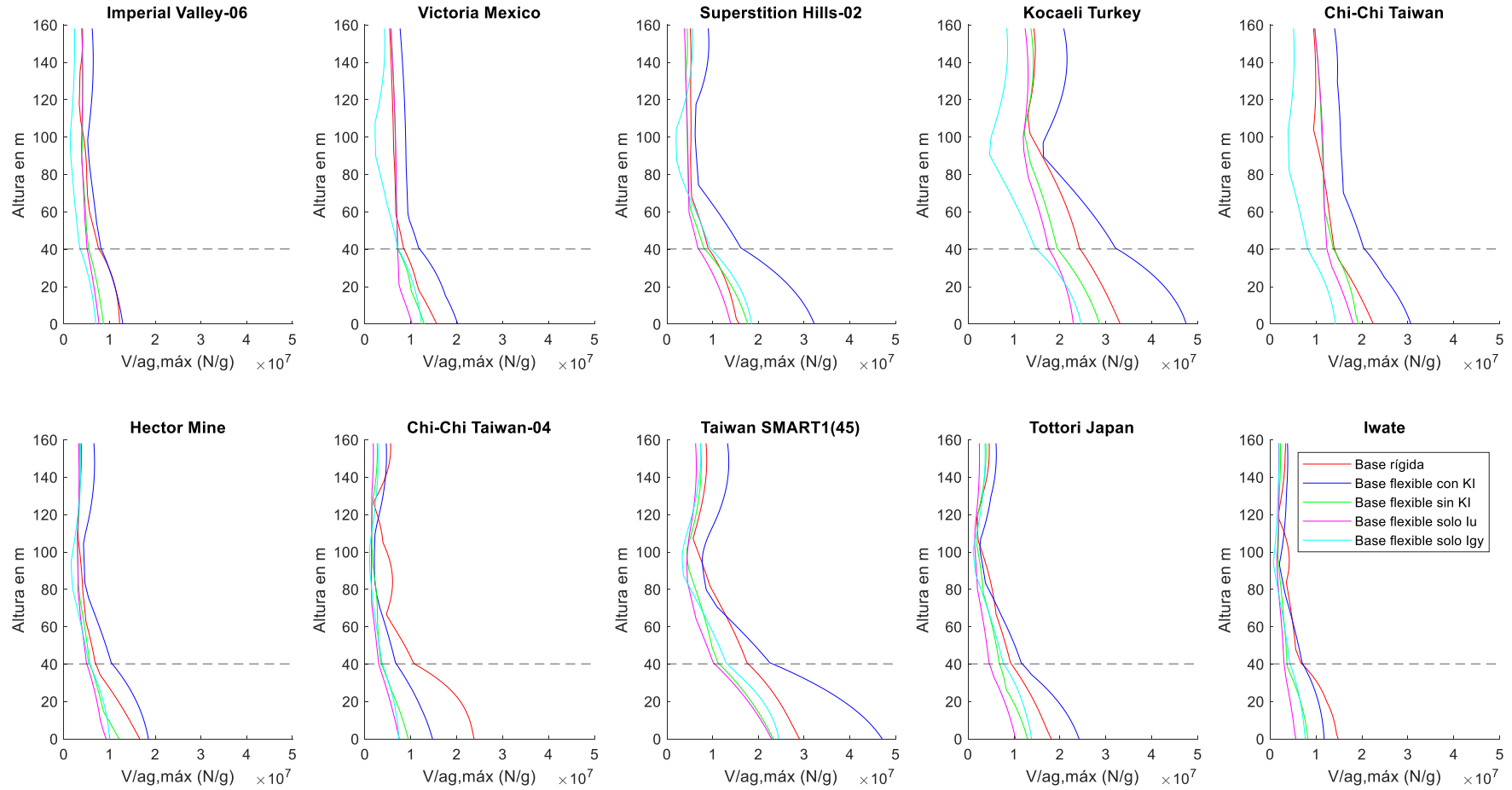


Figura 44. Envolventes de cortantes por sismos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

ENVOLVENTES DE MOMENTOS A LO LARGO DE TODA LA SUPERESTRUCTURA

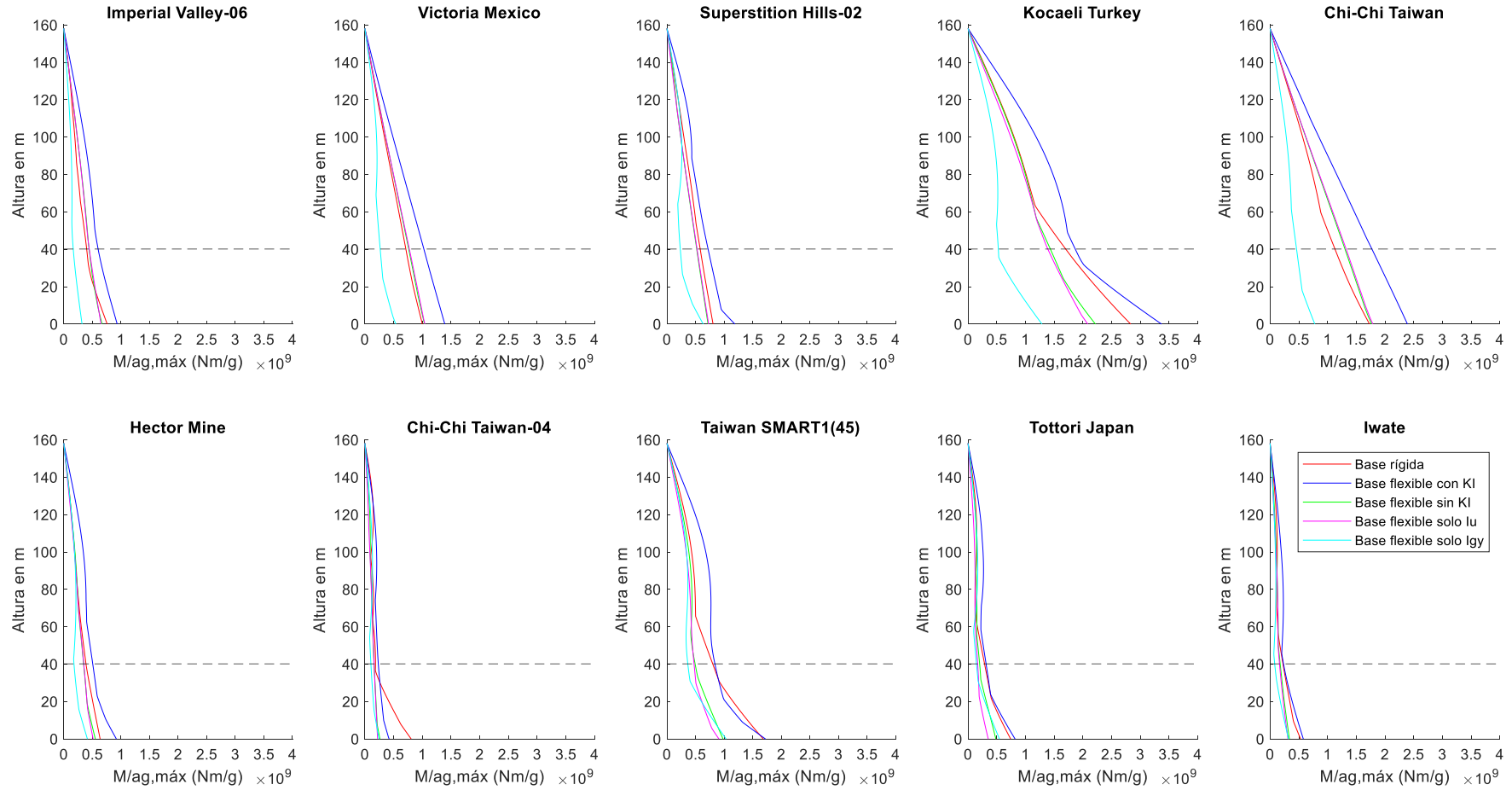


Figura 45. Envolventes de momentos por sismos para un suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

2.2.3.3. Representaciones por ratios

A continuación, se presentan las ratios obtenidas para este suelo no homogéneo. Al igual que se hizo en el *Apartado 2.2.1.3*, primero se representa las ratios correspondientes a las medias de todos los sismos (*Figura 46*) y luego las ratios de cada sismo por separado (de la *Figura 47* a la *Figura 56*).

Por lo general, los resultados son similares a los obtenidos para el suelo homogéneo, sin embargo, atendiendo a los resultados medios, sí se puede apreciar que la influencia de los factores de interacción cinemática para este perfil heterogéneo es menor que la que se daba en el suelo homogéneo, pues las ratios de las deflexiones y de los momentos en base flexible con KI con respecto a base rígida y a base flexible sin KI son menores que las que se daban en el suelo homogéneo. No obstante, en los cortantes la influencia de la interacción cinemática suelo-estructura parece mantenerse similar en ambos casos, al menos en la subestructura y en la base.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Medias de todos los terremotos

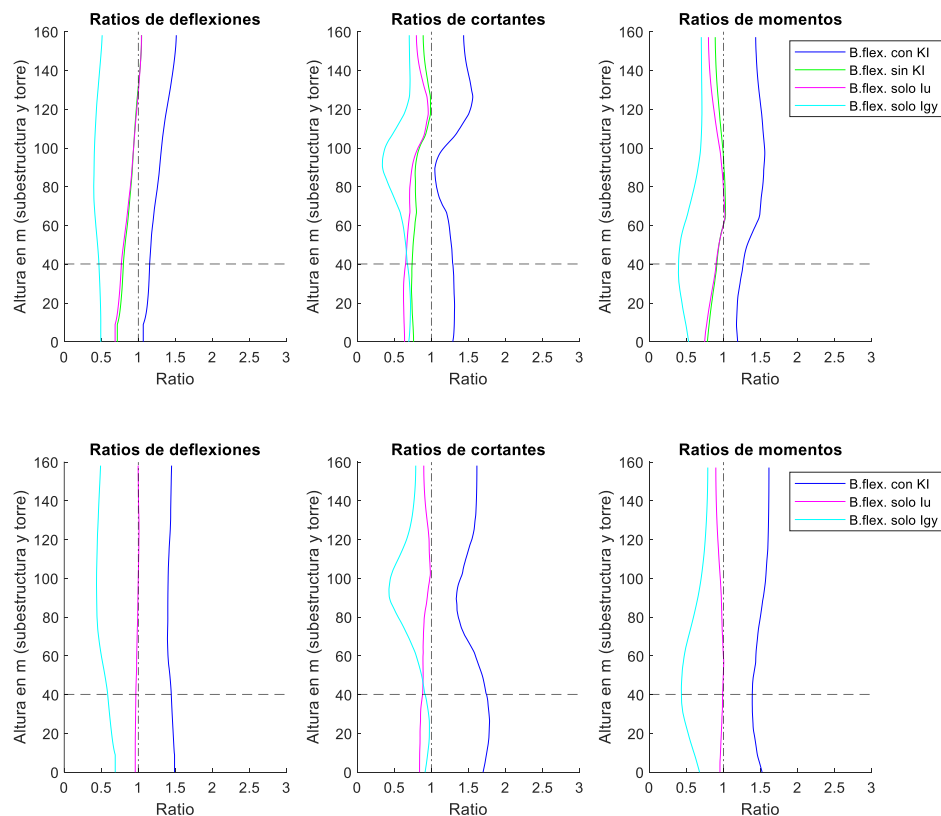


Figura 46. Ratios para las medias de todos los terremotos, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Imperial Valley-06

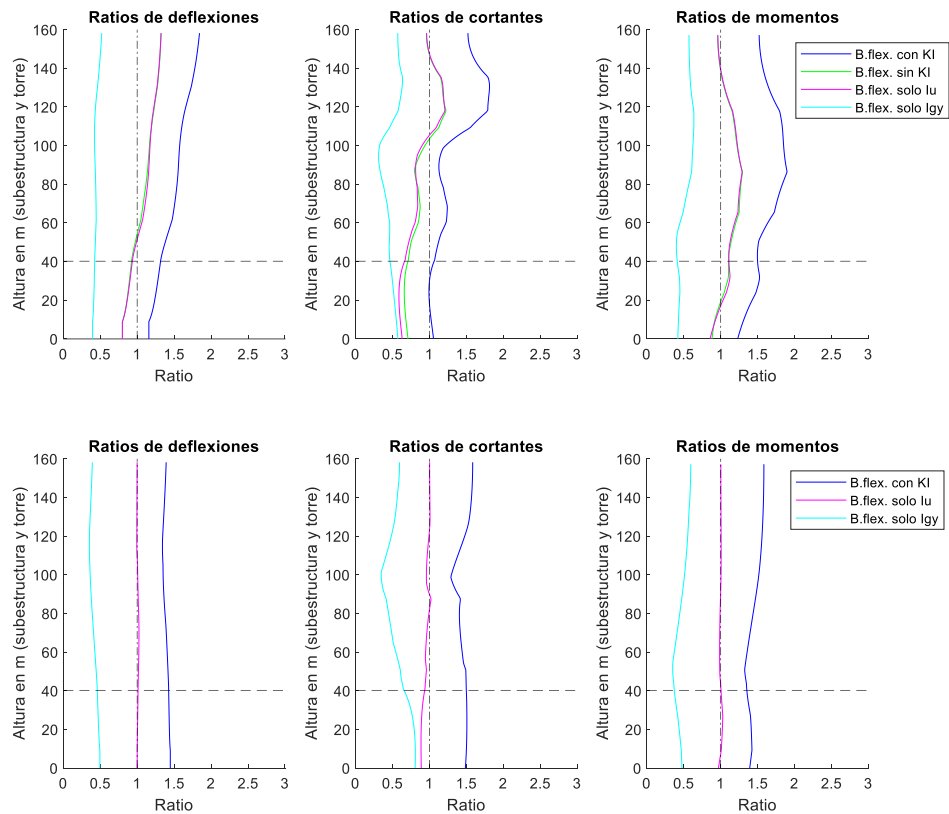


Figura 47. Ratios para el terremoto Imperial Valley-06, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Victoria Mexico

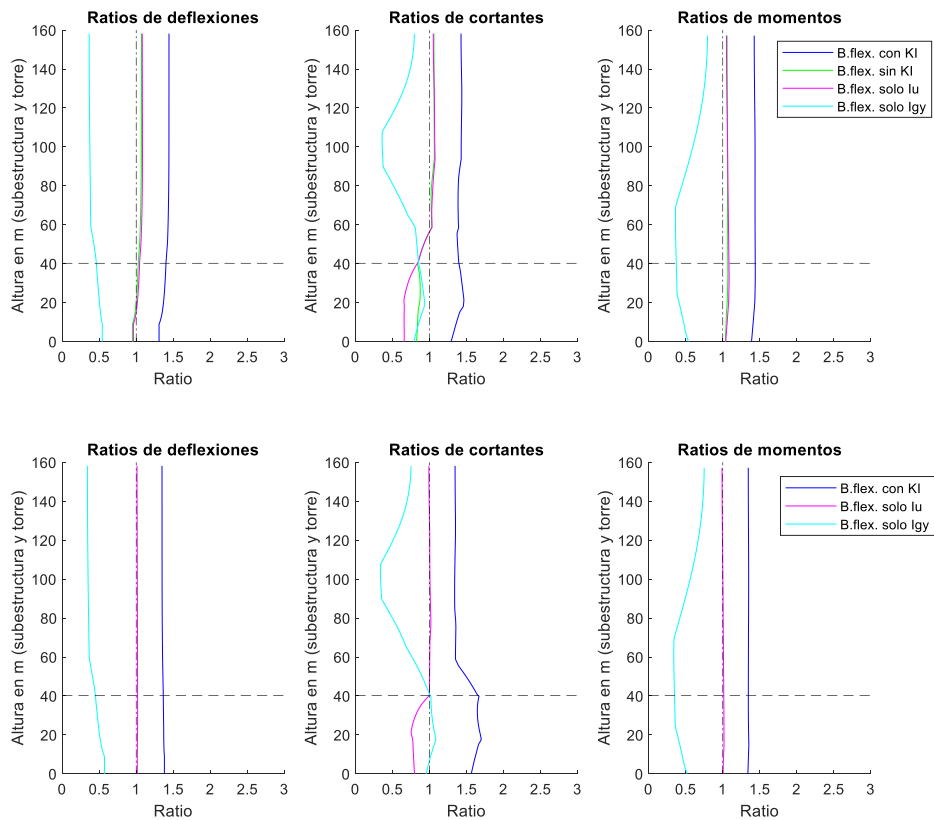


Figura 48. Ratios para el terremoto Victoria Mexico, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Superstition Hills-02

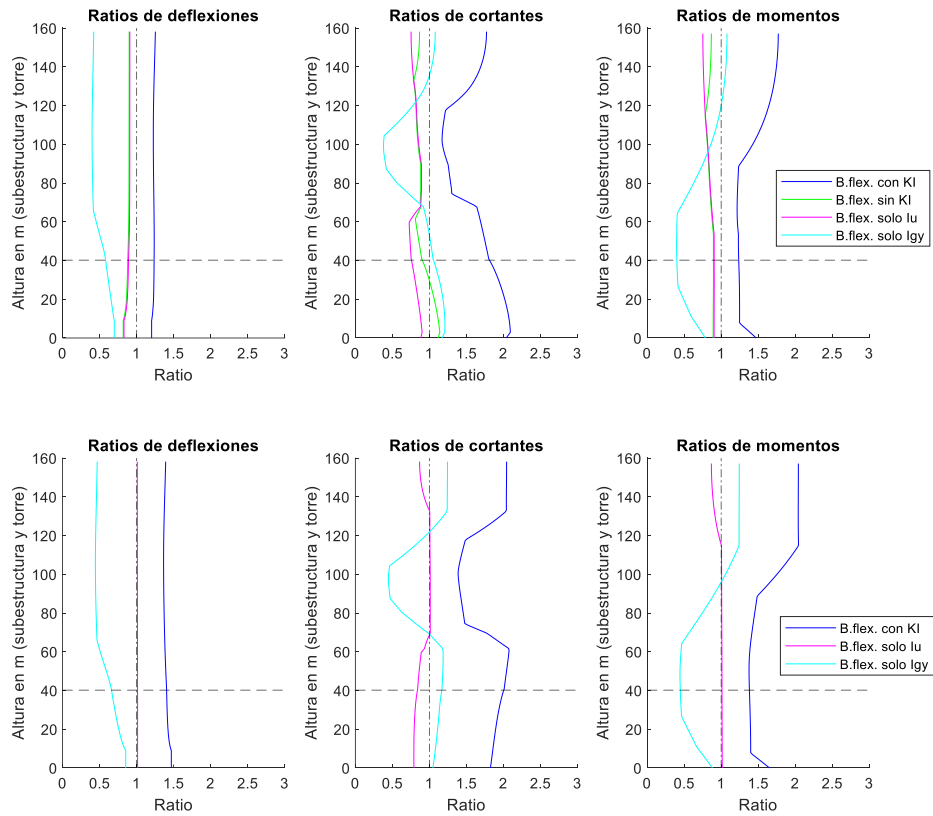


Figura 49. Ratios para el terremoto Superstition Hills-02, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Kocaeli Turkey

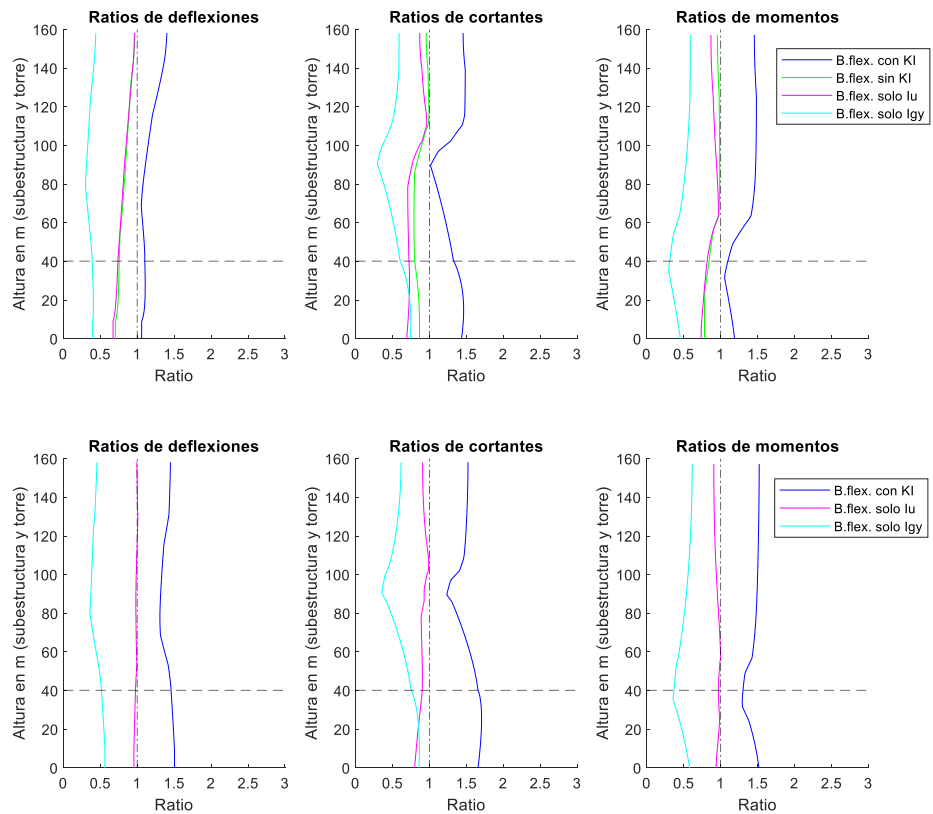


Figura 50. Ratios para el terremoto Kocaeli Turkey, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Chi-Chi Taiwan

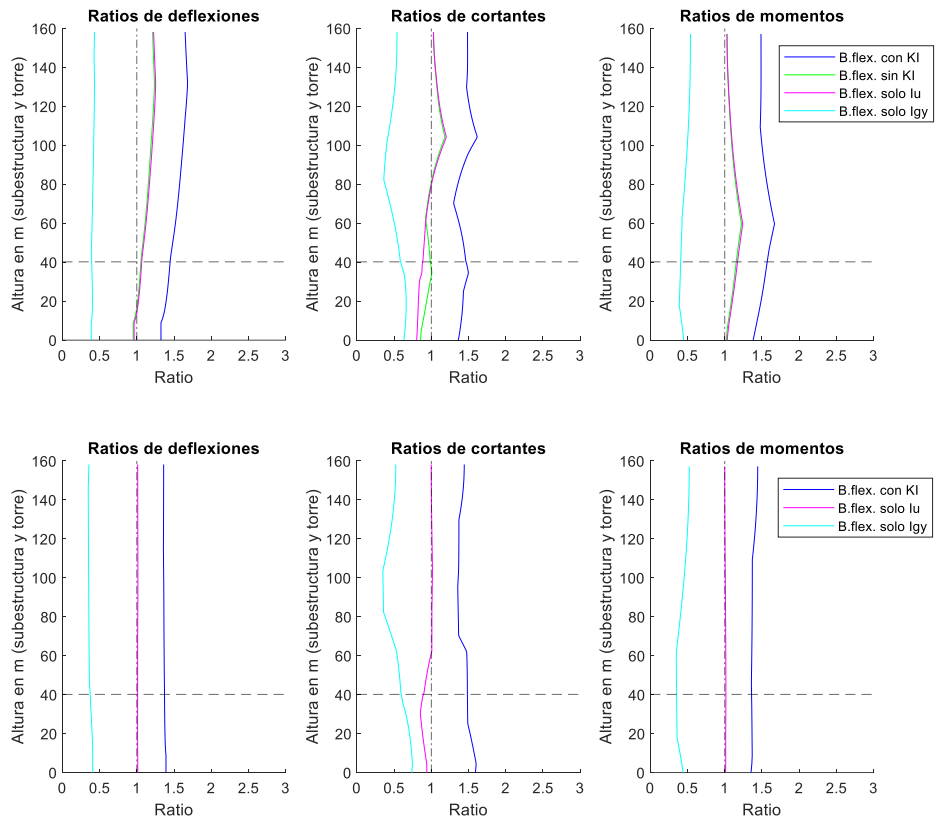


Figura 51. Ratios para el terremoto Chi-Chi Taiwan, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Hector Mine

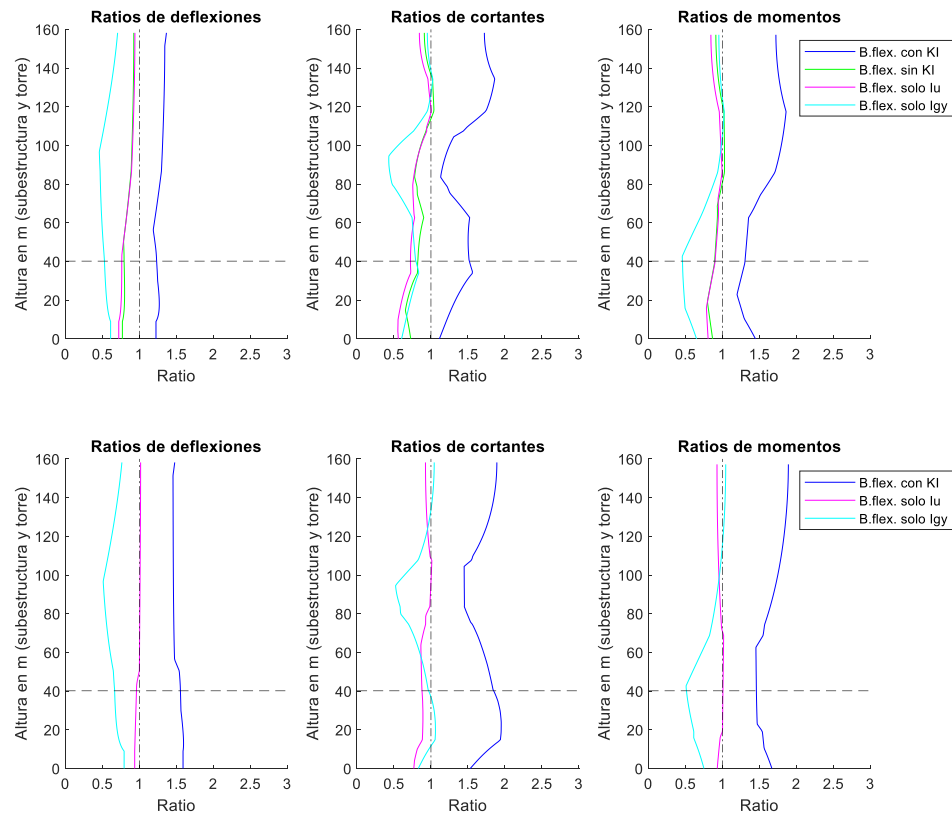


Figura 52. Ratios para el terremoto Hector Mine, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Chi-Chi Taiwan-04

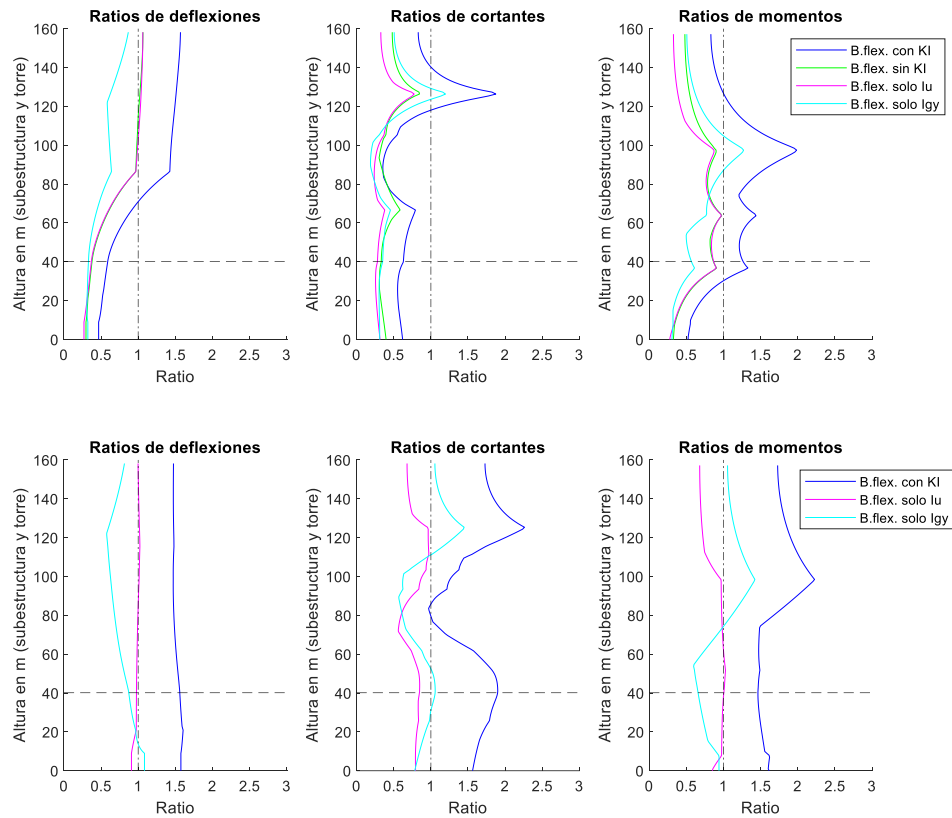


Figura 53. Ratios para el terremoto Imperial Chi-Chi Taiwan-04, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Taiwan SMART1(45)

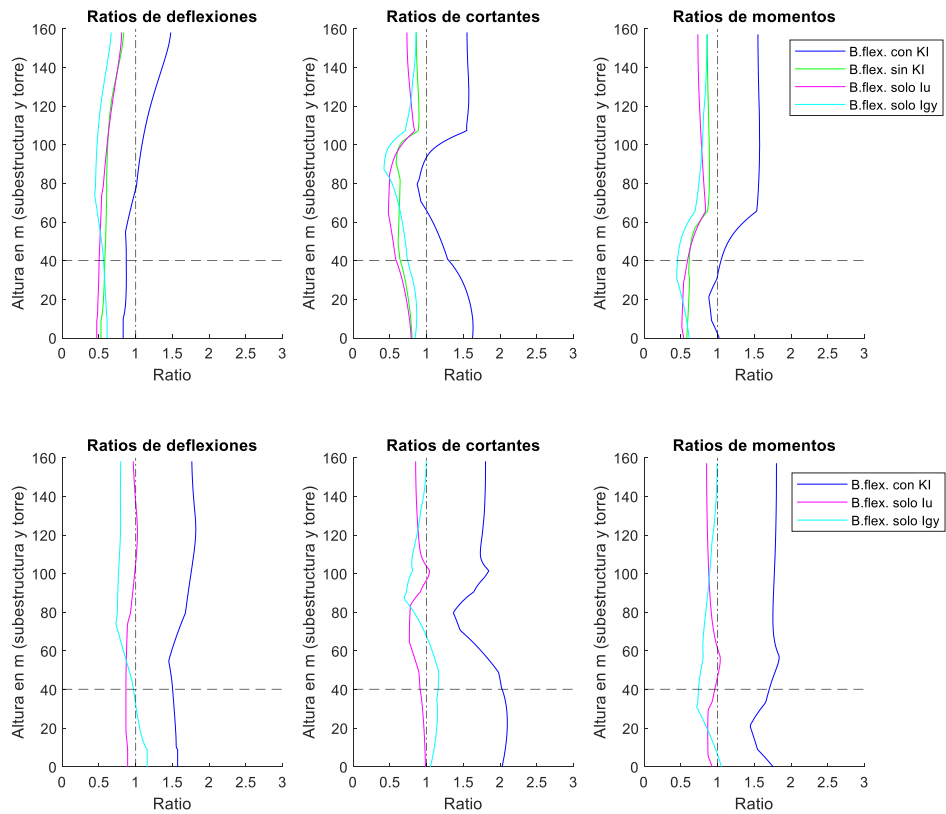


Figura 54. Ratios para el terremoto Taiwan SMART1(45), suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Tottori Japan

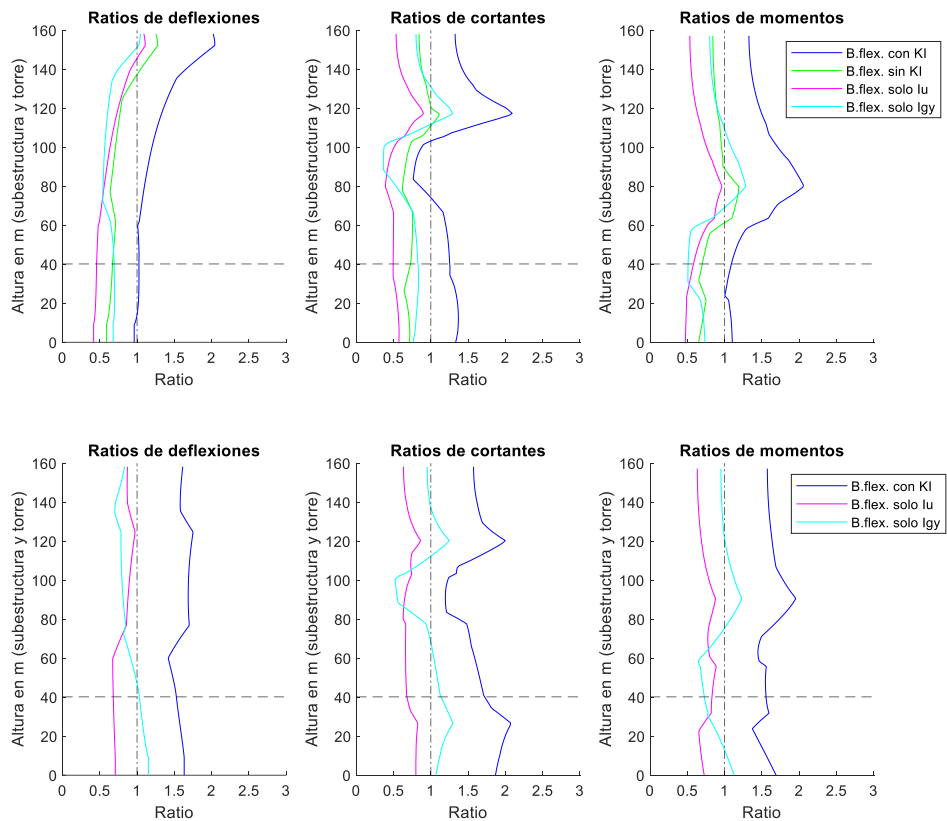


Figura 55. Ratios para el terremoto Tottori Japan, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Iwate

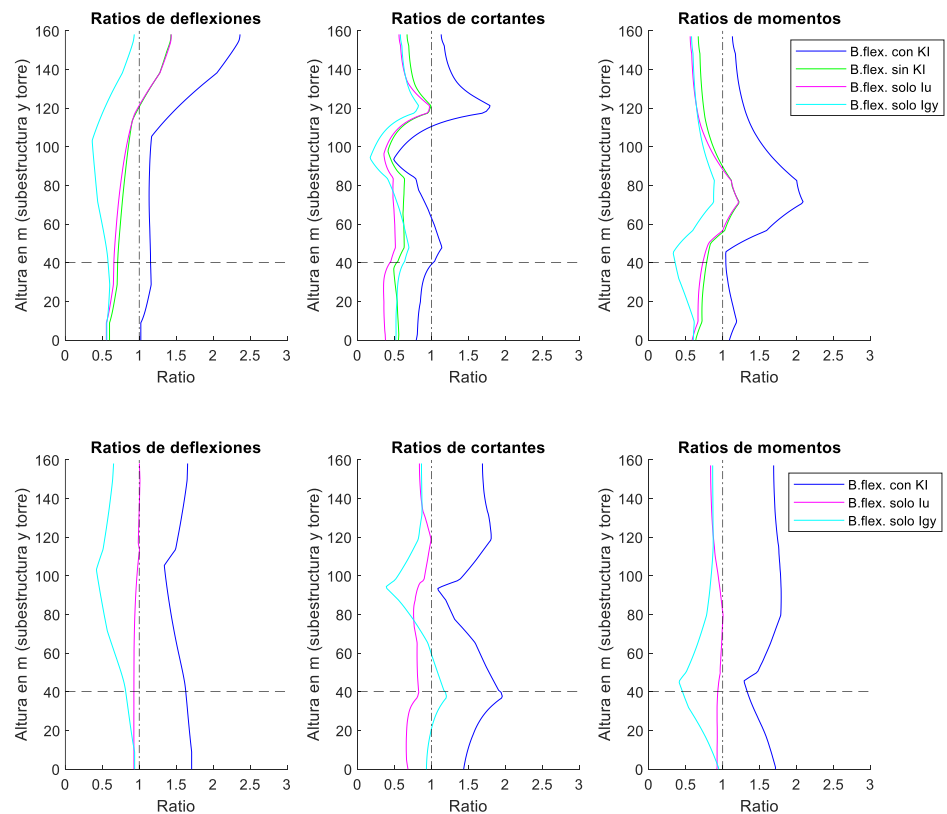


Figura 56. Ratios para el terremoto Iwate, suelo heterogéneo con $V_{s,30}=100$ m/s.

2.2.4. Variación de la respuesta máxima para distintos suelos heterogéneos

En este apartado, se analiza la influencia del cambio de la velocidad media de corte en los 30 primeros metros ($V_{S,30}$) sobre las deflexiones y esfuerzos máximos que se obtienen para cada modelo y para cada sismo, al igual que se hizo en el *Apartado 2.2.2* pero ahora analizando lechos marinos no homogéneos.

2.2.4.1. Representaciones por modelos

A continuación, se muestran las representaciones correspondientes a las deflexiones (*Figura 57*), cortantes (*Figura 58*) y momentos máximos (*Figura 59*) que se obtienen para cada $V_{S,30}$ considerada. Debido a las similitudes que se tienen en las curvas obtenidas para este caso con respecto a las representaciones que se tenían en los suelos homogéneos, las consideraciones realizadas en el *Apartado 2.2.2.1* son válidas para este caso.

En cuanto a las deflexiones, las diferencias principales se dan para los suelos con las menores $V_{S,30}$, donde se obtienen deflexiones más pequeñas en los modelos de base flexible con KI y con solamente I_{gy} , en comparación a los resultados de los suelos homogéneos.

Atendiendo a los esfuerzos cortantes y momentos, se aprecia una disminución general de los esfuerzos máximos que se dan en base flexible con KI, tanto en las medias como en la mayoría de los sismos. Esto también se aprecia, pero en menor medida, en el modelo en base flexible con solamente I_{gy} . Además, los máximos esfuerzos en la curva media del modelo de base flexible con KI se dan para una $V_{S,30}$ de 175 m/s, cuando en los suelos homogéneos se daban en 150 m/s.

DEFLEXIONES EN LA GÓNDOLA vs Vs,30

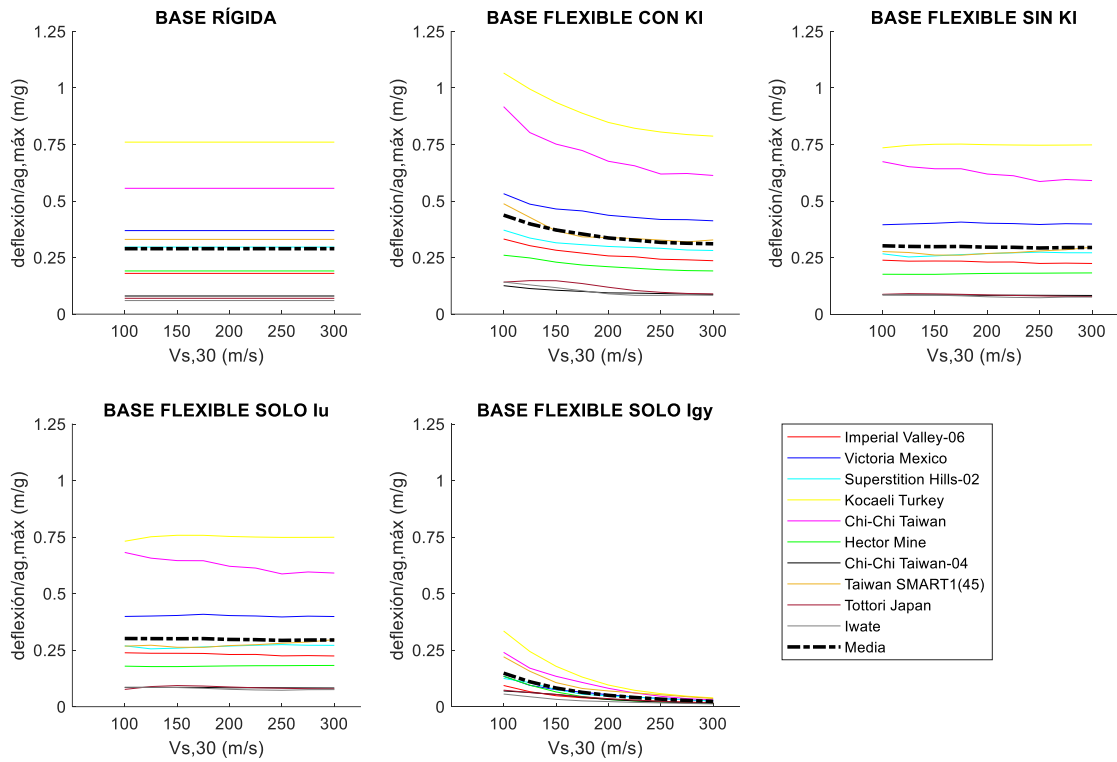


Figura 57. Deflexiones máximas vs Vs,30 por modelos (suelos heterogéneos).

CORTANTES EN LA BASE vs Vs,30

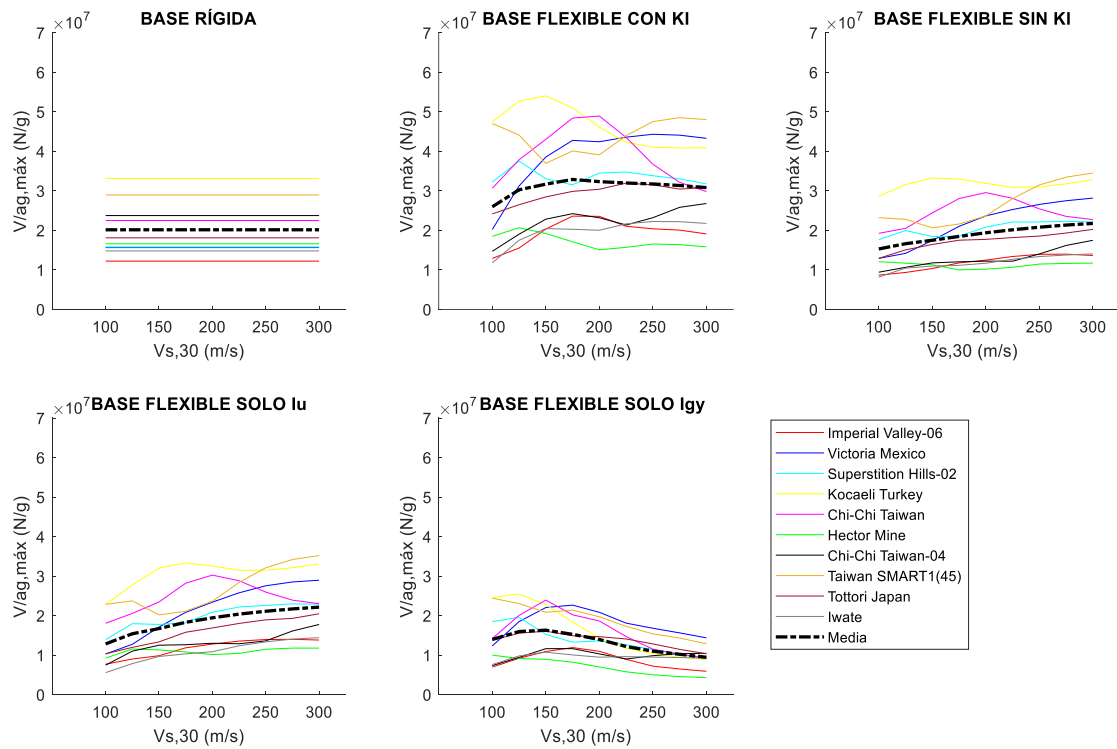


Figura 58. Cortantes máximos vs Vs,30 por modelos (suelos heterogéneos).

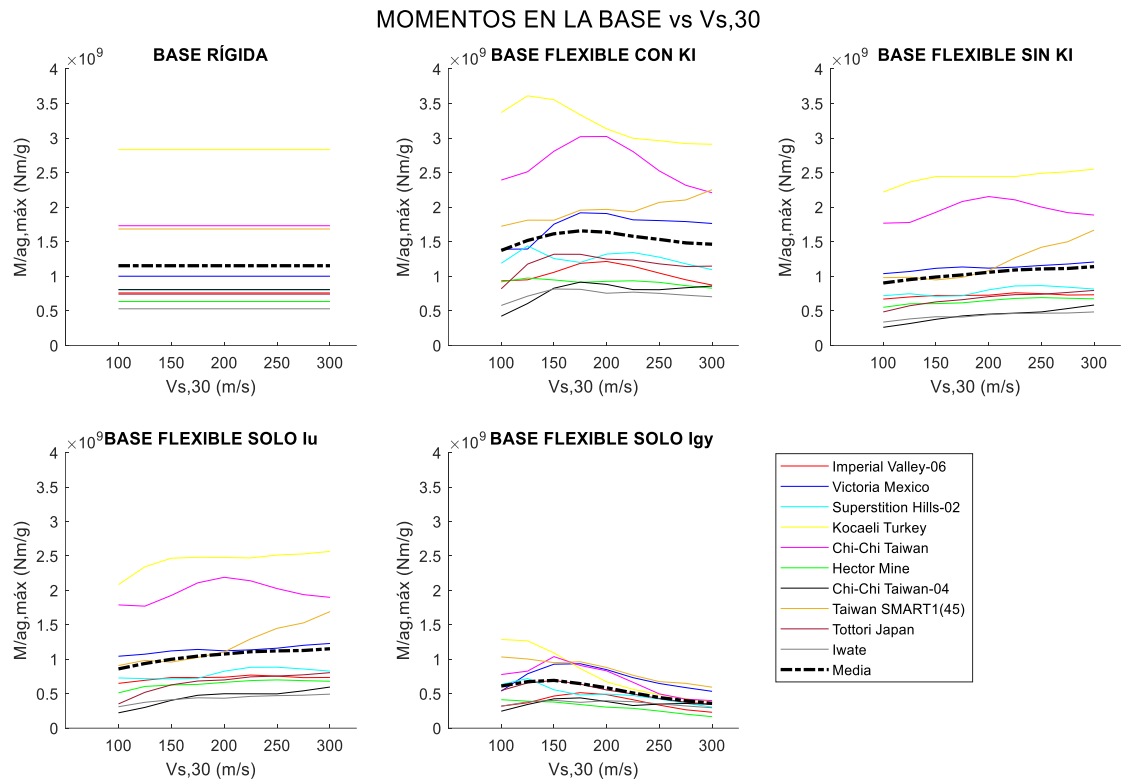


Figura 59. Momentos máximos vs $V_{s,30}$ por modelos (suelos heterogéneos).

2.2.4.2. Representaciones por sismos

En la Figura 60, Figura 61 y Figura 62, se ilustran las representaciones por sismos, donde se muestran las deflexiones, cortantes y momentos máximos con respecto a las $V_{s,30}$. Se pone en consideración lo ya mencionado: se produce una disminución general de las deflexiones y esfuerzos máximos con respecto a los suelos homogéneos. En cuanto a los esfuerzos, para la gran mayoría de los sismos (excepto en los terremotos "Hector Mine" y "Chi-Chi Taiwan-04"), en todos los suelos los esfuerzos máximos que se obtienen para el modelo en base flexible con KI son mayores que los que se dan en base rígida. Además, también se percibe que no existe una distribución clara en cuanto a las curvas que se obtienen, pues cada sismo da lugar a una curva en particular, al igual que ocurría con los perfiles homogéneos.

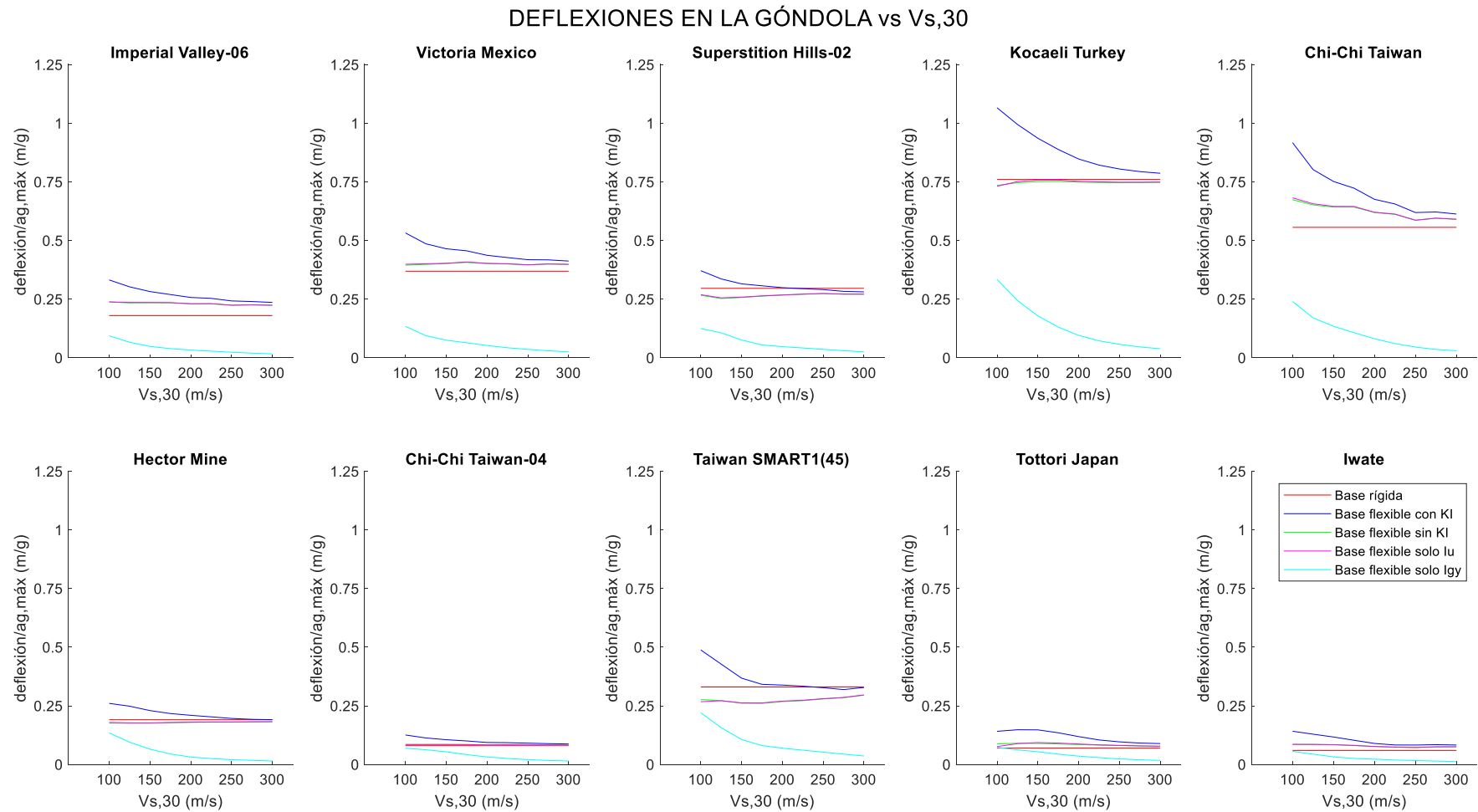


Figura 60. Deflexiones máximas vs Vs,30 por sismos (suelos heterogéneos).

CORTANTES EN LA BASE vs Vs,30

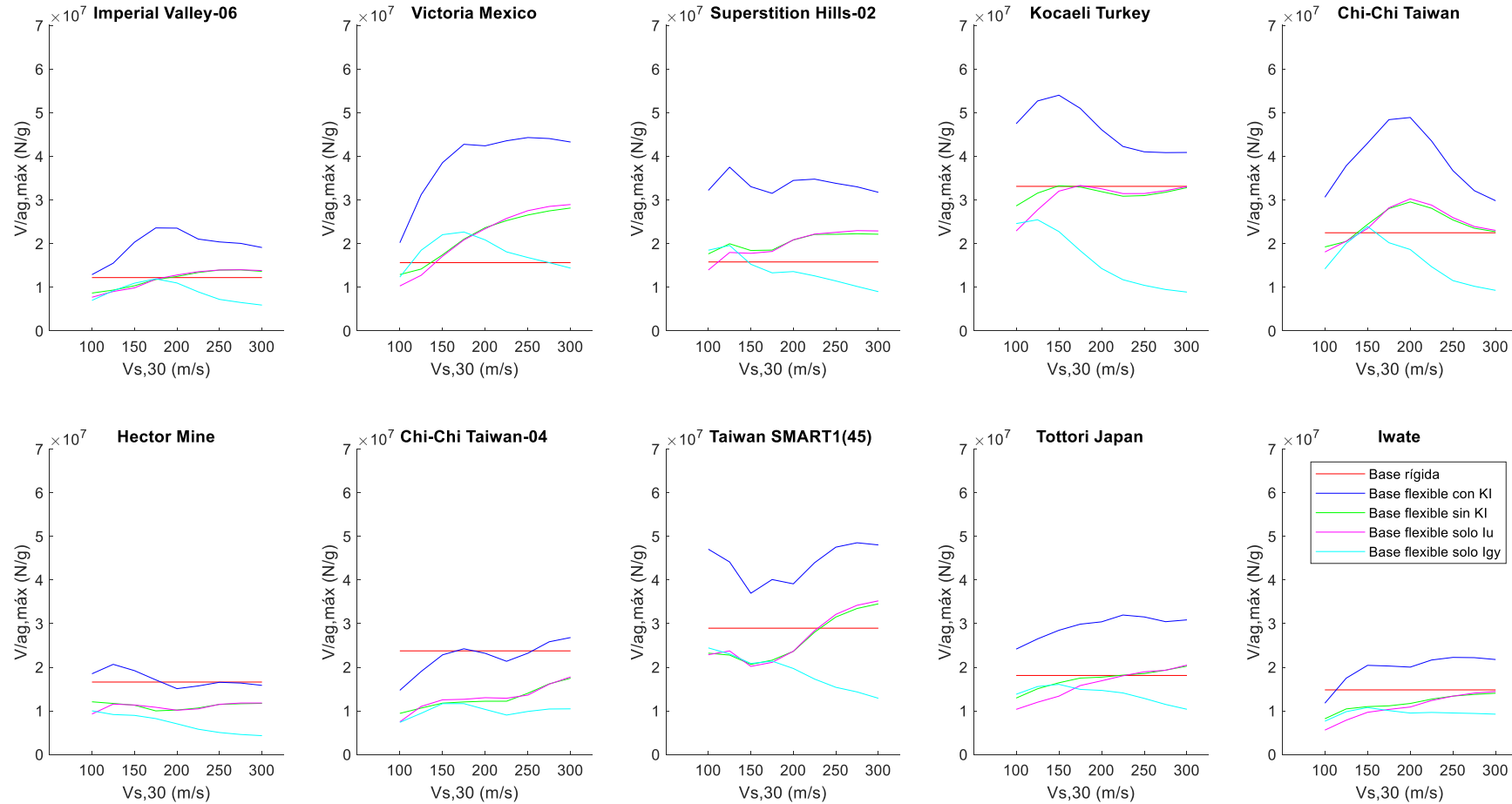


Figura 61. Cortantes máximas vs Vs,30 por sismos (suelos heterogéneos).

MOMENTOS EN LA BASE vs Vs,30

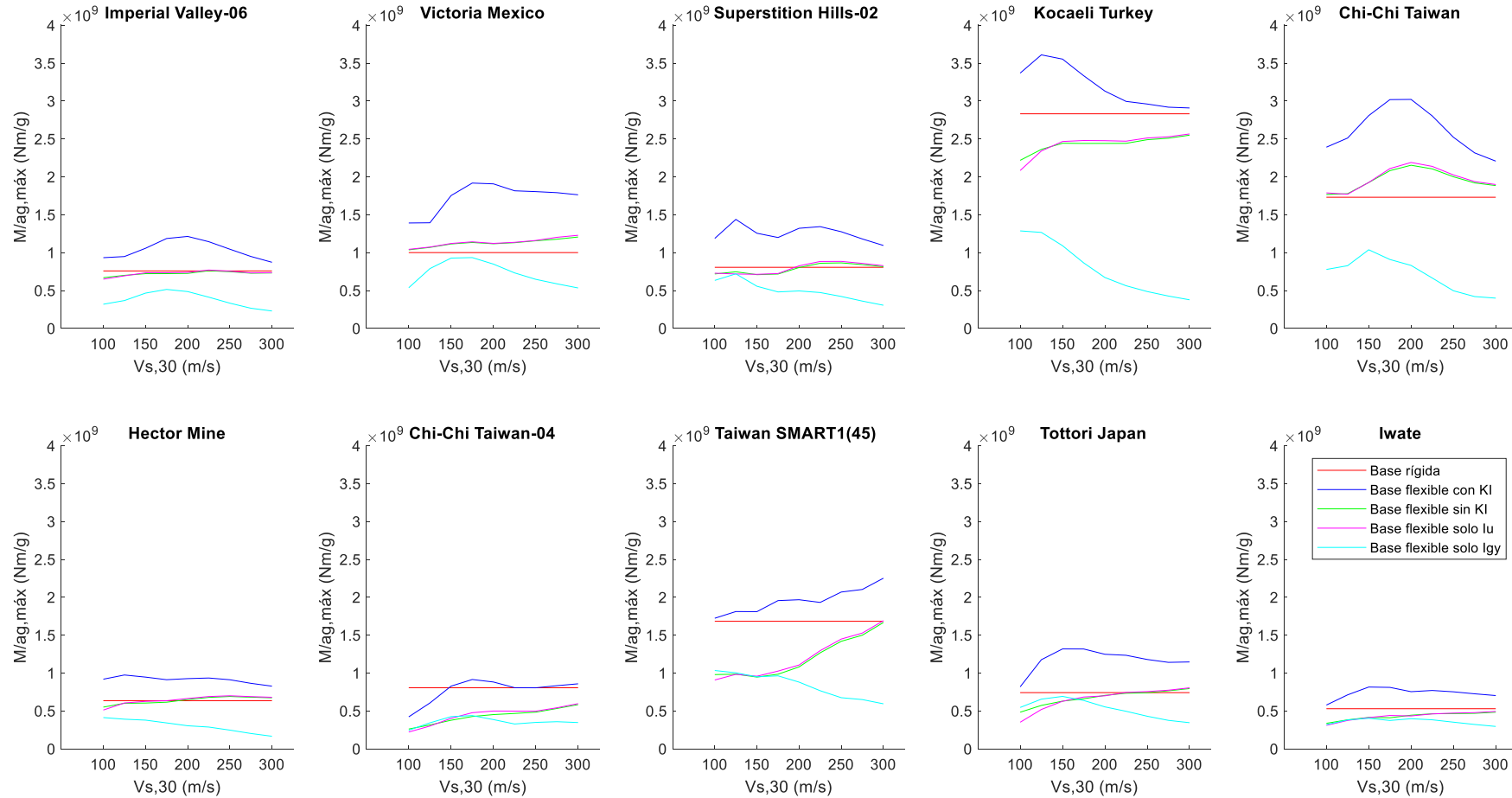


Figura 62. Momentos máximos vs Vs,30 por sismos (suelos heterogéneos).

2.2.4.3. Representaciones por ratios

De la *Figura 63* a la *Figura 73* se ilustran las representaciones de las ratios frente a las $V_{S,30}$ de los suelos estudiados, donde en la *Figura 63* se representan las medias obtenidas teniendo en cuenta todos los sismos, y en las demás se detallan los resultados para cada terremoto por separado. En general, los resultados siguen una tendencia similar a los obtenidos en los suelos homogéneos.

En la representación donde figuran las medias de los terremotos (*Figura 63*), se ilustra que, para los perfiles no homogéneos, la influencia de los factores de interacción cinemática en los resultados máximos disminuye en comparación con la que se tenía en los perfiles homogéneos, pues la curva que corresponde a base flexible con KI queda más cerca de la línea horizontal que marca el valor unitario.

Por otra parte, en la mayoría de los sismos y en el modelo en base flexible que considera solo el factor I_{gy} , los esfuerzos en la base son menores en comparación a los del modelo en base flexible sin KI, al contrario de lo que se tenía en los perfiles homogéneos. La influencia del factor I_{gy} ha disminuido para los suelos heterogéneos, nótese que su curva de ratios ha bajado de posición con respecto a la que se tenía en los perfiles homogéneos.

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a flexible sin KI (2ª fila) - Medias de todos los terremotos

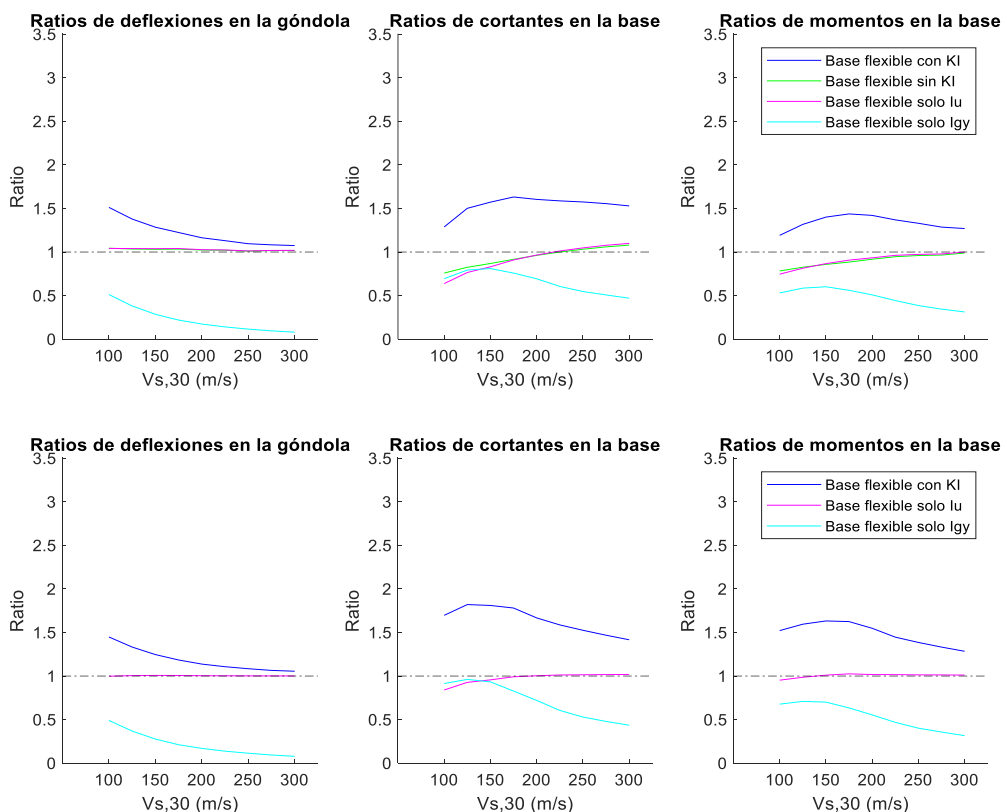


Figura 63. Ratios vs $V_{s,30}$ para las medias de todos los terremotos (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Imperial Valley-06

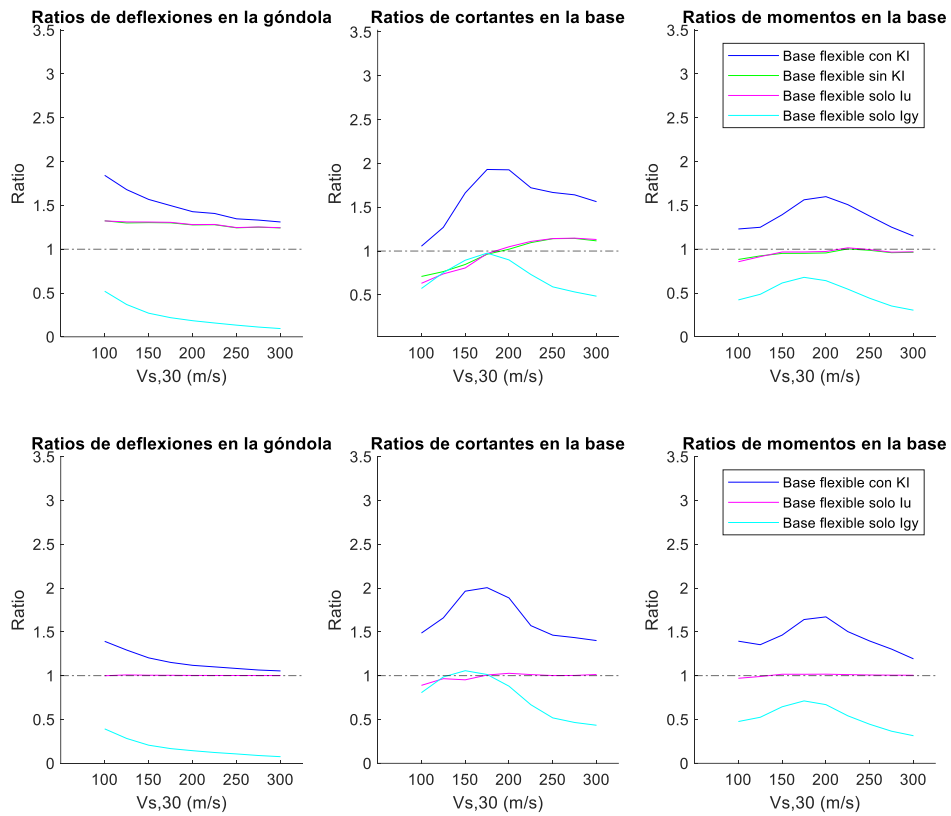


Figura 64. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Imperial Valley-06 (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Victoria Mexico

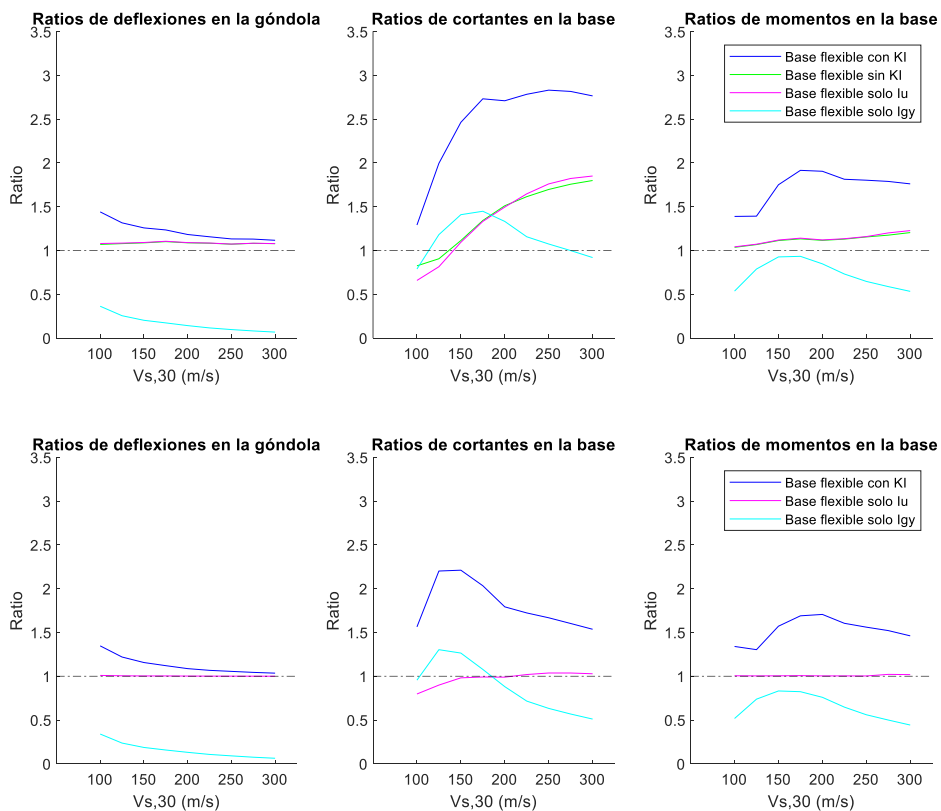


Figura 65. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Victoria Mexico (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Superstition Hills-02

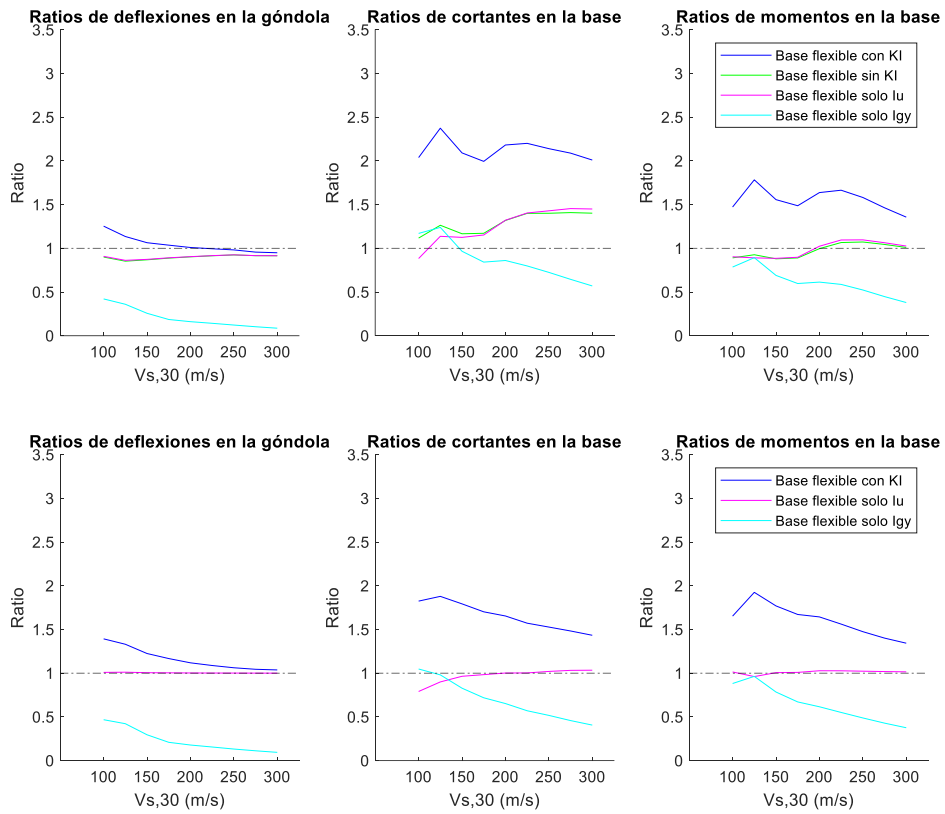


Figura 66. Ratios vs Vs,30 para el terremoto Superstition Hills-02 (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Kocaeli Turkey

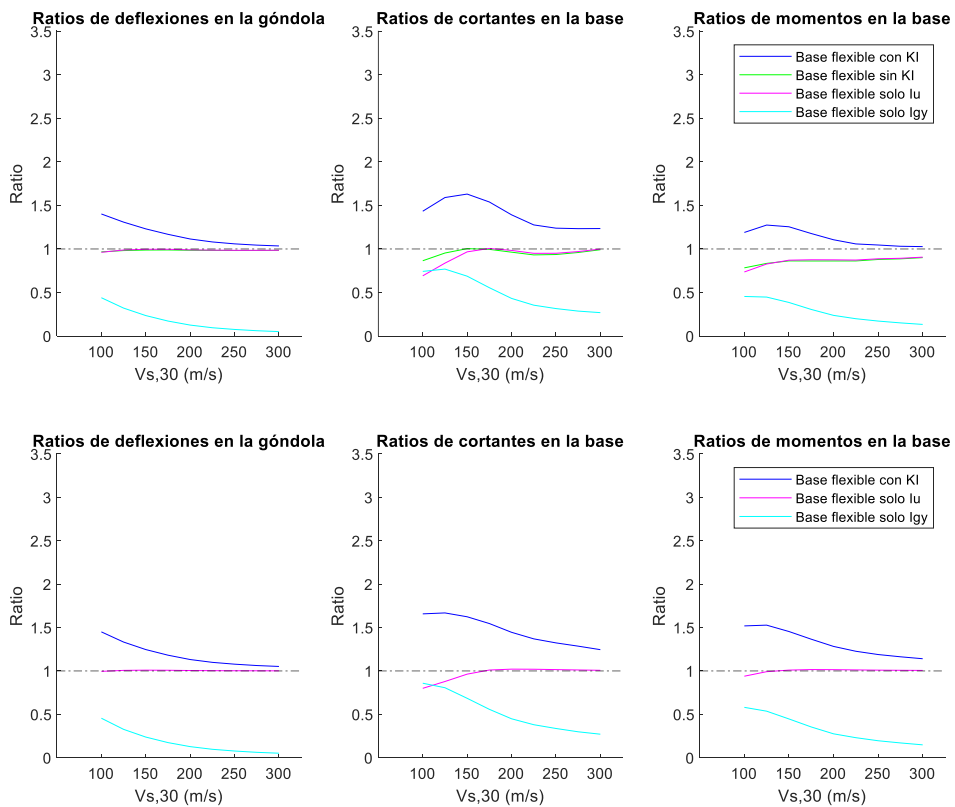


Figura 67. Ratios vs Vs,30 para el terremoto Kocaeli Turkey (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Chi-Chi Taiwan

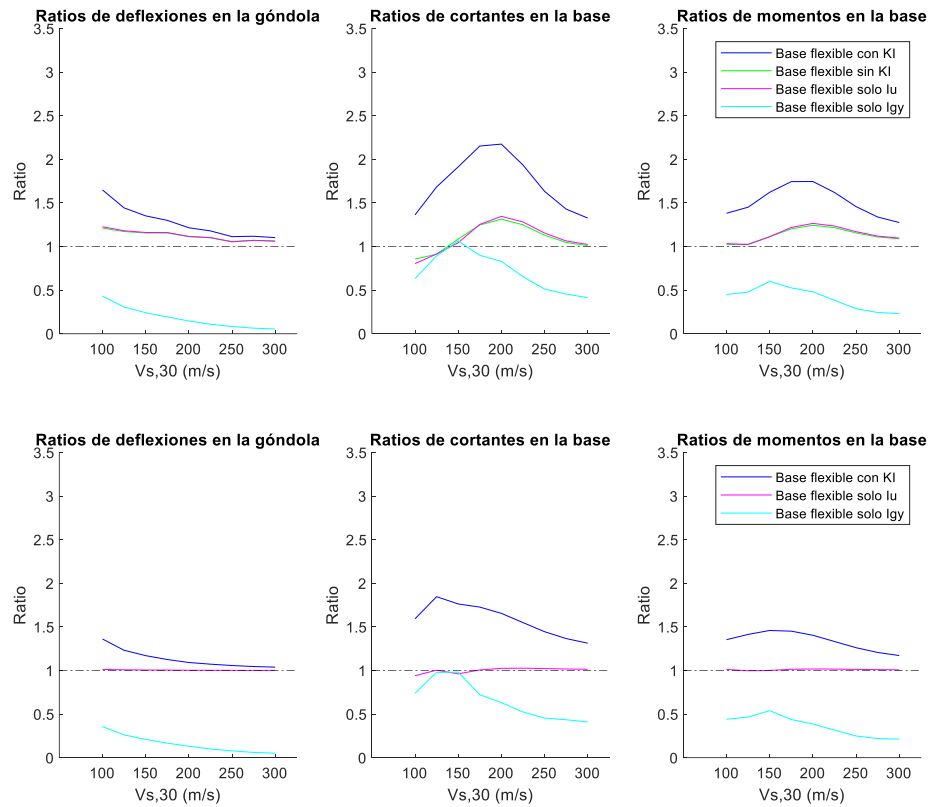


Figura 68. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Chi-Chi Taiwan (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Hector Mine

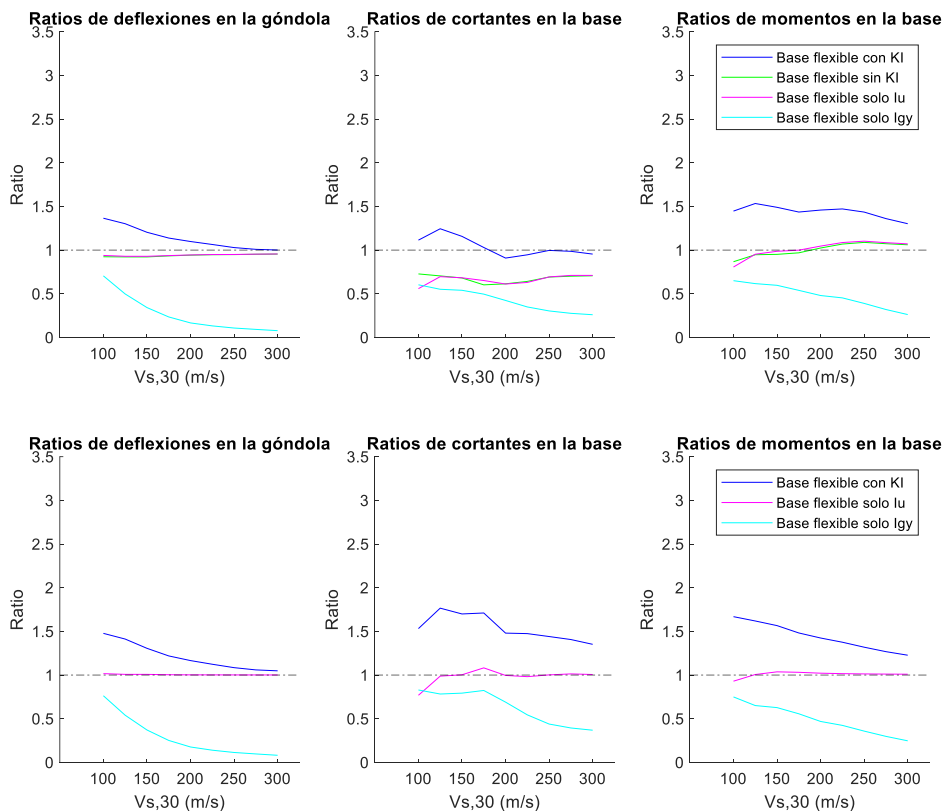


Figura 69. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Hector Mine (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Chi-Chi Taiwan-04

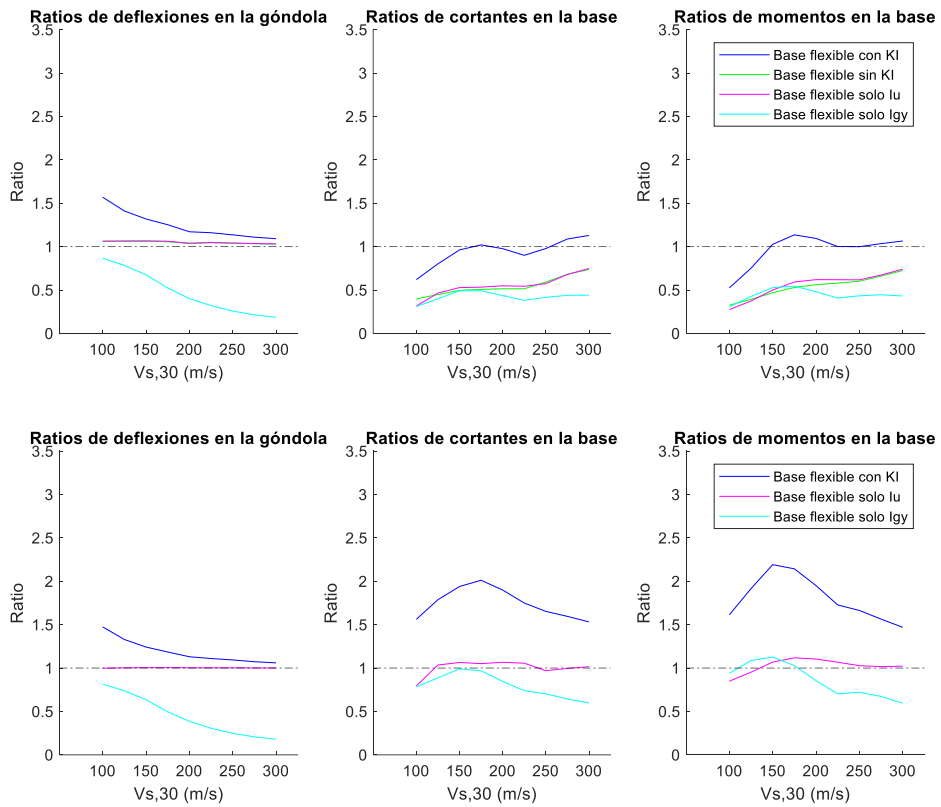


Figura 70. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Chi-Chi Taiwan-04 (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Taiwan SMART1(45)

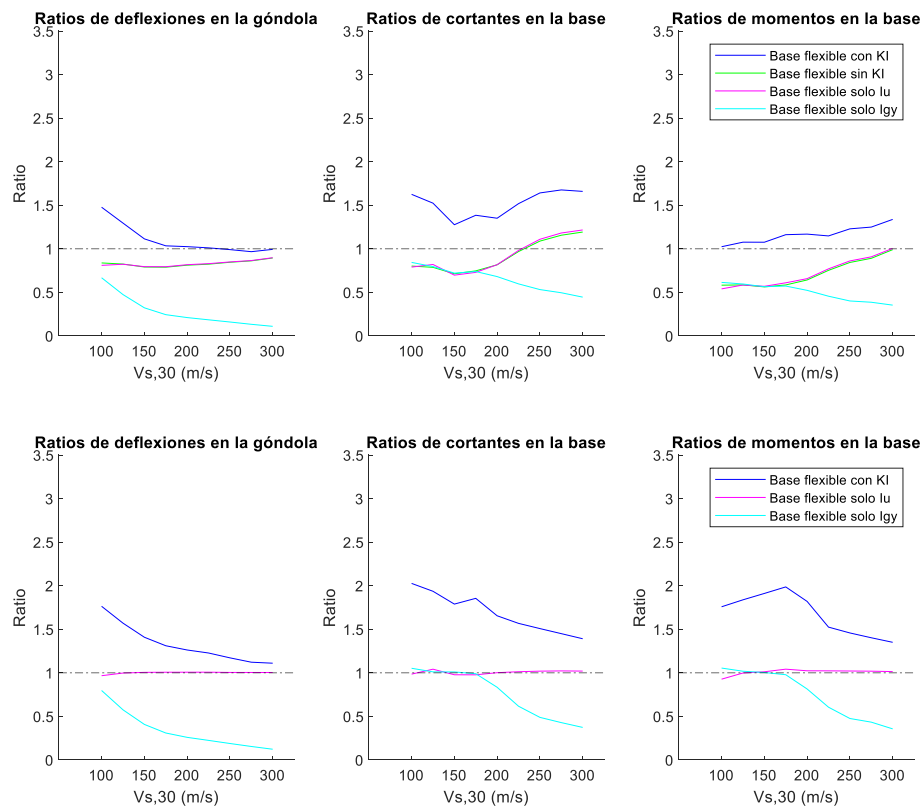


Figura 71. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Taiwan SMART1(45) (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Tottori Japan

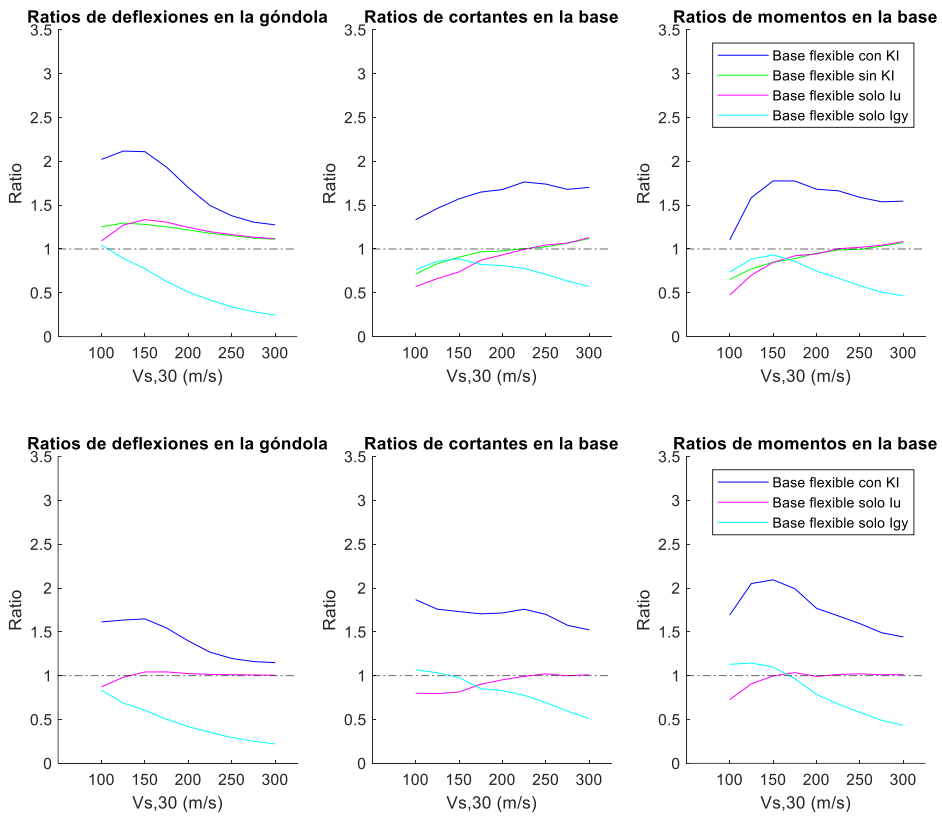


Figura 72. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Tottori Japan (suelos heterogéneos).

Ratios con respecto a base rígida (1ª fila) y a base flexible sin KI (2ª fila) - Iwate

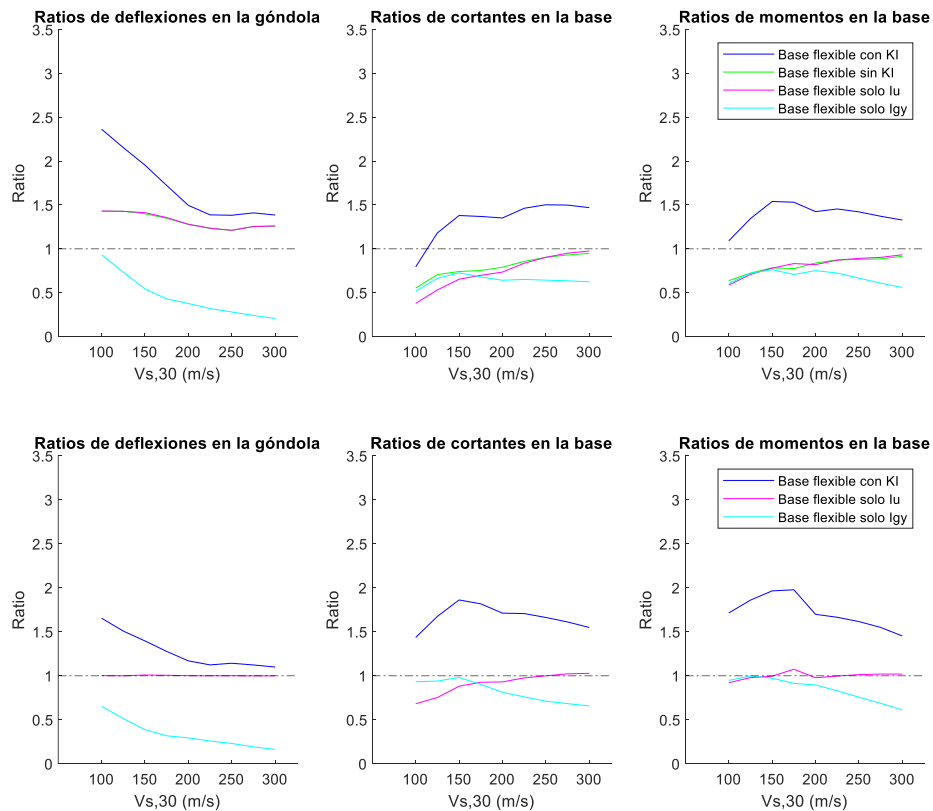


Figura 73. Ratios vs $V_{s,30}$ para el terremoto Iwate (suelos heterogéneos).

2.2.5. Comparativa entre suelos homogéneos y heterogéneos

2.2.5.1. Comparativa de las envolventes medias obtenidas

En este epígrafe se comparan las envolventes de deflexiones (*Figura 74*) y esfuerzos (*Figura 75* y *Figura 76*) que se obtuvieron para el suelo homogéneo ($V_s = 100$ m/s) y para el no homogéneo ($V_{s,30} = 100$ m/s) mostrándolas por modelos. Con una curva azul se representa las envolventes correspondientes al suelo homogéneo, mientras que con la negra se muestran las del perfil heterogéneo.

Se perciben diferencias entre ambos en los modelos en base flexible con KI y con solo I_{gy} , mientras que en los modelos de base flexible sin KI y con solo I_u se dan resultados muy parecidos para ambos perfiles de suelo. Debido a esto, el cambio que se da en las envolventes al pasar de un perfil homogéneo a uno no homogéneo viene marcado por el factor de interacción cinemática rotacional (I_{gy}).

Como se observa, las deflexiones y esfuerzos que se obtienen en el modelo en base flexible con KI y en el de solo I_{gy} para el suelo homogéneo son ligeramente superiores a las que se dan en el suelo heterogéneo. Por ello, la influencia del factor I_{gy} en el suelo homogéneo es mayor que la tiene este mismo en el suelo heterogéneo. Sin embargo, en los cortantes (*Figura 75*), se observa que en el modelo en base flexible que considera únicamente el factor I_u , ocurre lo contrario en la subestructura. No obstante, el aumento de los cortantes en el modelo donde se considera solamente el factor I_{gy} es mayor, de ahí a que en el modelo en base flexible con KI aumenten los cortantes en el suelo homogéneo.

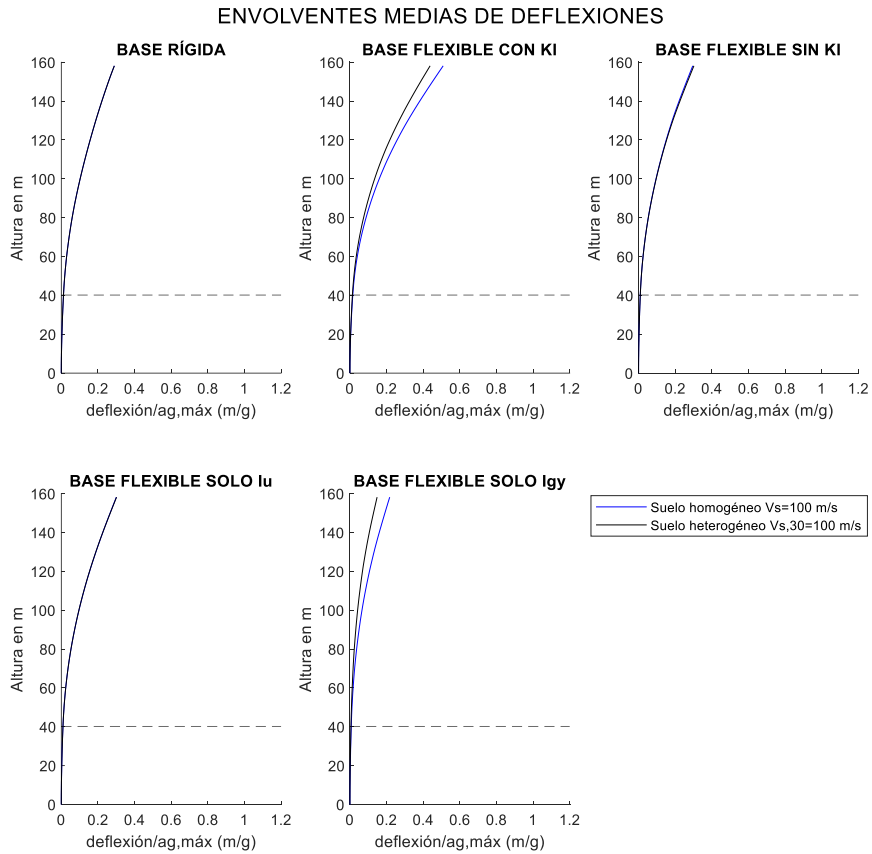


Figura 74. Comparación de las envolventes de deflexiones entre el suelo homogéneo y heterogéneo.

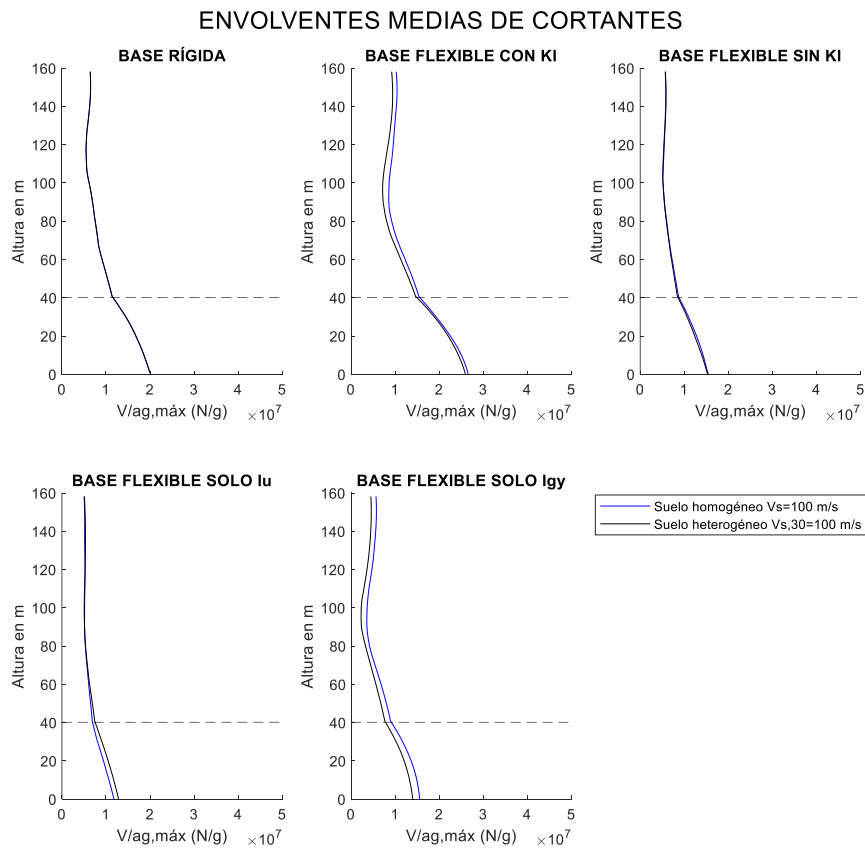


Figura 75. Comparación de las envolventes de cortantes entre el suelo homogéneo y heterogéneo.

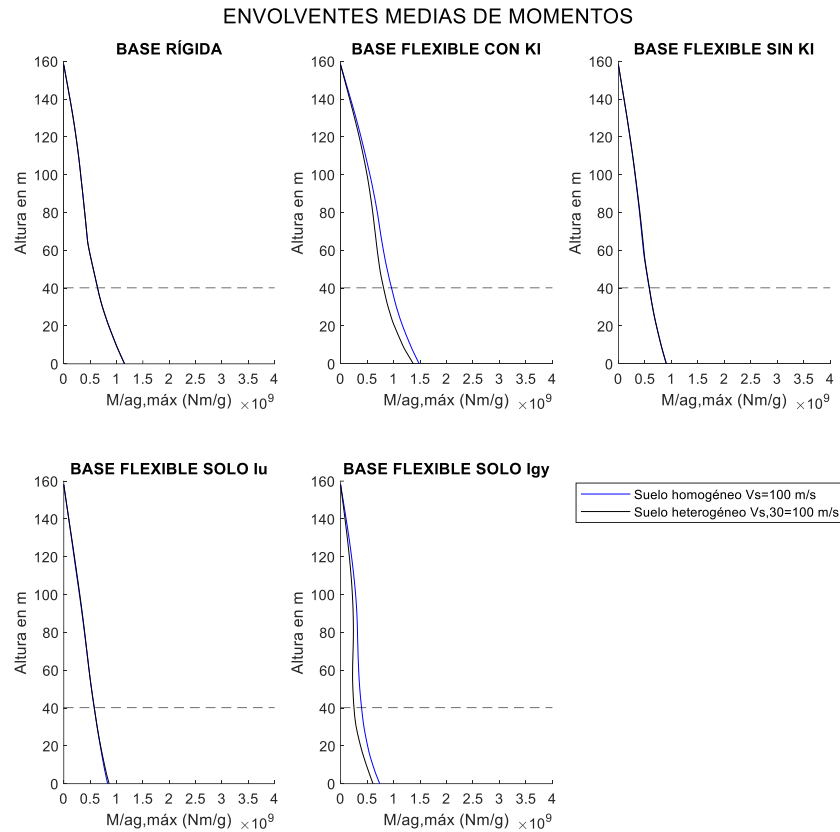


Figura 76. Comparación de las envolventes de momentos entre el suelo homogéneo y heterogéneo.

2.2.5.2. Comparativa de los valores máximos obtenidos para cada perfil

En este apartado se comparan las deflexiones y esfuerzos máximos obtenidos de las medias de todos los sismos para los perfiles homogéneos y heterogéneos. Para ello, se representan los resultados máximos de deflexiones (Figura 77), cortantes (Figura 78) y momentos (Figura 79) frente a las velocidades de corte: V_s para los suelos homogéneos y $V_{s,30}$ para los heterogéneos.

Atendiendo a estas representaciones, se observa que las mayores diferencias entre los perfiles homogéneos y heterogéneos se dan en los modelos en base flexible con KI y con solamente I_{gy} , tanto en las deflexiones como en los esfuerzos máximos. En cuanto a los modelos en base flexible sin KI y con solo I_u , apenas existe variación en los resultados. Por tanto, las diferencias que se dan en los valores máximos al considerar perfiles homogéneos o heterogéneos en el modelo en base flexible con KI vienen marcadas por el factor I_{gy} . En las deflexiones, las mayores diferencias se dan en los suelos más blandos (V_s menores a 200 m/s), obteniéndose deflexiones más grandes en los perfiles homogéneos. En cuanto a los esfuerzos sí se aprecia una mayor diferencia entre ambos perfiles de suelos. Los cortantes y momentos máximos son mayores para los perfiles homogéneos, por lo que la interacción cinemática es más relevante en este caso. Además, las mayores diferencias entre considerar o no la homogeneidad del

suelo se dan para una $V_s - V_{s,30}$ de 150 m/s en los cortantes y momentos, luego, a medida que incrementa la rigidez del lecho marino esta diferencia parece ir disminuyendo poco a poco.

MEDIAS DE DEFLESIONES EN LA GÓNDOLA vs $V_s - V_{s,30}$

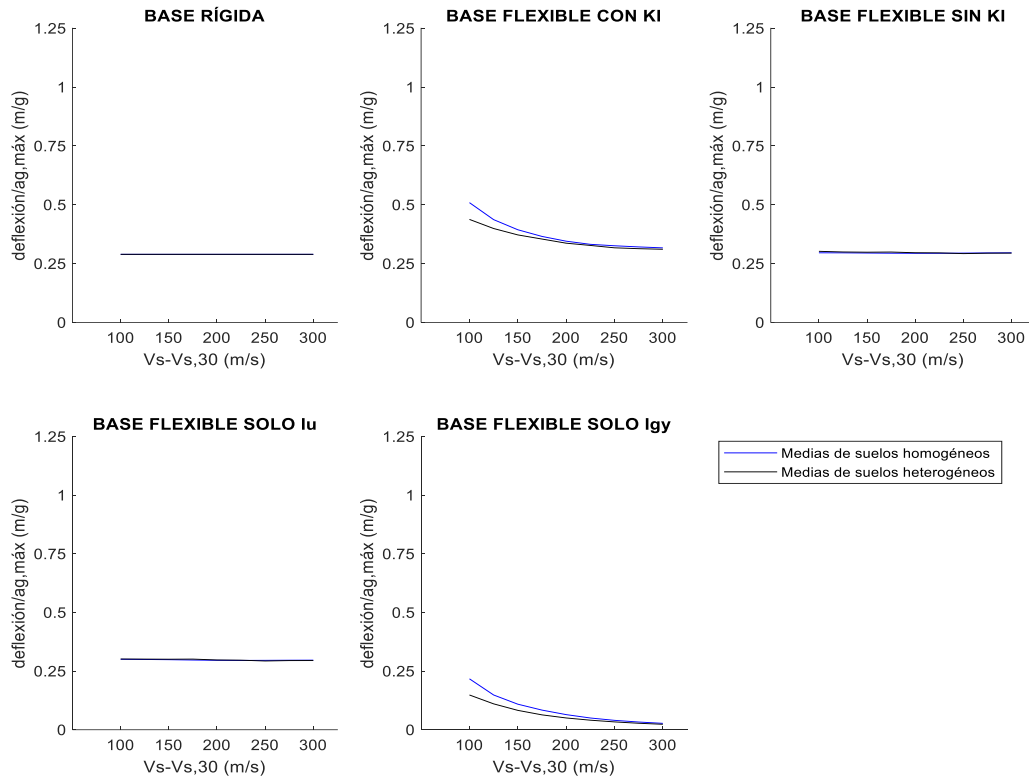


Figura 77. Comparativa de las medias de las deflexiones entre suelos homogéneos y heterogéneos.

MEDIAS DE CORTANTES EN LA BASE vs $V_s - V_{s,30}$

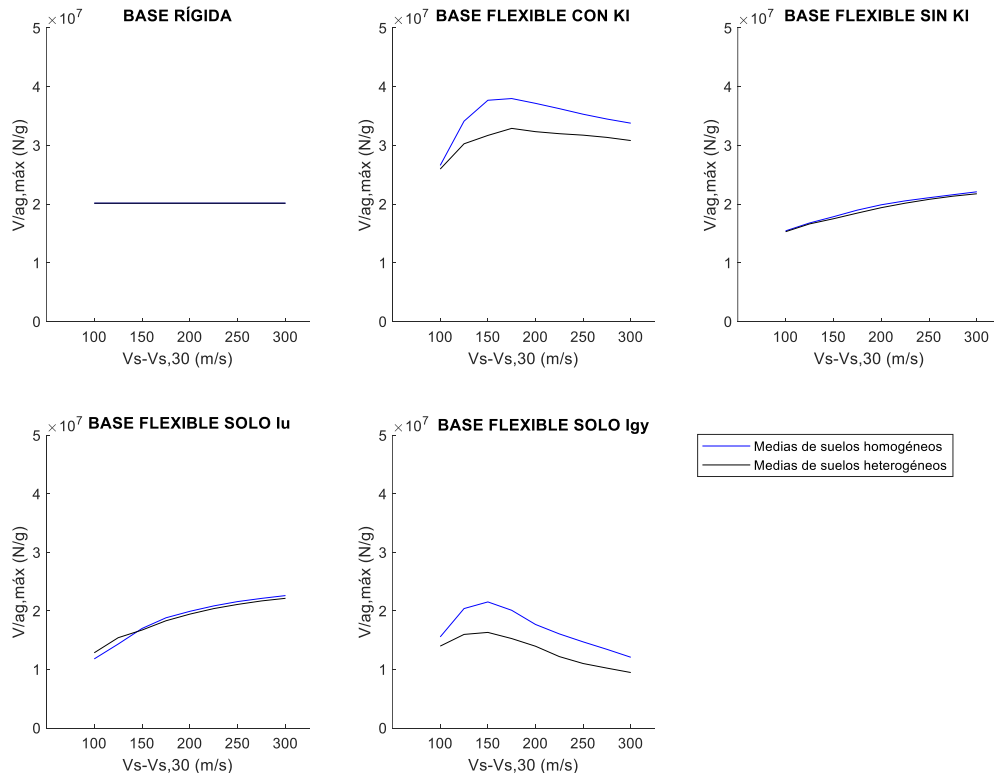
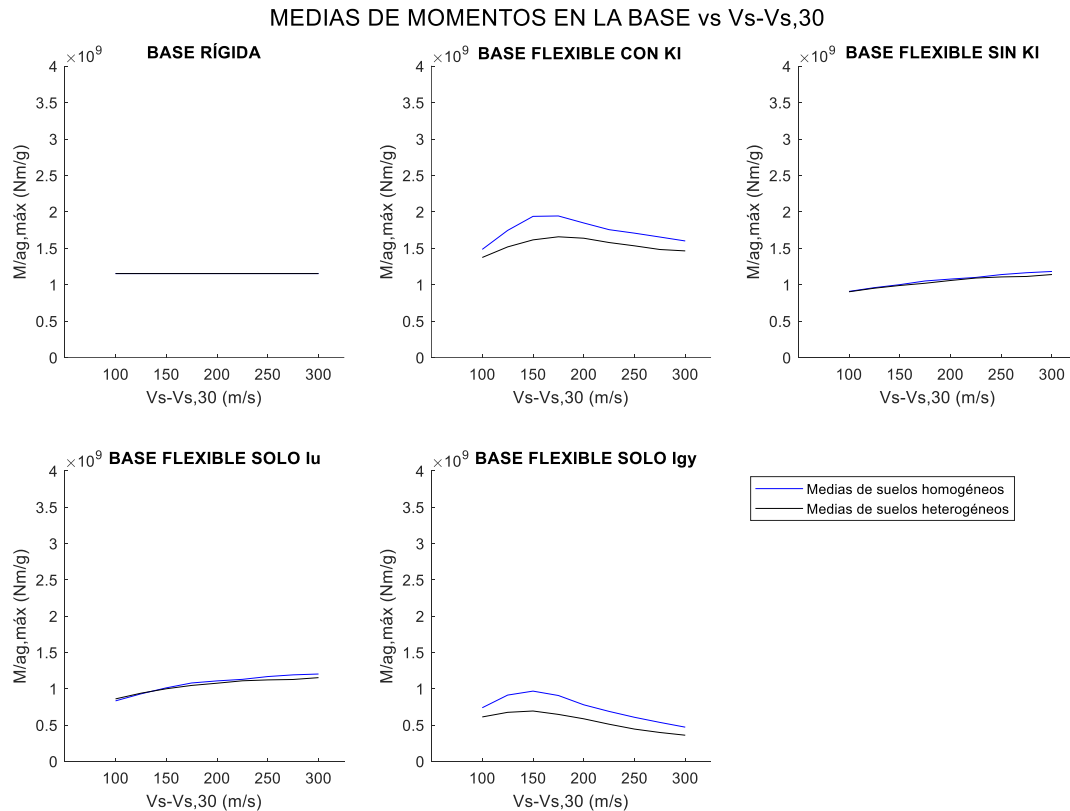


Figura 78. Comparativa de las medias de los cortantes entre suelos homogéneos y heterogéneos.



3. CASO DE APLICACIÓN

En esta sección se exponen los resultados que se obtuvieron para el caso de aplicación. A continuación, se ilustran y analizan las representaciones obtenidas tras haber calculado los resultados medios teniendo en cuenta los 10 sismos considerados y tras haber aplicado la aceleración sísmica de cálculo, propia de Gran Canaria y de las Islas Canarias, cuyo resultado es de 0,064g.

3.1. Datos de partida

Los datos empleados son los mismos que los tomados en el estudio (especificados en el *Apartado 2.1.1*). La única variación es que se incluyen más aerogeneradores, los datos principales de los cuatro aerogeneradores empleados quedan recogidos en el *Anexo II*. Las dimensiones del monopilote utilizado para este caso de aplicación son las que expusieron en la *Tabla 24*.

3.2. Resultados y análisis del caso de aplicación

3.2.1. *Envoltentes medias para un suelo con $V_s=100$ m/s y $V_{s,30}=100$ m/s*

Las envoltentes medias de deflexiones, cortantes y de momentos obtenidas para cada uno de los aerogeneradores considerando un suelo homogéneo con $V_s = 100$ m/s y otro heterogéneo con $V_{s,30} = 100$ m/s se muestran en la *Figura 80, 81 y 82* respectivamente. Con distintos colores se representan las envoltentes de cada turbina eólica, y con un trazado discontinuo se diferencian las envoltentes del perfil heterogéneo con respecto al homogéneo.

Se observa como el aumento del tamaño del aerogenerador implica obtener unas envoltentes de esfuerzos mayores. En cuanto a las deflexiones, los valores máximos en los dos aerogeneradores más pequeños y en los dos más grandes son similares entre sí para los modelos en base flexible.

La tendencia que se tiene para cada una de las turbinas eólicas en cada uno de los modelos es similar a la que se daba en el estudio. Además, se aprecia que a medida que aumenta el tamaño de los aerogeneradores, el incremento que se produce en las envoltentes de esfuerzos en el modelo en base flexible con KI, es mayor al que se da en el modelo en base flexible sin KI, excepto en las envoltentes de momentos flectores en el paso de 8 a 10 MW, donde se obtienen envoltentes muy similares entre sí, especialmente en los modelos en base rígida, base flexible con KI y con solo I_{gy} . Asimismo, este mismo incremento en los esfuerzos debido al tamaño creciente de las turbinas eólicas se puede observar en los modelos en base flexible con solo I_u y con solo I_{gy} . Así, por lo general, se tiene que la influencia de los factores de interacción cinemática es mayor a medida que incrementa el tamaño de los aerogeneradores.

La consideración de un perfil heterogéneo disminuye las envoltentes de esfuerzos resultantes en los modelos en base flexible con KI y con solamente I_{gy} . Excepto en los cortantes de los dos aerogeneradores más pequeños (5 y 8 MW), donde se produce un ligero aumento de estos en parte de la subestructura y especialmente en la base al considerar el perfil heterogéneo. En el modelo que solo considera el factor I_u también se da este aumento en los cortantes de la subestructura para todos los aerogeneradores. Sin embargo, la disminución de los esfuerzos cortantes que se produce en el modelo con solo I_{gy} es más significativa en los dos aerogeneradores más grandes (10 y 15 MW). En cuanto a los momentos flectores, se cumple esta consideración para todas las turbinas eólicas. De esta forma, los esfuerzos que se dan en

el modelo en base flexible con KI al cambiar del perfil homogéneo al no homogéneo vienen dados, principalmente, por el factor I_{gy} en cada uno de los aerogeneradores.

Por último, en cuanto a los resultados numéricos se refiere, el máximo cortante para el aerogenerador de 10 MW adquiere un valor aproximado de 1,75 MN, mientras que el máximo momento 100 MNm. Comparando estos con las cargas de diseño del monopilote (11,58 MN y 1.067,8 MNm), se observa que, aproximadamente, las cargas sísmicas máximas constituyen un 10 % de las cargas de diseño, habiendo aplicado la aceleración sísmica de Canarias.

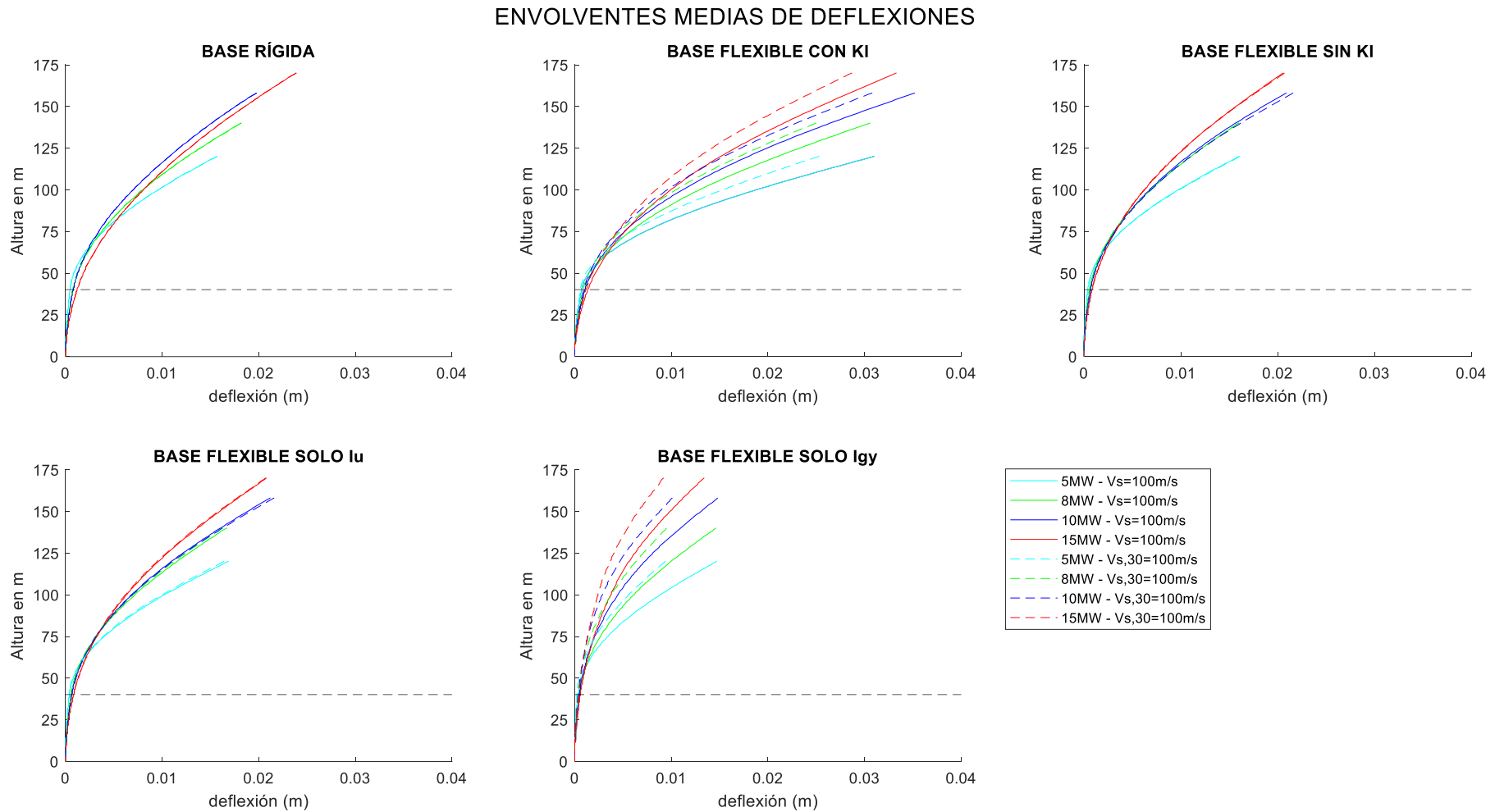


Figura 80. Envolventes medias de deflexiones para el suelo homogéneo ($V_s=100\text{ m/s}$) y heterogéneo ($V_{s,30}=100\text{ m/s}$) - Caso de aplicación.

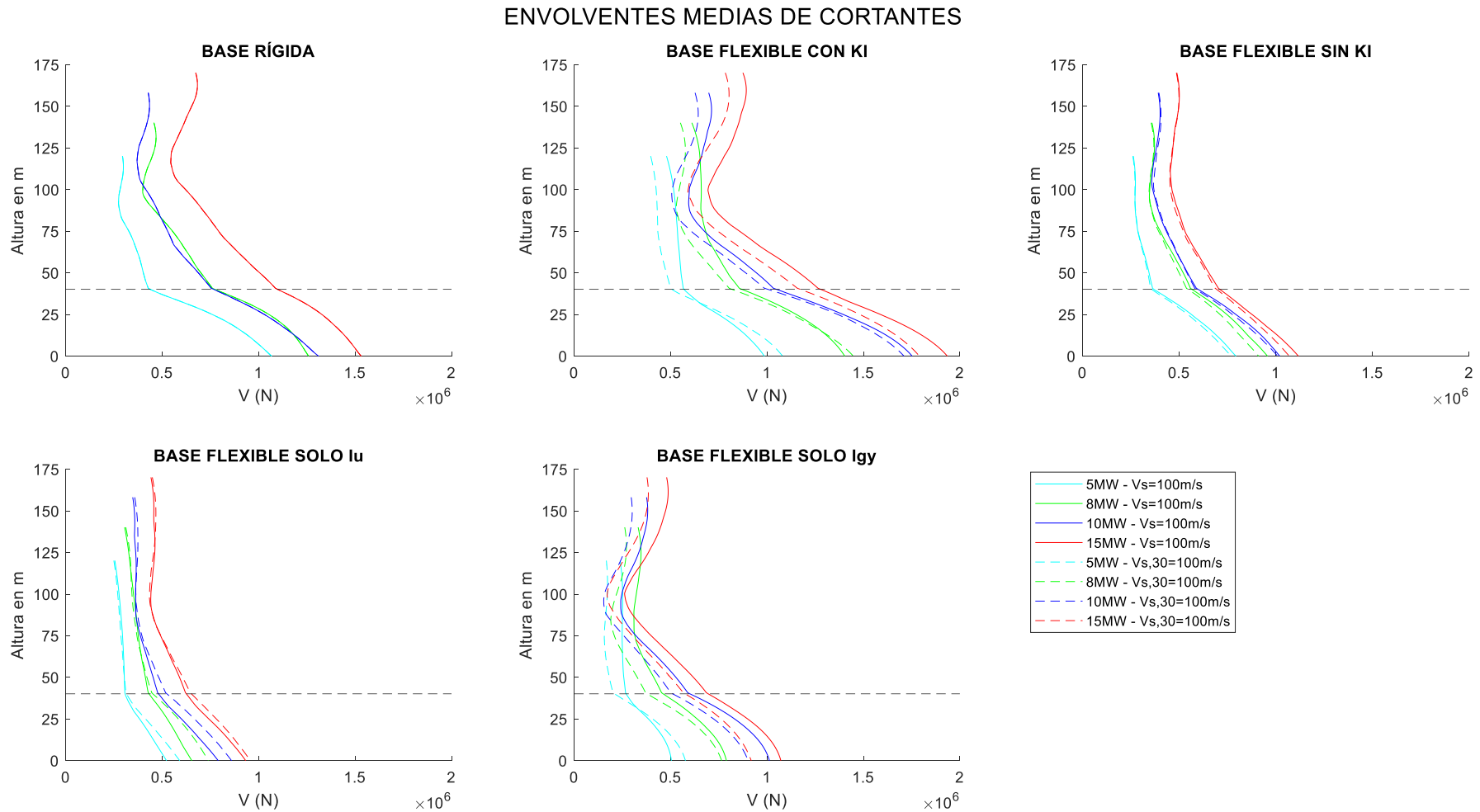


Figura 81. Envolventes medias de cortantes para el suelo homogéneo ($V_s=100$ m/s) y heterogéneo ($V_{s,30}=100$ m/s) - Caso de aplicación.

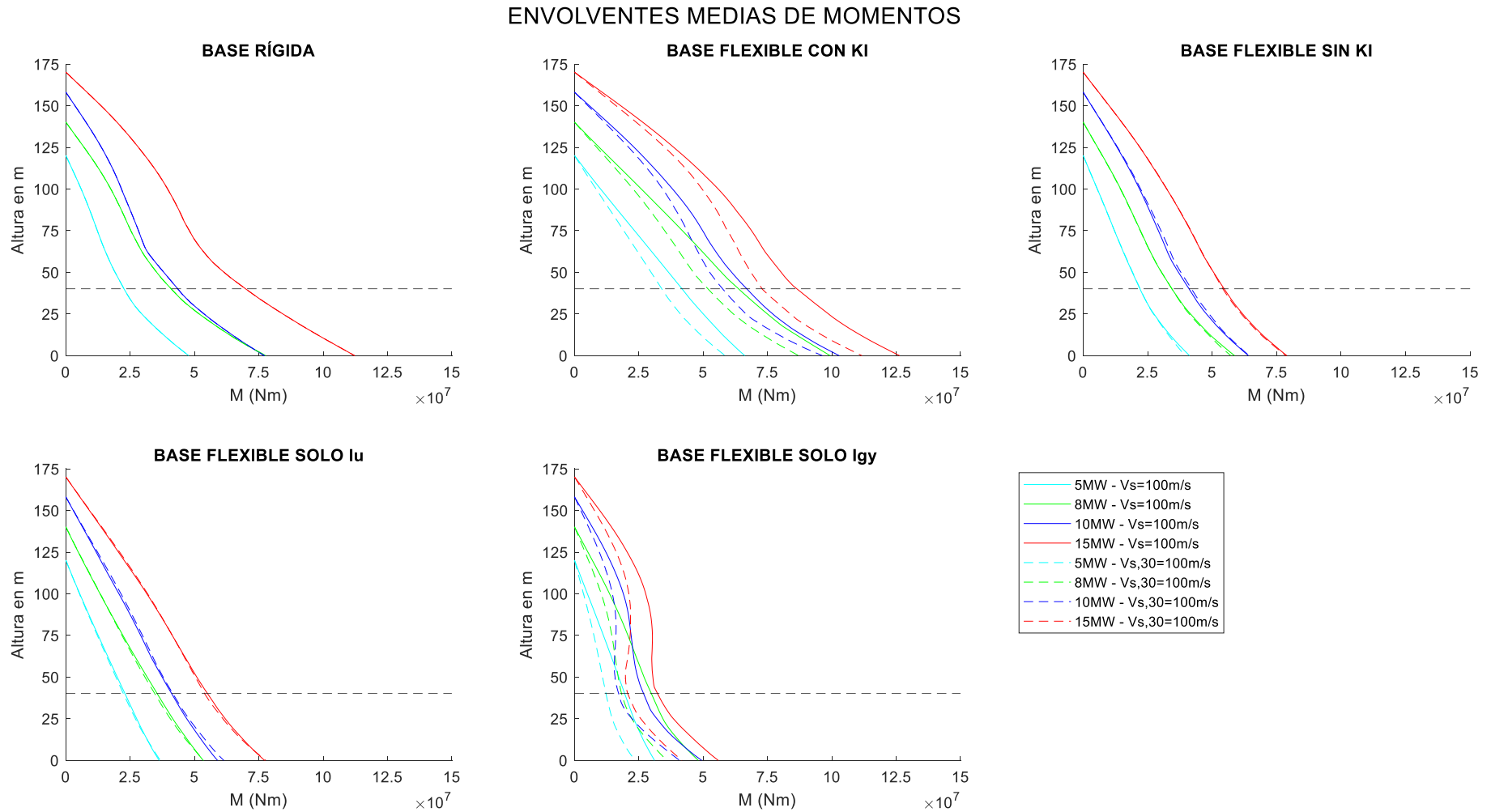


Figura 82. Envolventes medias de momentos para el suelo homogéneo ($V_s=100$ m/s) y heterogéneo ($V_{s,30}=100$ m/s) - Caso de aplicación.

4. REFERENCIAS

- [1] L. Arany, S. Bhattacharya, J. Macdonald y S. Hogan, «Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 126-152, 2017.
- [2] American Petroleum Institute (API), *API RP 2A-WSD: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms: Working Stress Design.*, 2007.
- [3] DET NORSKE VERITAS AS. *Design of Offshore Wind Turbine Structures*. Høvik: DNV·GL, 2014. DNV-OS-J101.
- [4] DNV GL Group, *DNVGL-ST-0126: Support structures for wind turbines.*, 2016.
- [5] International Electrotechnical Commission (IEC), «IEC 61400-3:2009: Wind turbines. Part 3: Design requirements for offshore wind turbines.» 2009.
- [6] International Electrotechnical Commission (IEC), «IEC 61400-1:2007: Wind turbines. Part 1: Design requirements.» 2007.
- [7] Asociación Española de Normalización y Certificación. *Eurocódigo 1: Acciones en estructuras. Parte 1-4: Acciones generales. Acciones de viento*. Madrid: Asociación Española de Normalización, 2018. UNE-EN 1991-1-4.
- [8] DNV GL Group, *DNVGL-RP-C203: Fatigue design of offshore steel structures.*, 2016.
- [9] Asociación Española de Normalización y Certificación. Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero. Parte 1-1: Reglas generales y reglas para edificios. Madrid: AENOR, 2009. EN 1993-1-1.
- [10] DNV GL Group, *DNVGL-RP-C202: Buckling strength of shells.*, 2017.
- [11] DNV GL Group, *DNV-ST-0437: Loads and site conditions for wind turbines.*, 2016.
- [12] Meneses, G. M. Á. (2018). Dynamic response of piled structures. Implementation of a model based on the integral formulation of the problem and the use of a fundamental solution for the layered half space (Doctoral dissertation, Universidad de Las Palmas de Gran Canaria).
- [13] Medina, C., Álamo, G. M., & Quevedo-Reina, R. (2021). Evolution of the Seismic Response of Monopile-Supported Offshore Wind Turbines of Increasing Size from 5 to 15 MW including Dynamic Soil-Structure Interaction. *Journal of Marine Science and Engineering*, 9(11), 1285.

- [14] Chopra, A. K., Solá, L. R. F., Soberón, C. G., & Murrieta, J. E. (2014). *Dinámica de estructuras*. Pearson.
- [15] *PEER Ground Motion Database - PEER Center*. (s. f.). PEER Ground Motion Database. Disponible en: <https://ngawest2.berkeley.edu/>. Último acceso: abril de 2022.
- [16] S Wang and H Wang. Site-dependent shear-wave velocity equations versus depth in California and Japan. *Soil Dyn Earthq Eng*, 88:8–14, 2016.
- [17] Asociación Española de Normalización y Certificación. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación. Madrid: AENOR, 2018. EN 1998-1.
- [18] Ministerio de Fomento. *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte general y de edificación (NCSE-02)*. Madrid. Centro de Publicaciones. Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento, 2009.

ANEXO I: SELECCIÓN Y ESTUDIO DEL EMPLAZAMIENTO

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN
CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES
MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. OBJETO	1
2. ELECCIÓN DE LA UBICACIÓN	1
2.1. Factores estudiados para la selección de la ubicación	1
2.1.1. <i>Zonificación ambiental</i>	1
2.1.2. <i>Batimetría</i>	4
2.1.3. <i>Recurso eólico</i>	5
2.2. Criterio de selección	6
2.3. Ubicación escogida	7
3. RECOPIACIÓN DE DATOS DE PARTIDA	8
3.1. Viento	8
3.2. Oleaje y corrientes marinas	10
3.2.1. <i>Oleaje</i>	10
3.2.2. <i>Corrientes marinas</i>	13
3.3. Datos geotécnicos	13
4. REFERENCIAS	15

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Zonificación ambiental marina para parques eólicos – Islas Canarias. Fuente: [1].	2
Figura 2. Zonas de uso prioritario y de alto potencial según el POEM en la Demarcación marina canaria. Fuente: [4].	4
Figura 3. Batimetría en la isla de Gran Canaria. Fuente: [5].	5
Figura 4. Recurso eólico en Gran Canaria a una cota de 80 m sobre el nivel del mar. Fuente: [6].	5
Figura 5. Zonas excluidas para la elección de la ubicación. Fuente: [5].	6
Figura 6. Ubicación seleccionada – Recurso eólico. Fuente: [6].	7
Figura 7. Distancia a la costa y batimetría de la ubicación seleccionada. Fuente: [7].	8

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características de la ubicación seleccionada.....	7
Tabla 2. Coordenadas de los puntos SIMAR y del punto de ubicación.....	9
Tabla 3. Velocidades del viento en los puntos SIMAR.	9
Tabla 4. Velocidades medias de viento en la ubicación seleccionada (referidos a una altura de 10 m).	9
Tabla 5. Parámetros α , β y γ para los distintos nodos SIMAR.	11
Tabla 6. Alturas significativas, máximas y periodo significativo y máximo de las olas en los distintos puntos SIMAR.....	12
Tabla 7. Alturas significativas, máximas y periodos significativos de las olas en la ubicación escogida.	12
Tabla 8. Velocidades máximas de corriente registradas desde 2013 a 2020.	13
Tabla 9. Datos geotécnicos considerados.	14

1. OBJETO

El objeto de este anexo consiste en elegir la ubicación idónea en el litoral de la isla de Gran Canaria donde instalar el aerogenerador seleccionado (elección realizada en al *Anexo II*), y estudiar las distintas características de la ubicación. Todo ello, con el fin de fijar los datos necesarios para poder realizar el dimensionamiento de la cimentación y abordar los distintos casos de estudio.

La elección de la ubicación vendrá determinada por los siguientes factores:

- Zonificación ambiental
- Batimetría
- Recurso eólico

2. ELECCIÓN DE LA UBICACIÓN

2.1. Factores estudiados para la selección de la ubicación

En este apartado, se realiza la elección de la ubicación, analizando los tres aspectos citados anteriormente: zonificación ambiental, profundidad de la lámina de agua y recurso eólico.

2.1.1. Zonificación ambiental

❖ Zonificación ambiental según el EEALE

Lo primero que hay que analizar antes de elegir una ubicación, es ver en qué zonas está permitido instalar aerogeneradores marinos. En el documento emitido en abril de 2009 por el Ministerio para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico, denominado *Estudio Estratégico Ambiental del litoral español para la instalación de parques eólicos marinos (EEALE)*, se recoge un estudio del litoral español donde se establecen las distintas zonas susceptibles para poder instalar parques eólicos marinos [1].

Dicho estudio surge debido a la aprobación del Real Decreto (RD) 1028/2007, el cual fue necesario debido a la previsión de una posible implantación de parques eólicos marinos en aguas españolas. Este RD 1028/2007 establece que *“las instalaciones de generación eólicas marinas que se pretendan ubicar en el mar territorial, tendrán una potencia instalada mínima superior a 50 MW”*. No obstante, en su disposición final segunda, se establece lo siguiente: *“se habilita al Ministro de Industria, Turismo y Comercio para permitir las autorizaciones administrativas de instalaciones de generación eólicas marinas de potencia inferior o igual a 10 MW, cuando tengan por finalidad la investigación, desarrollo, innovación y demostración de*

tecnología aplicada a la generación eólica marina” [2]. Contemplando un procedimiento simplificado para la autorización de instalaciones de esta tecnología, pero de carácter experimental, previa autorización del ministro de Industria, Energía y Turismo, para instalaciones de hasta 10 MW.

Sin embargo, en el RD 1074/2015 se modificó esta limitación. El apartado IV de este Real Decreto establece lo siguiente: *“en este momento, carece de sentido una limitación a la instalación de parques eólicos marinos de potencia inferior a 50 MW, por lo que mediante el presente real decreto se suprime la limitación de los 10 MW ligada al carácter experimental y se procede a ampliar el procedimiento general simplificado regulado en el Real Decreto 1955/2000, de 1 de diciembre, por el que se regulan las actividades de transporte, distribución, comercialización, suministros y procedimientos de autorización de instalaciones de energía eléctrica, a las instalaciones eólicas marinas hasta 50 MW” [3].*

De esta forma, queda contemplado que, para instalaciones eólicas marinas con una potencia instalada menor a 50 MW, se les aplica el procedimiento simplificado, mientras que a las que superan los 50 MW se les aplica el procedimiento general.

Así, la zonificación ambiental marina para parques eólicos en las Islas Canarias, es la que se muestra en la siguiente *Figura 1*, tal y como se establece en el documento *“Estudio Estratégico Ambiental del litoral español para la instalación de parques eólicos marinos”*.



Figura 1. Zonificación ambiental marina para parques eólicos – Islas Canarias. Fuente: [1].

En esta *Figura 1*, se observan tres áreas mostradas en distintos colores: las áreas identificadas con color rojo corresponden a las zonas de exclusión; mientras que las áreas verdes y amarillas son las zonas aptas y con condicionantes respectivamente. En las ubicaciones amarillas es

posible instalar parques eólicos, pero se requiere un mayor análisis de los efectos que pueden surgir debido al proyecto.

Viendo esta *Figura 1* es sencillo comprobar que las regiones en las que se puede implementar parques eólicos se encuentran bastantes alejadas de la costa de Gran Canaria, excepto en la parte sureste de la isla.

❖ **Zonificación ambiental según los POEM**

Debido a que el EEALE se ha quedado desfasado y como respuesta al Real Decreto 363/2017, de 8 de abril, por el que se establece un marco para la ordenación del espacio marítimo, se han elaborado los Planes de Ordenación del Espacio Marítimo (POEM) [4]. Estos tienen como objetivo organizar las actividades humanas en las zonas marinas, fomentando el crecimiento sostenible de las economías marítimas, el desarrollo sostenible de los espacios marinos y el aprovechamiento sostenible de los recursos marinos.

A pesar de que estos planes de ordenación aún se encuentran en fase de tramitación y consulta pública, los POEM serán los reglamentos por los que se regirá la ordenación marina en un futuro cercano, por ello, se pasa a consultar la ordenación marina que proponen. La información contenida en estos planes se puede consultar tanto textualmente como a la escala que se desee en el visor INFOMAR [5].

En la siguiente *Figura 2*, se muestra la ordenación del territorio marino en las Islas Canarias establecida en estos planes. Mediante distintos colores y rayados, se muestran distintas áreas con su respectiva ordenación. Así, con líneas cruzadas en rojo se visualizan las áreas protegidas, mientras que en color blanco y con contorno rosa, se muestra la zona con un uso prioritario para la eólica marina, además, se ilustra en color azul con contorno negro las zonas con alto potencial para el desarrollo de la energía eólica. También, se observa en color amarillo y verde, las zonas destinadas para investigación, desarrollo e innovación (I+D+i), nótese que, en la zona coloreada en amarillo, actualmente, existe un prototipo de aerogenerador offshore cerca de la costa de Jinámar.

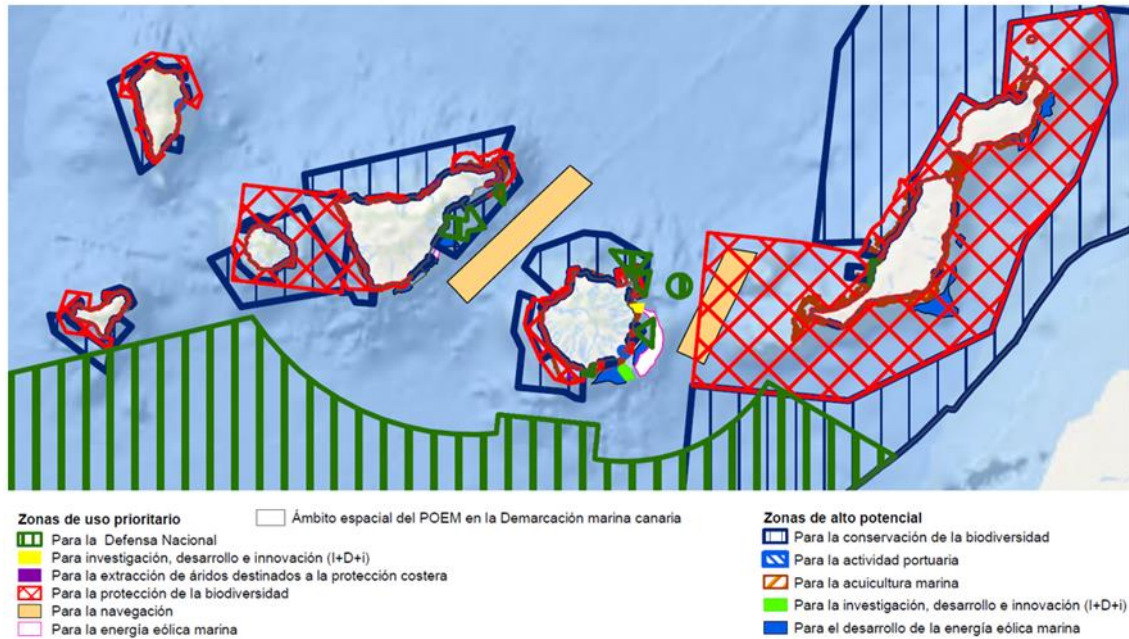


Figura 2. Zonas de uso prioritario y de alto potencial según el POEM en la Demarcación marina canaria. Fuente: [4].

2.1.2. Batimetría

La batimetría es otro aspecto fundamental a tener en cuenta, la profundidad del lecho marino no puede ser excesivamente grande, debido a que imposibilitaría fijar el aerogenerador mediante cimentaciones fijas, además de que a medida que se aumenta la profundidad se encarece notablemente la ejecución de la cimentación. La batimetría en general es un problema en las Islas Canarias, debido a que el origen volcánico de las mismas provoca que el lecho marino aumente notablemente a pocos metros de la costa.

A continuación, en la Figura 3 se muestra la batimetría en la isla de Gran Canaria, donde se puede apreciar lo anteriormente comentado. Además, se ilustra que, si se quisiese situar el aerogenerador lo más alejado posible de la costa, para así disminuir el impacto visual de este, el lugar más idóneo se encontraría entre el sur y el suroeste de la isla. También se muestra que, en el este, por lo general, la pendiente del lecho marino es menos pronunciada que la de la zona oeste.

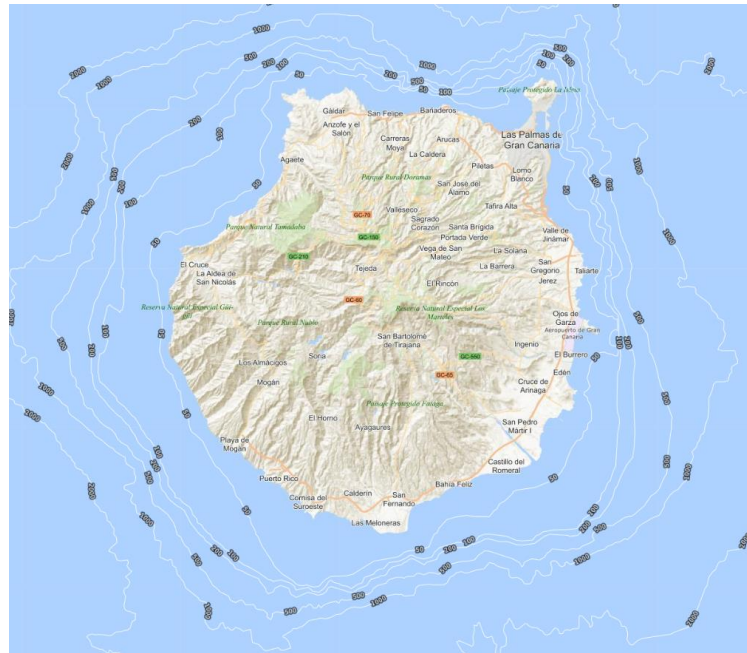


Figura 3. Batimetría en la isla de Gran Canaria. Fuente: [5].

2.1.3. Recurso eólico

El recurso eólico es un parámetro fundamental que analizar en la ubicación de un aerogenerador, pues de este parámetro depende la recuperación de la inversión económica. En la Figura 4 se muestra el recurso eólico a una cota de 80 m sobre el nivel del mar, se observa que, aquellas zonas donde el color tiende a adquirir un tono carmesí son aquellas que presentan un mayor recurso eólico, donde se alcanzan velocidades medias del viento cercanas a 10 m/s. Así, visualizando la Figura 4 es fácil comprobar que, las regiones donde se tienen las medias de velocidades de viento más altas se encuentran en el sureste y en el oeste de la isla.

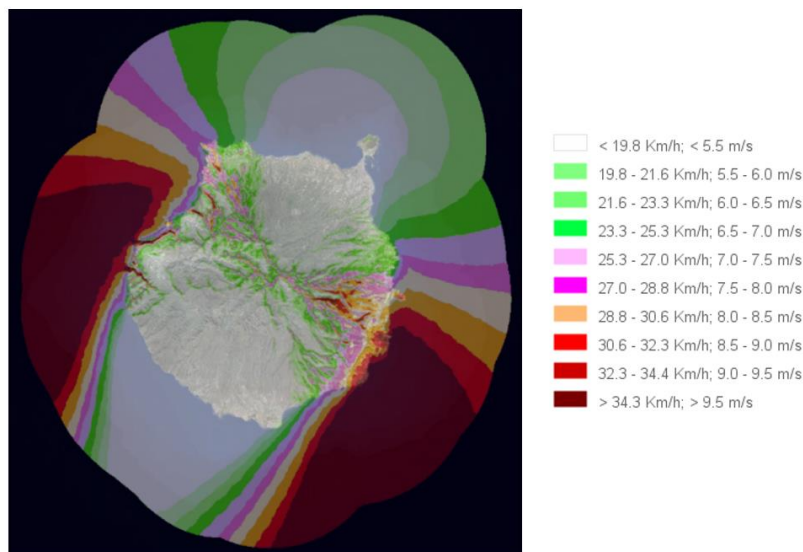


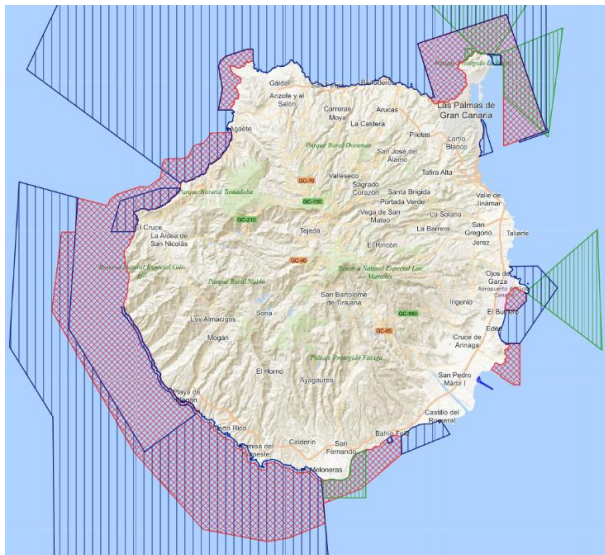
Figura 4. Recurso eólico en Gran Canaria a una cota de 80 m sobre el nivel del mar. Fuente: [6].

2.2. Criterio de selección

En este apartado se muestran las conclusiones sacadas con respecto a cada uno de los puntos anteriormente estudiados, y, finalmente, en base a estas consideraciones se describe la ubicación seleccionada.

❖ Zonificación ambiental

En cuanto a la zonificación ambiental, se excluyen todas aquellas zonas que posean uso prioritario y uso potencial de protección de la biodiversidad, la defensa nacional y navegación atendiendo a los nuevos Planes de Ordenación del Espacio Marítimo (POEM). Así, todas las zonas excluidas se muestran en la *Figura 5*. De acuerdo a lo mostrado, se limita la selección de la ubicación al sureste de la isla al estar esta zona más libre. Además, el sureste es la zona apta para instalar parques eólicos marinos según el EEALE, tal y como se vio en la *Figura 1*.



	Zona de uso prioritario para la protección de la biodiversidad
	Zona de alto potencial para la conservación de la biodiversidad
	Zona de uso prioritario para la defensa nacional
	Zona de alto potencial para la actividad portuaria

Figura 5. Zonas excluidas para la elección de la ubicación. Fuente: [5].

❖ Batimetría

Las cimentaciones monopilotadas están limitadas en cuanto a la profundidad del lecho marino se refiere, de esta manera, se fija en 40 m el límite de la profundidad del lecho marino, debido a que a cotas mayores este tipo de cimentación no sería la más idónea.

Así, atendiendo a la batimetría (*Figura 3*), se observa que en la zona sureste es posible encontrar una profundidad del lecho marino inferior a 40 m suficientemente alejada como para no ocupar las áreas de exclusión mostradas en la *Figura 1* y las destinadas para otros usos detalladas en la *Figura 5*.

❖ Recurso eólico

Analizando el recurso eólico (*Figura 4*), la zona sureste y oeste presentan las mejores condiciones eólicas, no obstante, se limita la selección de la ubicación al sureste, por todo lo detallado con anterioridad.

2.3. Ubicación escogida

La localización escogida se sitúa en la costa de San Bartolomé de Tirajana, en el Sureste de Gran Canaria, tal y como se ilustra en la *Figura 6*. Las coordenadas de la ubicación se muestran en la *Tabla 1*. Se observa que es una zona donde la velocidad media del viento es bastante notable (entre 9 y 9,5 m/s de velocidad media), y donde la profundidad del lecho marino, no supera los 40 m, concretamente, en la zona propuesta se tiene 30 m de batimetría (ver *Figura 7*). Como se observa en esta misma *Figura 7*, se escogió el punto más alejado de la costa para esta profundidad del lecho marino de 30 m. Precisamente, se encuentra a una distancia aproximada de 3,71 km de la costa más cercana (ver *Figura 7*), por lo que no entra dentro de la zona azul remarcada en esta misma costa en la *Figura 5* (área de alto potencial para la actividad portuaria, que se sitúa hasta una cota de 2 km desde la costa). Por último, es importante destacar que, esta ubicación se encuentra dentro de la zona sujeta a condicionantes (zona amarilla de la *Figura 1*), por lo que es apta para instalar aerogeneradores según el EEALE.

Tabla 1. Características de la ubicación seleccionada.

Latitud	27° 45' 27" N
Longitud	15° 28' 52" O
Coordenada UTM x	452.590,15
Coordenada UTM y	3.070.432,58
Distancia a la costa	3,71 km
Profundidad del lecho marino	30 m

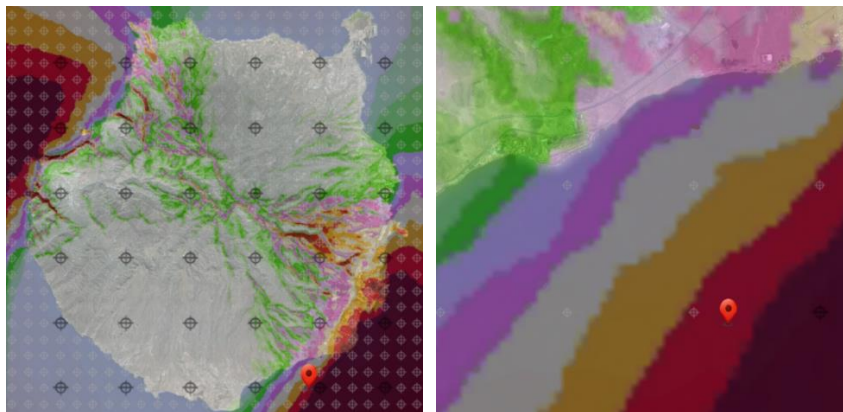


Figura 6. Ubicación seleccionada – Recurso eólico. Fuente: [6].

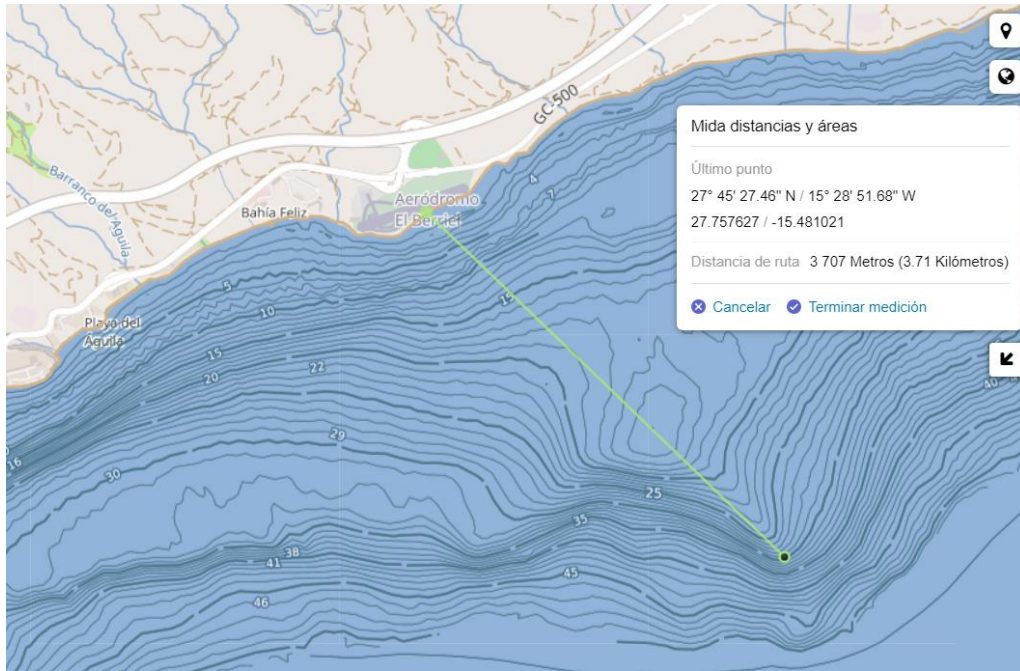


Figura 7. Distancia a la costa y batimetría de la ubicación seleccionada. Fuente: [7].

3. RECOPIACIÓN DE DATOS DE PARTIDA

En este apartado se recopilan los datos de viento, oleaje, corrientes marinas y del perfil geotécnico del lecho marino de la ubicación seleccionada, necesarios para llevar a cabo el diseño de la cimentación.

3.1. Viento

❖ Velocidad media del viento

En este apartado se especifica la velocidad media que se tiene durante un periodo de un año, en sus distintos meses en la ubicación determinada. El periodo escogido es todo el año de 2021. Los datos fueron sacados de la página de Puertos del Estado [8]. Como no se poseían mediciones de viento para la ubicación en concreto, se utiliza el conjunto de datos SIMAR disponibles en la página de Puertos del Estado [8]. Este conjunto de datos está formado por series temporales de parámetros de vientos y oleaje procedentes de un modelado numérico. Realizando dos interpolaciones lineales usando los datos correspondientes a tres Puntos SIMAR de esta misma página, se obtuvo la velocidad del viento en la ubicación deseada. A continuación, en la *Tabla 2* y en la *Tabla 3* se muestran las coordenadas y las velocidades del viento para cada uno de estos puntos SIMAR, estas velocidades son los referentes a una altura de 10 m sobre el nivel del mar.

Tabla 2. Coordenadas de los puntos SIMAR y del punto de ubicación.

	Punto SIMAR 4036006	Punto SIMAR 4038006	Punto SIMAR 4037007	Punto de ubicación
Latitud	27° 45' 0'' N	27° 45' 0'' N	27° 49' 48'' N	27° 45' 27,00'' N
Longitud	15° 30' 0'' O	15° 19' 48'' O	15° 25' 12'' O	15° 28' 52'' O

Tabla 3. Velocidades del viento en los puntos SIMAR.

Mes	Velocidades (m/s)		
	Punto SIMAR 4036006	Punto SIMAR 4038006	Punto SIMAR 4037007
Enero	7,62	8,02	7,32
Febrero	6,55	7,47	6,66
Marzo	7,38	8,87	7,95
Abril	5,32	5,85	5,63
Mayo	9,47	11,95	11,49
Junio	9,60	10,69	10,95
Julio	7,72	13,05	13,17
Agosto	9,20	10,81	11,28
Septiembre	7,90	8,47	8,40
Octubre	8,66	9,21	8,80
Noviembre	7,33	7,14	6,61
Diciembre	6,89	6,61	6,16

Las velocidades que se tienen en la ubicación seleccionada a una altura de 10 m, habiendo realizado las interpolaciones, se muestran en la siguiente *Tabla 4*:

Tabla 4. Velocidades medias de viento en la ubicación seleccionada (referidos a una altura de 10 m).

Mes	Velocidades (m/s)
Enero	7,62
Febrero	6,62
Marzo	7,53
Abril	5,38
Mayo	9,82
Junio	9,80
Julio	8,58
Agosto	9,50
Septiembre	7,98
Octubre	8,71
Noviembre	7,25
Diciembre	6,80

Para calcular la velocidad del viento a la altura del buje del aerogenerador, se utiliza la siguiente expresión, tal y como establece la DNV-RP-C205 [9]:

$$U(z) = U(H) \cdot \left(\frac{z}{H}\right)^\alpha \quad (A1-1)$$

Donde:

- U es la velocidad del viento.
- H es la altura de referencia.
- z es la altura a la que se quiere calcular la velocidad del viento.
- α es un coeficiente que depende de la rugosidad del terreno (z_0), que adquiere un valor de 0,12 para mar abierto con olas, según la Tabla 2.1 de la DNV-RP-C205.

❖ Dirección predominante del viento

En cuanto a la dirección predominante del viento, esta también se determinó al igual que se hizo con las velocidades. Conociendo la dirección del viento en los distintos puntos SIMAR dada por la página de Puertos del Estado [7], se estimó la dirección predominante para la ubicación. Como en todos los puntos SIMAR la dirección predominante del viento es de 30 °, para la ubicación seleccionada también se tendrá este mismo valor.

❖ Parámetro k de la distribución de Weibull

Por último, en cuanto al factor de forma o parámetro k de la distribución de Weibull, que, como su propio nombre indica, describe la manera en que se distribuyen los datos en la propia distribución, fue obtenido del GRAFCAN [6], el cual le asigna un valor de 1,856 para una altura de 80 m.

❖ Densidad del aire

La densidad del aire escogida es de 1,184 kg/m³, que corresponde a una temperatura de 25 °C. Este dato fue escogido del Apéndice F de la DNV-RP-C205 [9].

3.2. Oleaje y corrientes marinas

3.2.1. Oleaje

En cuanto al oleaje se refiere, es necesario recopilar los datos suficientes como para hallar la altura significativa (H_S), la altura máxima (H_m) y los periodos pico del espectro de las olas (T_p). A continuación, se detallan los datos recogidos y la explicación del cálculo de estas alturas y periodos.

El procedimiento empleado para este apartado es muy parecido al que se empleó en el anterior *Apartado 3.1*, esto es, mediante los datos que se tenían de los puntos SIMAR de la

web de Puertos del Estado [7], se estimaron los datos correspondientes a la ubicación escogida realizando interpolaciones lineales.

❖ Altura significativa de la ola

Se denomina altura significativa de ola (H_s) a la altura promedio de un tercio de las olas más altas durante un tiempo determinado. La altura de ola es la diferencia entre su cresta y valle. Atendiendo a la DNVGL-ST-0437 [10], para la altura de ola significativa se supone una distribución de Weibull de 3 parámetros (α, β y γ), de manera que, la probabilidad de que se produzca una altura significativa de ola es la que se da en la siguiente ecuación:

$$F_{H_s}(h) = 1 - e^{-\left(\frac{h-\gamma}{\alpha}\right)^\beta} \quad (A1-2)$$

Donde:

- h es la altura significativa de la ola.
- α es el parámetro de escala de la distribución.
- β es el parámetro de forma de la distribución.
- γ es el parámetro de centrado de la distribución.

En la siguiente *Tabla 5* se muestran los parámetros α, β y γ para cada uno de los puntos SIMAR:

Tabla 5. Parámetros α, β y γ para los distintos nodos SIMAR.

	Punto SIMAR 4036006	Punto SIMAR 4038006	Punto SIMAR 4037007
α	0,47	1,22	0,58
β	1,33	1,80	1,56
γ	0,09	0,15	0,08

Posteriormente, se calcula la altura significativa con periodo de retorno de 1 y 50 años, atendiendo a siguiente expresión dada por la DNVGL-ST-0437 [10]:

$$H_{S,max} = \gamma + \alpha \cdot \sqrt[\beta]{-\ln\left(1 - \sqrt[2920]{F_{H_s,max}}\right)} \quad (A1-3)$$

Siendo $F_{H_s,max}$ el cuantil que se considera para definir el periodo de retorno de la ola. Para un periodo de retorno de 1 año se toma un cuantil del 80 %, mientras que para un periodo de retorno de 50 años se coge un cuantil del 98 %.

❖ Altura máxima de la ola

La altura máxima de la ola se obtiene a partir de la altura significativa de la misma, tal y como se muestra en la siguiente ecuación, con la que se obtiene la media de las alturas mayores de las olas ($H_{Max,media}$):

$$H_{Max,media} = \left(\sqrt{\frac{1}{2} \cdot \ln\left(\frac{3 \cdot 3600}{T_S}\right)} + \frac{0,2886}{\sqrt{2 \cdot \ln\left(\frac{3 \cdot 3600}{T_S}\right)}} \right) \cdot H_{S,max} \quad (A1-4)$$

Donde T_S es el periodo de la ola significativa.

❖ Periodo de ola significativo

El periodo de ola significativo, para el caso más desfavorable, es decir, para la ola de mayor altura, se obtiene usando la siguiente expresión, tal y como se establece en la DNVGL-ST-0437 [10]:

$$T_w = 11,1 \cdot \sqrt{\frac{H_w}{g}} \quad (A1-5)$$

Así, calculando las alturas significativas y máximas en cada uno de los puntos SIMAR, se obtienen los resultados que se muestran en la *Tabla 6*:

Tabla 6. Alturas significativas, máximas y periodo significativo y máximo de las olas en los distintos puntos SIMAR.

	Punto SIMAR 4036006	Punto SIMAR 4038006	Punto SIMAR 4037007
$H_{S,1} (m)$	2,64	4,41	2,53
$H_{Max,1} (m)$	5,32	8,74	5,11
$T_{S,1} (s)$	5,76	7,44	5,64
$T_{Max,1} (s)$	8,17	10,48	8,01
$H_{S,50} (m)$	3,11	4,98	2,91
$H_{Max,50} (m)$	6,24	9,83	5,86
$T_{S,50} (s)$	6,25	7,90	6,05
$T_{Max,50} (s)$	8,85	11,11	8,58

Interpolando, se obtienen estas alturas y periodos para la ubicación escogida:

Tabla 7. Alturas significativas, máximas y periodos significativos de las olas en la ubicación escogida.

Punto de ubicación			
$H_{S,1} (m)$	2,75	$H_{S,50} (m)$	3,22
$H_{Max,1} (m)$	5,53	$H_{Max,50} (m)$	6,44
$T_{S,1} (s)$	5,86	$T_{S,50} (s)$	6,34
$T_{Max,1} (s)$	8,33	$T_{Max,50} (s)$	8,99

❖ Densidad del agua

La densidad del agua escogida es de 1024,7 kg/m³, correspondiente a una temperatura de 20 °C, según el Apéndice F de la DNV-RP-C205 [9].

❖ Nivel del mar

El nivel máximo del mar que se alcanza es de 3,20 m, según los datos históricos suministrados por la web de Puertos del Estado [7], medidos en el mareógrafo de Arinaga. Este valor es importante, pues hay que sumarlo a la batimetría que se tiene (30 m para este caso) si se quiere obtener la máxima profundidad del agua. De forma que la profundidad de la lámina de agua máxima quedaría en 33,20 m para la ubicación escogida.

3.2.2. Corrientes marinas

Por último, es necesario conocer las velocidades máximas de las corrientes que se han producido, para ello, se consultan los máximos históricos dados por la web de Puertos del Estado [7], medidos en la boya de Gran Canaria. Se escogieron estos datos debido a que no existe otro punto de medición más cercano a la ubicación seleccionada. En la siguiente *Tabla 8* se muestran las velocidades máximas registradas desde 2013 hasta 2021.

Tabla 8. Velocidades máximas de corriente registradas desde 2013 a 2020.

Año	Velocidad máxima registrada (m/s)
2013	0,96
2014	0,843
2015	0,843
2016	0,664
2017	0,628
2018	1,105
2019	1,101
2020	0,933
2021	0,82

La velocidad que se usará para el cálculo de las cargas debidas a las corrientes marinas será la de 1,105 m/s (año 2018), al ser el valor más desfavorable.

3.3. Datos geotécnicos

La obtención de los datos geotécnicos necesarios para definir correctamente el perfil geotécnico del suelo requiere realizar un estudio geotécnico del lecho marino donde se ubica el aerogenerador. Por ello, debido a la complejidad de esto, para la elaboración de este trabajo

se usarán datos orientativos que permitan simular de la mejor forma posible la composición del terreno.

La única referencia que se tiene es que, en la ubicación seleccionada, la morfología marina está catalogada como sedimento fino según el GRAFCAN [6].

En la siguiente *Tabla 9*, se muestran los datos geotécnicos considerados en el dimensionamiento del monopilote. Como se observa, los valores adoptados corresponden a valores típicos de suelos blandos formados mayormente por arena.

Tabla 9. Datos geotécnicos considerados.

Velocidad de propagación de las ondas de cizalla o de corte (V_s , en m/s)	100
Densidad (ρ_s , en kg/m ³)	2.000
Peso específico (γ , en kN/m ³)	19,62
Peso específico unitario sumergido (γ' , en kN/m ³)	9.000
Coefficiente de Poisson (ν_s)	0,49
Módulo de Young del terreno (E_s , en MPa)	59,6
Ángulo de rozamiento interno (ϕ , en °)	28

Donde el módulo de Young (E_s) se calculó a partir de la velocidad de propagación de la onda de cizalla (V_s), la densidad y el coeficiente de Poisson, mediante la siguiente expresión:

$$E_s = 2 \cdot \rho_s \cdot (1 + \nu_s) \cdot V_s^2 \quad (A1-6)$$

La velocidad de propagación de las ondas de corte (V_s) escogida es un valor correspondiente a un suelo bastante blando, pues la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-02) establece que suelos con un valor de este tipo de velocidades menores a 200 m/s ya son suelos blandos. Además, esta V_s es la más baja considerada para los perfiles de suelo analizados en los distintos casos de estudio, es decir, es el perfil de suelo más desfavorable. Así, dimensionando la cimentación para este caso más desfavorable, es bastante probable que el monopilote siga cumpliendo todos los requisitos de diseño al aumentar la rigidez del suelo.

En cuanto al valor escogido para la densidad y el coeficiente de Poisson, la densidad de 2.000 kg/m³ es un valor típicamente usado en arenas, y el coeficiente de Poisson de 0,49 corresponde a un valor medio para arena-saturada. Por último, en cuanto al peso específico unitario sumergido (γ') y al ángulo de rozamiento interno (ϕ), estos fueron seleccionados del

artículo “*Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps*” [11], donde se establece que, para arena suelta a medianamente densa, adquieren un valor de 9.000 kN/m³ y entre 28 – 36° respectivamente. Se escogió 28° al ser este valor más desfavorable, pues a menor ángulo de rozamiento interno menos resistencia presenta el suelo.

4. REFERENCIAS

[1] Ministerio de Industria Turismo y Comercio, Ministerio de Medio Ambiente, y Ministerio de Agricultura Pesca y Alimentación. “*Estudio estratégico ambiental del litoral español para la instalación de parques eólicos marinos*”, 2009.

[2] Real Decreto 1028/2007, de 20 de julio, por el que se establece el procedimiento administrativo para la tramitación de las solicitudes de autorización de instalaciones de generación eléctrica en el mar territorial. Boletín Oficial del Estado, núm. 183, de 1 de agosto de 2007. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/doc.php?id=BOE-A-2007-14657>.

[3] RD 1074/2015, de 27 de noviembre, por el que se modifican distintas disposiciones en el sector eléctrico. Boletín Oficial del Estado, núm. 290, de 4 de diciembre de 2015. Disponible en: <https://www.boe.es/buscar/doc.php?id=BOE-A-2015-13140>.

[4] Planes de ordenación del espacio marítimo. Gobierno de España – Ministerio Para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (MITECO).

[5] Infomar, Sistema de Información sobre el Medio Marino. Visor de Información Geográfica Marina [En línea]. Ministerio Para la Transición Ecológica y el Reto Demográfico (MITECO) y Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Disponible en: <http://www.infomar.miteco.es/visor.html>. Último acceso: abril de 2022.

[6] GRAFCAN MAPAS DE CANARIAS, Cartográfica de Canarias, S.A. [En línea]. Visor. Disponible en: <https://visor.grafcan.es/visorweb/>. Último acceso: abril de 2022.

[7] Repositorio de Datos Marinos Integrados de Canarias. REDMIC. [En línea]. Disponible en: <https://redmic.es/atlas>. Último acceso: abril de 2022.

[8] Puertos del Estado, Gobierno de España, Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. [En línea]. Disponible en: <https://www.puertos.es/es-es/oceanografia/Paginas/portus.aspx>. Último acceso: abril de 2022.

[9] DNV GL Group, *DNVGL-RP-C205: Environmental conditions and enviromental loads.*, 2017.

[10] DNV GL Group, *DNVGL-ST-0437: Loads and site conditions for wind turbines.*, 2016.

[11] L. Arany, S. Bhattacharya, J. Macdonald y S. Hogan, «Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. 126-152, 2017.

ANEXO II: SELECCIÓN DEL AEROGENERADOR

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN
CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES
MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. OBJETO	1
2. CARACTERÍSTICAS DE LOS AEROGENERADORES ESCOGIDOS	1
3. SELECCIÓN DEL AEROGENERADOR	3
3.1. Criterio energético.....	3
3.1.1. <i>Cálculo de la energía anual producida para cada aerogenerador</i>	3
3.1.1.1. Distribución de velocidades de Weibull para cada mes.....	3
3.1.1.2. Cálculo de la energía anual producida.....	6
3.1.2. <i>Horas equivalentes y factor de capacidad</i>	19
3.2. Criterio estructural.....	20
3.3. Criterio económico.....	21
3.4. Elección del aerogenerador.....	22
4. REFERENCIAS	23

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curvas de potencia de los aerogeneradores escogidos. Elaborado a partir de: [1,2,5].	2
Figura 2. Representación de la distribución de Weibull – enero 2021.....	7
Figura 3. Representación de la distribución de Weibull – febrero 2021.	8
Figura 4. Representación de la distribución de Weibull – marzo 2021.	9
Figura 5. Representación de la distribución de Weibull – abril 2021.	10
Figura 6. Representación de la distribución de Weibull – mayo 2021.....	11
Figura 7. Representación de la distribución de Weibull – junio 2021.	12
Figura 8. Representación de la distribución de Weibull – julio 2021.....	13
Figura 9. Representación de la distribución de Weibull – agosto 2021.....	14
Figura 10. Representación de la distribución de Weibull – septiembre 2021.	15
Figura 11. Representación de la distribución de Weibull – octubre 2021.....	16
Figura 12. Representación de la distribución de Weibull – noviembre 2021.	17
Figura 13. Representación de la distribución de Weibull – diciembre 2021.	18

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Características de los aerogeneradores seleccionados.....	2
Tabla 2. Velocidades del viento a la cota de la góndola de cada aerogenerador.....	4
Tabla 3. Factor de forma para cada aerogenerador y media de los factores de forma.	5
Tabla 4. Valores de Γ según x	5
Tabla 5. Factores de escala para cada mes.	6
Tabla 6. Distribución de Weibull y energía mensual producida - enero 2021.....	7
Tabla 7. Distribución de Weibull y energía mensual producida – febrero 2021.	8
Tabla 8. Distribución de Weibull y energía mensual producida – marzo 2021.	9
Tabla 9. Distribución de Weibull y energía mensual producida – abril 2021.	10
Tabla 10. Distribución de Weibull y energía mensual producida – mayo 2021.....	11
Tabla 11. Distribución de Weibull y energía mensual producida – junio 2021.	12
Tabla 12. Distribución de Weibull y energía mensual producida – julio 2021.....	13
Tabla 13. Distribución de Weibull y energía mensual producida – agosto 2021.....	14
Tabla 14. Distribución de Weibull y energía mensual producida – septiembre 2021.	15
Tabla 15. Distribución de Weibull y energía mensual producida – octubre 2021.....	16
Tabla 16. Distribución de Weibull y energía mensual producida – noviembre 2021.	17
Tabla 17. Distribución de Weibull y energía mensual producida – diciembre 2021.	18
Tabla 18. Energía anual y energía media mensual producida para cada aerogenerador.....	19
Tabla 19. Horas equivalentes y factor de capacidad para los aerogeneradores.	20
Tabla 20. Dimensionamiento del monopilote para cada aerogenerador.....	20
Tabla 21. Costes de los aerogeneradores y de la cimentación de cada uno de ellos.	21
Tabla 22. Ingresos estimados anuales por generación de energía.	22
Tabla 23. Análisis de la inversión para cada aerogenerador (TIR y periodo de retorno).....	22

1. OBJETO

El objetivo de este anexo es el de escoger un aerogenerador que permita aprovechar de la mejor forma posible el recurso eólico de la ubicación escogida. En base al aerogenerador seleccionado se pasará a realizar todos los casos de estudio del presente trabajo. Para seleccionar el aerogenerador se compararán cuatro modelos distintos, basándose en aspectos tales como la producción energética y la viabilidad estructural y económica del conjunto monopilote-aerogenerador.

Los aerogeneradores que se compararán entre sí son todos tripalas y de eje horizontal. A continuación, se muestran los modelos escogidos:

- Multibrid M5000
- Vestas V164-8.0
- AMSC wt10000dd SeaTitan
- Vestas V236-15

Todos estos aerogeneradores ya han sido instalados en distintos parques eólicos marinos, excepto el Vestas V236-15, que actualmente se trata de un prototipo que se espera instalar en la segunda mitad del año 2022 en Dinamarca.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS AEROGENERADORES ESCOGIDOS

❖ Principales características geométricas y de operación

A continuación, en la *Tabla 1* se muestran las características de los aerogeneradores citados con anterioridad. La gran mayoría de los datos fueron recogidos de las referencias [1-2-3-4]. Algunos datos se estimaron a partir de otros aerogeneradores similares.

Tabla 1. Características de los aerogeneradores seleccionados.

Modelo	Multibríd M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt1000odd SeaTitan	Vestas V236-15
Potencia (MW)	5	8	10	15
Diámetro del rotor (m)	116	164	190	236
Área de barrido (m ²)	10.568	21.124	28.353	43.742
Altura de la góndola (m)	90	110	128	140
Rango de rpm del rotor (rpm)	6,9 – 13,5	4,8 – 12,1	6 – 9,6	5 - 7,56
Velocidad del viento de conexión (m/s)	4	3,5	3,5	3,5
Velocidad nominal del viento (m/s)	13	13	11,5	13
Velocidad de corte del viento (m/s)	25	25	30	30
Diámetro de la base de la torre (m)	6	7,7	8,3	10
Diámetro superior de la torre (m)	4	5	5,5	6,5
Masa del conjunto rotor góndola (t)	356	480	675	1.017
Espesor inferior de la torre (m)	0,027	0,036	0,038	0,041
Espesor superior de la torre (m)	0,019	0,022	0,020	0,024

❖ **Curvas de potencia**

Las curvas de potencia para los aerogeneradores escogidos se muestran a continuación en la *Figura 1*. Estas curvas fueron elaboradas a partir de los datos suministrados en [1] y en [2] para cada aerogenerador. Como para el aerogenerador Vestas V236-15 no se tenía su curva de potencia, esta se halló aumentando los valores de potencia del modelo Vestas V165/9500 en un 65 %, tal y como se realizó en [5].

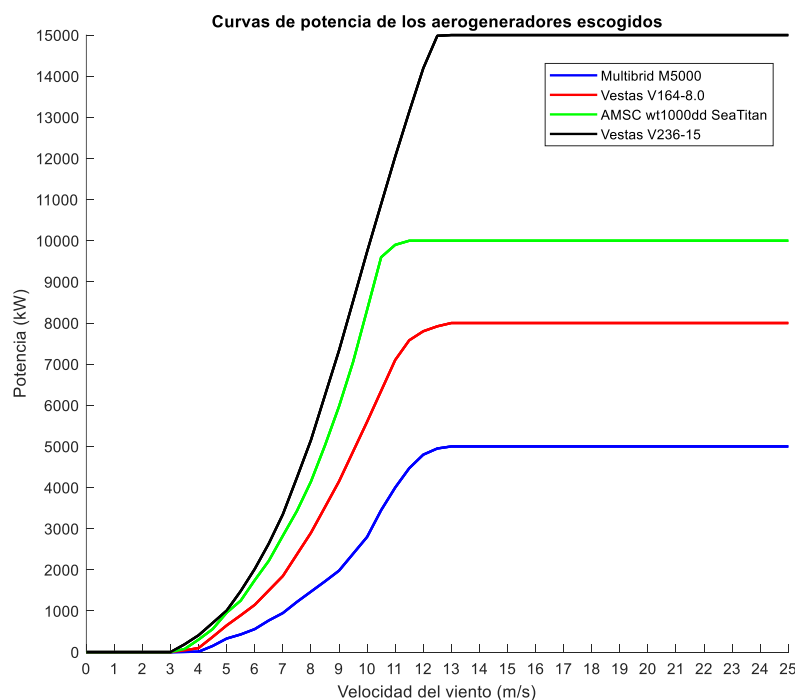


Figura 1. Curvas de potencia de los aerogeneradores escogidos. Elaborado a partir de: [1,2,5].

3. SELECCIÓN DEL AEROGENERADOR

3.1. Criterio energético

A continuación, se procede a calcular la energía anual producida, las horas equivalentes y el factor de capacidad para cada uno de los aerogeneradores mostrados en la *Tabla 1*. Estos son los parámetros más significativos para evaluar energéticamente un aerogenerador.

3.1.1. Cálculo de la energía anual producida para cada aerogenerador

Antes de proceder a calcular la energía anual producida para cada uno de los aerogeneradores, es necesario hallar la distribución de velocidades de Weibull del viento. Esta distribución estadística del viento se determinará para cada mes del año 2021, ya que se escogieron las medias mensuales correspondientes a este año.

3.1.1.1. Distribución de velocidades de Weibull para cada mes

La distribución de velocidades del viento a lo largo de un periodo determinado se calcula mediante la función de probabilidad de Weibull, que se halla con la siguiente expresión:

$$p(U) = \frac{k}{c} \cdot \left(\frac{U}{c}\right)^{k-1} \cdot e^{-\left(\frac{U}{c}\right)^k} \quad (AII-1)$$

Donde:

- $p(U)$ es la probabilidad de Weibull del viento a una determinada velocidad.
- U es la velocidad del viento.
- k es el factor de forma de la distribución de Weibull.
- c es el factor de escala de la distribución de Weibull.

❖ Velocidad del viento (U)

La velocidad del viento es necesario calcularla a la altura del rotor de cada uno de los aerogeneradores, conociendo las velocidades para una cierta altura, se puede calcular estas mismas para otra altura diferente haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$U(z) = U(H) \cdot \left(\frac{z}{H}\right)^\alpha \quad (AII-2)$$

Siendo:

- U es la velocidad del viento.
- H es la altura de referencia.
- z es la altura a la que se quiere calcular la velocidad del viento.

- α es un coeficiente que depende de la rugosidad del terreno (z_0), que adquiere un valor de 0,12 para mar abierto con olas, tal y como se especificó en el *Anexo I: Elección y estudio del emplazamiento* que se adjunta en este trabajo.

Las velocidades conocidas están referenciadas a una cota de 10 m, tal y como se estableció también en el *Anexo I*. Así, aplicando la *Ecuación (AII-2)* para cada una de las alturas de las góndolas de los aerogeneradores seleccionados, se obtienen los siguientes resultados mostrados en la *Tabla 2*:

Tabla 2. Velocidades del viento a la cota de la góndola de cada aerogenerador.

	Referencia	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
Cota	10	90	110	128	140
Meses	Velocidades (m/s)				
Enero	7,62	9,92	10,16	10,35	10,46
Febrero	6,62	8,62	8,83	8,99	9,09
Marzo	7,53	9,80	10,04	10,22	10,34
Abril	5,38	7,00	7,17	7,31	7,38
Mayo	9,82	12,78	13,09	13,33	13,48
Junio	9,8	12,76	13,07	13,31	13,45
Julio	8,58	11,17	11,44	11,65	11,78
Agosto	9,5	12,37	12,67	12,90	13,04
Septiembre	7,98	10,39	10,64	10,84	10,95
Octubre	8,71	11,34	11,61	11,83	11,96
Noviembre	7,25	9,44	9,67	9,84	9,95
Diciembre	6,8	8,85	9,07	9,23	9,33
Medias	7,97	10,37	10,62	10,82	10,93

❖ Factor de forma (k)

El factor de forma k en la ubicación seleccionada, toma un valor de 1,856 a una altura de 80 m sobre el nivel del mar. Para calcular el valor de este factor de forma (k') a la altura de cada aerogenerador z' , conociendo un valor de referencia (k) en una determinada cota (z), se utiliza la siguiente expresión:

$$k' = k \cdot \left[\frac{1 - 0,088 \cdot \ln\left(\frac{z}{10}\right)}{1 - 0,088 \cdot \ln\left(\frac{z'}{10}\right)} \right] \quad (AII-3)$$

Los factores de forma obtenidos para cada aerogenerador se muestran en la *Tabla 3*, así como la media obtenida para los cuatro factores de forma, se usará este valor medio para realizar las distribuciones de Weibull de cada mes:

Tabla 3. Factor de forma para cada aerogenerador y media de los factores de forma.

	Referencia	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
Cota	80	90	110	128	140
Factor de forma (k)	1,856	1,880	1,922	1,955	1,975
Media de los factores de forma	1,933				

❖ Factor de escala (c)

El factor de escala c de la distribución de Weibull se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$c = \frac{\bar{U}}{\Gamma(x)} \tag{AII-4}$$

Siendo \bar{U} la velocidad media del viento en el periodo considerado y Γ la función Gamma, que depende a su vez de un parámetro de cálculo x . Este parámetro x se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$x = 1 + \frac{1}{k} \tag{AII-5}$$

Una vez que se obtiene este parámetro x , se entra en la *Tabla 4* para obtener el valor de Γ :

Tabla 4. Valores de Γ según x .

x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$	x	$\Gamma(x)$
1,00	1,00000	1,25	0,90640	1,50	0,88623	1,75	0,91906
1,01	0,99433	1,26	0,90440	1,51	0,88659	1,76	0,92137
1,02	0,98884	1,27	0,90250	1,52	0,88704	1,77	0,92376
1,03	0,98355	1,28	0,90072	1,53	0,88757	1,78	0,92623
1,04	0,97844	1,29	0,89904	1,54	0,88818	1,79	0,92877
1,05	0,97350	1,30	0,89747	1,55	0,88887	1,80	0,93138
1,06	0,96874	1,31	0,89600	1,56	0,88964	1,81	0,93408
1,07	0,96415	1,32	0,89464	1,57	0,89049	1,82	0,93685
1,08	0,95973	1,33	0,89338	1,58	0,89142	1,83	0,93969
1,09	0,95546	1,34	0,89222	1,59	0,89243	1,84	0,94261
1,10	0,95135	1,35	0,89115	1,60	0,89352	1,85	0,94561
1,11	0,94740	1,36	0,89018	1,61	0,89468	1,86	0,94869
1,12	0,94359	1,37	0,88931	1,62	0,89592	1,87	0,95184
1,13	0,93993	1,38	0,88854	1,63	0,89724	1,88	0,95507
1,14	0,93642	1,39	0,88758	1,64	0,89864	1,89	0,95838
1,15	0,93304	1,40	0,88726	1,65	0,90012	1,90	0,96177
1,16	0,92980	1,41	0,88676	1,66	0,90167	1,91	0,96523
1,17	0,92670	1,42	0,88636	1,67	0,90330	1,92	0,96877
1,18	0,92373	1,43	0,88604	1,68	0,90500	1,93	0,97240
1,19	0,92089	1,44	0,88581	1,69	0,90678	1,94	0,97610
1,20	0,91817	1,45	0,88566	1,70	0,90864	1,95	0,97988
1,21	0,91558	1,46	0,88560	1,71	0,91057	1,96	0,98374
1,22	0,91311	1,47	0,88563	1,72	0,91258	1,97	0,98768
1,23	0,91075	1,48	0,88575	1,73	0,91467	1,98	0,98171
1,24	0,90852	1,49	0,88595	1,74	0,91683	1,99	0,99581
						2,00	1,00000

Para un factor de forma (k) de 1,933, x toma un valor de 1,52, que, entrando en la *Tabla 4* se obtiene una Γ de 0,88704.

En la *Tabla 5* se muestran los valores de los factores de escala (c) para los distintos meses del año 2021. Los valores tomados de la velocidad para hallar estos factores de escala son los correspondientes a las medias aritméticas de las velocidades que se tienen en la altura del rotor de todos los aerogeneradores en un mismo mes.

Tabla 5. Factores de escala para cada mes.

Meses	Velocidad media (m/s)	c (m/s)
Enero	10,22	11,523
Febrero	8,88	10,011
Marzo	10,10	11,387
Abril	7,22	8,136
Mayo	13,17	14,850
Junio	13,15	14,820
Julio	11,51	12,975
Agosto	12,74	14,366
Septiembre	10,70	12,067
Octubre	11,68	13,171
Noviembre	9,73	10,964
Diciembre	9,12	10,283
Media	10,69	12,046

Una vez obtenidos todos los parámetros, se calcula la distribución de Weibull para cada mes del año. En el siguiente *Apartado 3.1.1.2* se muestran estas distribuciones de Weibull junto a la energía mensual producida para cada aerogenerador.

3.1.1.2. Cálculo de la energía anual producida

Multiplicando la potencia que entrega el aerogenerador a una cierta velocidad por el tiempo en el que se da esta velocidad, se obtiene la energía producida del aerogenerador para una velocidad. Por tanto, realizando la suma de esta misma operación para todos los intervalos de velocidad se obtiene la energía total producida, tal y como se establece en la siguiente expresión:

$$E = \sum P \cdot t \tag{AII-6}$$

Siendo:

- E la energía producida para un periodo de tiempo determinado.
- P la potencia entregada por el aerogenerador para un intervalo de velocidad.
- t el tiempo total en el que se da el intervalo de la velocidad.

A continuación, en las siguientes tablas (de la *Tabla 6* a la *Tabla 17*), se muestran las probabilidades de Weibull para cada mes, así como la energía producida por cada aerogenerador en cada uno de los meses del año 2021. Además, también se exponen las representaciones de las distribuciones de Weibull de cada mes (de la *Figura 2* a la *Figura 13*).

Tabla 6. Distribución de Weibull y energía mensual producida - enero 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	6,67	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,02	0,03	18,27	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,04	0,07	28,47	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,05	0,12	37,16	0,0	0,0	2.786,7	7.059,6
4-5	4,50	0,06	0,18	44,13	6.619,1	16.327,1	24.711,3	31.330,4
5-6	5,50	0,07	0,25	49,27	21.186,3	44.097,0	61.686,5	73.166,5
6-7	6,50	0,07	0,32	52,56	40.470,2	78.838,1	116.680,4	138.755,0
7-8	7,50	0,07	0,39	54,06	65.952,1	128.390,3	185.422,6	229.264,5
8-9	8,50	0,07	0,46	53,92	92.743,1	190.069,5	270.950,1	336.679,0
9-10	9,50	0,07	0,53	52,36	125.132,0	255.237,8	369.217,8	446.653,0
10-11	10,50	0,07	0,60	49,62	171.205,1	315.116,6	476.396,7	540.412,5
11-12	11,50	0,06	0,66	46,00	205.638,7	348.711,7	460.041,8	604.219,0
12-13	12,50	0,06	0,72	41,78	206.789,1	330.862,6	417.755,8	625.881,8
13-14	13,50	0,05	0,77	37,20	186.015,8	297.625,3	372.031,6	558.047,4
14-15	14,50	0,04	0,81	32,52	162.607,9	260.172,7	325.215,9	487.823,8
15-16	15,50	0,04	0,85	27,93	139.634,8	223.415,7	279.269,6	418.904,4
16-17	16,50	0,03	0,88	23,57	117.861,9	188.579,0	235.723,7	353.585,6
17-18	17,50	0,03	0,91	19,57	97.837,2	156.539,4	195.674,3	293.511,5
18-19	18,50	0,02	0,93	15,98	79.905,0	127.847,9	159.809,9	239.714,9
19-20	19,50	0,02	0,95	12,85	64.230,9	102.769,4	128.461,8	192.692,7
20-21	20,50	0,01	0,96	10,17	50.833,9	81.334,2	101.667,8	152.501,7
21-22	21,50	0,01	0,97	7,92	39.620,8	63.393,2	79.241,5	118.862,3
22-23	22,50	0,01	0,98	6,08	30.419,9	48.671,8	60.839,8	91.259,7
23-24	23,50	0,01	0,98	4,60	23.011,9	36.819,0	46.023,8	69.035,6
24-25	24,50	0,00	0,99	3,43	17.154,9	27.447,9	34.309,9	51.464,8
TOTAL					1.944.870,4	3.322.266,2	4.403.919,2	6.060.825,6

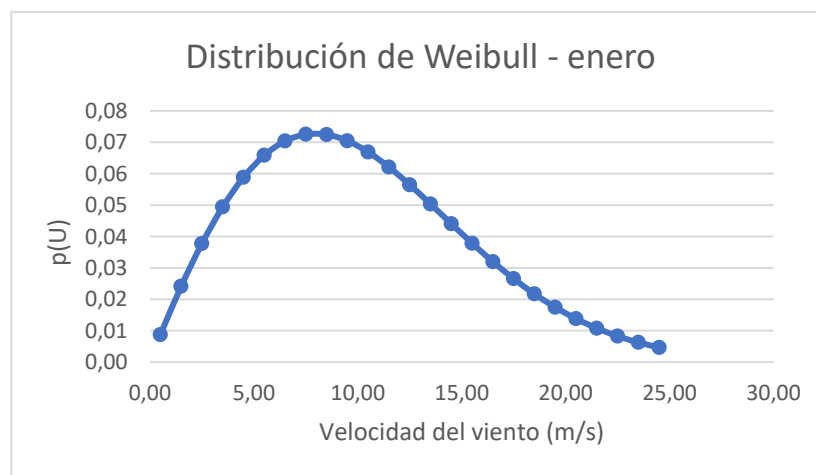


Figura 2. Representación de la distribución de Weibull – enero 2021.

Tabla 7. Distribución de Weibull y energía mensual producida – febrero 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	7,90	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,03	0,04	21,52	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,05	0,09	33,21	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,06	0,16	42,69	0,0	0,0	3.202,0	8.111,7
4-5	4,50	0,07	0,23	49,72	7.458,4	18.397,5	27.844,8	35.303,2
5-6	5,50	0,08	0,31	54,20	23.305,5	48.507,9	67.856,8	80.485,2
6-7	6,50	0,08	0,39	56,19	43.266,9	84.286,2	124.743,5	148.343,7
7-8	7,50	0,08	0,48	55,92	68.226,0	132.817,0	191.815,7	237.169,2
8-9	8,50	0,08	0,56	53,74	92.428,8	189.425,2	270.031,7	335.537,9
9-10	9,50	0,07	0,63	50,05	119.623,5	244.001,9	352.964,3	426.990,7
10-11	10,50	0,07	0,70	45,31	156.322,0	287.723,1	434.983,0	493.433,8
11-12	11,50	0,06	0,76	39,95	178.570,2	302.810,3	399.485,9	524.684,8
12-13	12,50	0,05	0,81	34,35	170.054,8	272.087,7	343.545,1	514.699,2
13-14	13,50	0,04	0,85	28,85	144.256,3	230.810,1	288.512,7	432.769,0
14-15	14,50	0,04	0,89	23,68	118.420,5	189.472,8	236.841,0	355.261,5
15-16	15,50	0,03	0,92	19,02	95.096,4	152.154,2	190.192,7	285.289,1
16-17	16,50	0,02	0,94	14,95	74.751,8	119.602,9	149.503,6	224.255,4
17-18	17,50	0,02	0,96	11,51	57.548,1	92.076,9	115.096,2	172.644,3
18-19	18,50	0,01	0,97	8,68	43.409,8	69.455,6	86.819,5	130.229,3
19-20	19,50	0,01	0,98	6,42	32.096,6	51.354,5	64.193,1	96.289,7
20-21	20,50	0,01	0,99	4,65	23.269,6	37.231,4	46.539,3	69.808,9
21-22	21,50	0,00	0,99	3,31	16.546,5	26.474,4	33.093,1	49.639,6
22-23	22,50	0,00	0,99	2,31	11.543,1	18.469,0	23.086,2	34.629,3
23-24	23,50	0,00	1,00	1,58	7.902,0	12.643,1	15.803,9	23.705,9
24-25	24,50	0,00	1,00	1,06	5.309,2	8.494,8	10.618,5	15.927,7
TOTAL					1.489.405,9	2.588.296,5	3.476.772,5	4.695.208,9

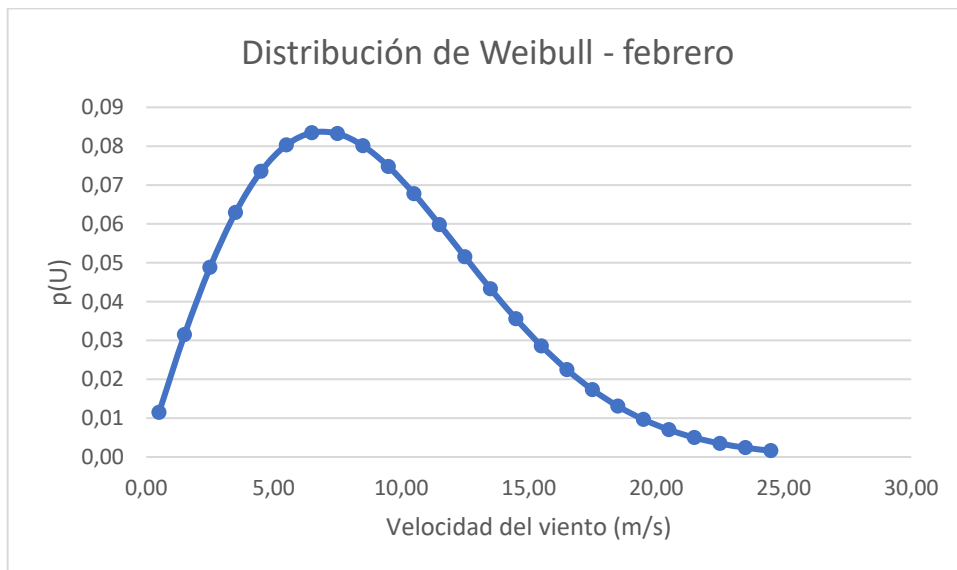


Figura 3. Representación de la distribución de Weibull – febrero 2021.

Tabla 8. Distribución de Weibull y energía mensual producida – marzo 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	6,82	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,03	0,03	18,68	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,04	0,07	29,10	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,05	0,12	37,93	0,0	0,0	2.844,8	7.206,8
4-5	4,50	0,06	0,18	44,98	6.747,4	16.643,5	25.190,1	31.937,5
5-6	5,50	0,07	0,25	50,14	21.558,2	44.871,2	62.769,5	74.451,1
6-7	6,50	0,07	0,32	53,37	41.093,5	80.052,3	118.477,5	140.892,1
7-8	7,50	0,07	0,40	54,76	66.804,1	130.049,0	187.818,2	232.226,5
8-9	8,50	0,07	0,47	54,47	93.681,2	191.992,0	273.690,8	340.084,6
9-10	9,50	0,07	0,54	52,72	126.007,2	257.023,0	371.800,2	449.777,0
10-11	10,50	0,07	0,61	49,80	171.814,9	316.239,0	478.093,6	542.337,5
11-12	11,50	0,06	0,67	46,00	205.602,5	348.650,4	459.960,9	604.112,7
12-13	12,50	0,06	0,73	41,60	205.917,7	329.468,3	415.995,3	623.244,2
13-14	13,50	0,05	0,78	36,89	184.425,9	295.081,4	368.851,7	553.277,6
14-15	14,50	0,04	0,82	32,09	160.466,4	256.746,2	320.932,8	481.399,2
15-16	15,50	0,04	0,86	27,42	137.110,8	219.377,2	274.221,5	411.332,3
16-17	16,50	0,03	0,89	23,02	115.120,4	184.192,7	230.240,8	345.361,2
17-18	17,50	0,03	0,91	19,01	95.027,7	152.044,3	190.055,4	285.083,1
18-19	18,50	0,02	0,93	15,43	77.153,3	123.445,2	154.306,6	231.459,8
19-20	19,50	0,02	0,95	12,33	61.634,8	98.615,7	123.269,6	184.904,4
20-21	20,50	0,01	0,96	9,69	48.462,4	77.539,8	96.924,7	145.387,1
21-22	21,50	0,01	0,97	7,50	37.515,5	60.024,9	75.031,1	112.546,6
22-23	22,50	0,01	0,98	5,72	28.599,1	45.758,5	57.198,2	85.797,3
23-24	23,50	0,01	0,99	4,29	21.474,4	34.359,1	42.948,8	64.423,3
24-25	24,50	0,00	0,99	3,18	15.885,6	25.416,9	31.771,1	47.656,7
TOTAL					1.922.103,0	3.287.590,7	4.362.393,4	5.994.898,6

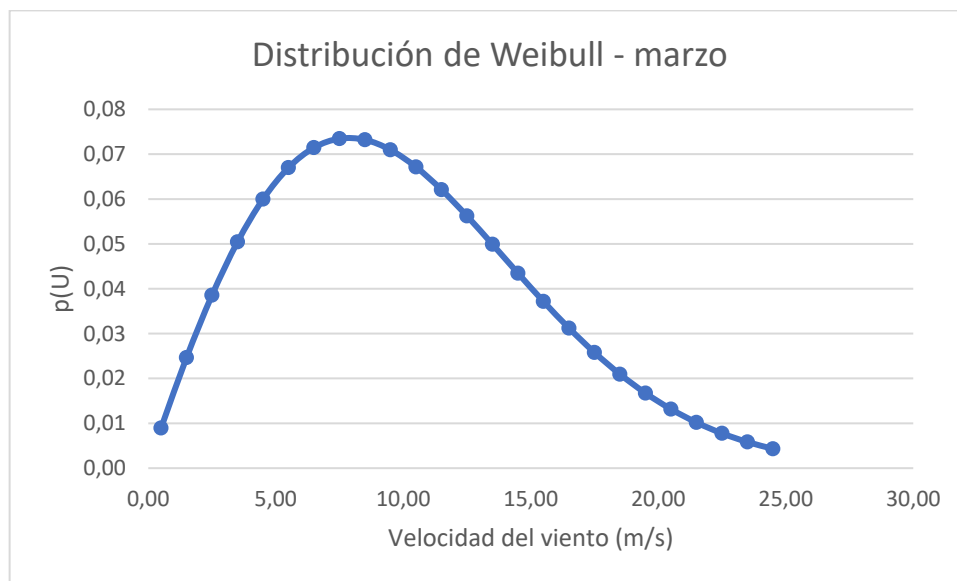


Figura 4. Representación de la distribución de Weibull – marzo 2021.

Tabla 9. Distribución de Weibull y energía mensual producida – abril 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,02	0,02	12,62	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,05	0,06	34,01	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,07	0,14	51,37	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,09	0,23	64,02	0,0	0,0	4.801,8	12.164,4
4-5	4,50	0,10	0,32	71,61	10.741,4	26.495,4	40.101,2	50.842,6
5-6	5,50	0,10	0,43	74,26	31.932,5	66.464,2	92.975,6	110.278,6
6-7	6,50	0,10	0,53	72,58	55.883,1	108.863,3	161.117,6	191.599,4
7-8	7,50	0,09	0,62	67,47	82.310,8	160.236,2	231.414,8	286.131,2
8-9	8,50	0,08	0,71	60,01	103.220,5	211.542,0	301.559,9	374.714,4
9-10	9,50	0,07	0,78	51,28	122.554,8	249.981,0	361.613,6	437.454,0
10-11	10,50	0,06	0,84	42,21	145.620,0	268.025,3	405.203,6	459.652,8
11-12	11,50	0,05	0,88	33,54	149.918,5	254.224,2	335.388,1	440.498,7
12-13	12,50	0,04	0,92	25,77	127.544,5	204.071,1	257.665,6	386.034,6
13-14	13,50	0,03	0,94	19,16	95.815,7	153.305,2	191.631,5	287.447,2
14-15	14,50	0,02	0,96	13,81	69.052,7	110.484,3	138.105,3	207.158,0
15-16	15,50	0,01	0,98	9,65	48.262,4	77.219,9	96.524,9	144.787,3
16-17	16,50	0,01	0,99	6,55	32.735,3	52.376,5	65.470,6	98.205,9
17-18	17,50	0,01	0,99	4,31	21.559,9	34.495,9	43.119,9	64.679,8
18-19	18,50	0,00	1,00	2,76	13.794,7	22.071,6	27.589,5	41.384,2
19-20	19,50	0,00	1,00	1,72	8.578,2	13.725,1	17.156,4	25.734,5
20-21	20,50	0,00	1,00	1,04	5.186,2	8.298,0	10.372,4	15.558,7
21-22	21,50	0,00	1,00	0,61	3.049,4	4.879,1	6.098,9	9.148,3
22-23	22,50	0,00	1,00	0,35	1.744,3	2.790,9	3.488,6	5.233,0
23-24	23,50	0,00	1,00	0,19	970,9	1.553,5	1.941,8	2.912,7
24-25	24,50	0,00	1,00	0,11	526,0	841,6	1.052,0	1.578,0
TOTAL					1.131.002,0	2.031.944,0	2.794.393,3	3.653.198,2

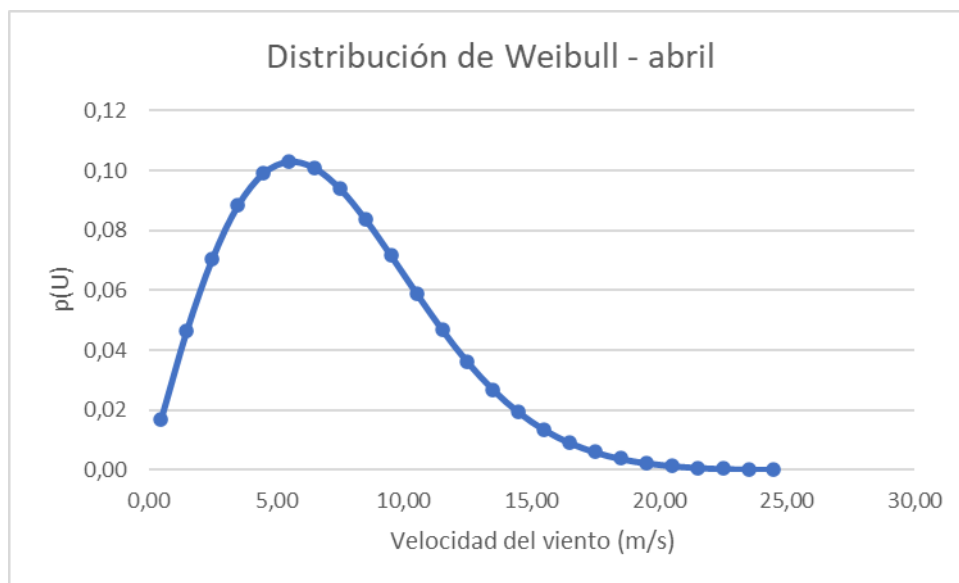


Figura 5. Representación de la distribución de Weibull – abril 2021.

Tabla 10. Distribución de Weibull y energía mensual producida – mayo 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	4,09	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,02	0,02	11,27	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,02	0,04	17,79	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,03	0,08	23,65	0,0	0,0	1.774,1	4.494,4
4-5	4,50	0,04	0,12	28,78	4.317,3	10.649,3	16.117,8	20.435,1
5-6	5,50	0,04	0,16	33,11	14.237,1	29.633,0	41.453,1	49.167,6
6-7	6,50	0,05	0,21	36,59	28.174,7	54.885,8	81.231,0	96.599,0
7-8	7,50	0,05	0,26	39,20	47.828,3	93.108,5	134.468,2	166.262,3
8-9	8,50	0,06	0,32	40,95	70.440,8	144.362,7	205.793,7	255.716,6
9-10	9,50	0,06	0,37	41,87	100.076,0	204.130,0	295.287,1	357.217,0
10-11	10,50	0,06	0,43	42,01	144.948,3	266.788,9	403.334,4	457.532,5
11-12	11,50	0,06	0,48	41,45	185.283,4	314.194,2	414.504,2	544.409,8
12-13	12,50	0,05	0,54	40,27	199.333,6	318.933,8	402.694,2	603.316,5
13-14	13,50	0,05	0,59	38,57	192.840,2	308.544,3	385.680,4	578.520,6
14-15	14,50	0,05	0,64	36,45	182.241,0	291.585,6	364.481,9	546.722,9
15-16	15,50	0,05	0,69	34,01	170.061,3	272.098,1	340.122,6	510.183,9
16-17	16,50	0,04	0,73	31,36	156.795,5	250.872,8	313.591,0	470.386,5
17-18	17,50	0,04	0,77	28,58	142.903,9	228.646,3	285.807,8	428.711,8
18-19	18,50	0,03	0,80	25,76	128.800,3	206.080,5	257.600,6	386.400,9
19-20	19,50	0,03	0,83	22,97	114.843,0	183.748,7	229.685,9	344.528,9
20-21	20,50	0,03	0,86	20,27	101.329,9	162.127,8	202.659,8	303.989,7
21-22	21,50	0,02	0,88	17,70	88.497,3	141.595,7	176.994,6	265.491,9
22-23	22,50	0,02	0,90	15,30	76.521,0	122.433,6	153.041,9	229.562,9
23-24	23,50	0,02	0,92	13,10	65.520,3	104.832,5	131.040,6	196.560,9
24-25	24,50	0,01	0,94	11,11	55.563,9	88.902,3	111.127,9	166.691,8
TOTAL					2.270.557,1	3.798.154,2	4.948.492,9	6.982.903,4

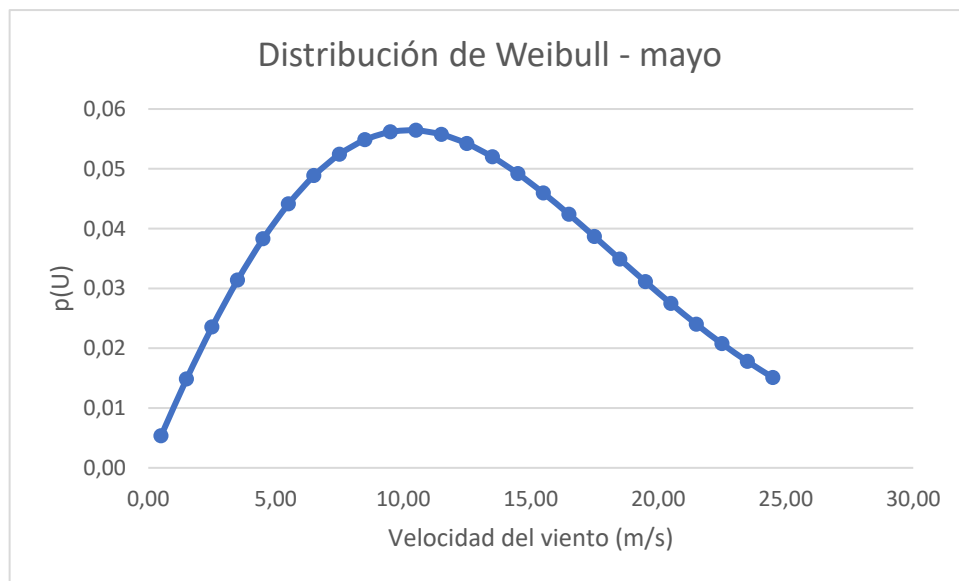


Figura 6. Representación de la distribución de Weibull – mayo 2021.

Tabla 11. Distribución de Weibull y energía mensual producida – junio 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	3,97	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,02	0,02	10,95	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,02	0,04	17,29	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,03	0,08	22,98	0,0	0,0	1.723,2	4.365,5
4-5	4,50	0,04	0,12	27,95	4.192,9	10.342,4	15.653,4	19.846,2
5-6	5,50	0,04	0,16	32,15	13.824,2	28.773,7	40.251,0	47.741,8
6-7	6,50	0,05	0,21	35,52	27.351,6	53.282,4	78.858,0	93.777,0
7-8	7,50	0,05	0,26	38,05	46.419,3	90.365,4	130.506,7	161.364,1
8-9	8,50	0,06	0,32	39,74	68.345,9	140.069,3	199.673,2	248.111,3
9-10	9,50	0,06	0,37	40,61	97.068,4	197.995,2	286.412,7	346.481,4
10-11	10,50	0,06	0,43	40,74	140.542,2	258.679,1	391.073,9	443.624,4
11-12	11,50	0,06	0,49	40,17	179.581,4	304.525,0	401.748,0	527.655,8
12-13	12,50	0,05	0,54	39,01	193.117,9	308.988,6	390.137,1	584.503,4
13-14	13,50	0,05	0,59	37,35	186.742,1	298.787,4	373.484,2	560.226,3
14-15	14,50	0,05	0,64	35,28	176.392,2	282.227,6	352.784,5	529.176,7
15-16	15,50	0,05	0,69	32,90	164.518,1	263.228,9	329.036,2	493.554,2
16-17	16,50	0,04	0,73	30,32	151.601,1	242.561,8	303.202,3	454.803,4
17-18	17,50	0,04	0,77	27,62	138.089,2	220.942,7	276.178,4	414.267,6
18-19	18,50	0,03	0,80	24,88	124.384,2	199.014,8	248.768,5	373.152,7
19-20	19,50	0,03	0,83	22,17	110.833,7	177.334,0	221.667,5	332.501,2
20-21	20,50	0,03	0,86	19,55	97.726,1	156.361,8	195.452,2	293.178,3
21-22	21,50	0,02	0,88	17,06	85.289,3	136.462,9	170.578,6	255.867,9
22-23	22,50	0,02	0,90	14,74	73.692,4	117.907,9	147.384,9	221.077,3
23-24	23,50	0,02	0,92	12,61	63.049,6	100.879,4	126.099,3	189.148,9
24-25	24,50	0,01	0,94	10,69	53.425,7	85.481,1	106.851,4	160.277,2
TOTAL					2.196.187,6	3.674.211,3	4.787.525,0	6.754.702,9

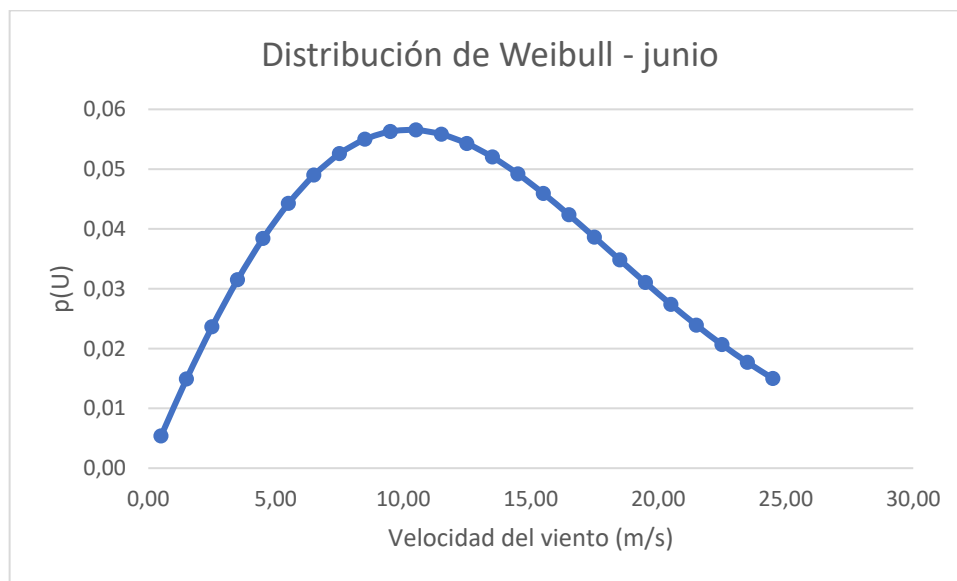


Figura 7. Representación de la distribución de Weibull – junio 2021.

Tabla 12. Distribución de Weibull y energía mensual producida – julio 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	5,30	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,02	0,03	14,58	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,03	0,06	22,88	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,04	0,10	30,15	0,0	0,0	2.261,4	5.728,8
4-5	4,50	0,05	0,15	36,27	5.440,6	13.420,2	20.311,6	25.752,2
5-6	5,50	0,06	0,20	41,14	17.691,1	36.822,2	51.509,9	61.096,0
6-7	6,50	0,06	0,26	44,72	34.431,6	67.074,6	99.270,4	118.051,3
7-8	7,50	0,06	0,33	47,00	57.336,2	111.617,5	161.199,2	199.313,7
8-9	8,50	0,06	0,39	48,04	82.623,7	169.330,5	241.386,0	299.943,1
9-10	9,50	0,06	0,45	47,93	114.563,8	233.681,4	338.035,2	408.930,5
10-11	10,50	0,06	0,52	46,82	161.538,9	297.325,1	449.499,4	509.900,9
11-12	11,50	0,06	0,58	44,86	200.522,4	340.035,8	448.596,0	589.186,0
12-13	12,50	0,06	0,63	42,22	208.974,2	334.358,7	422.170,0	632.495,2
13-14	13,50	0,05	0,69	39,07	195.354,7	312.567,5	390.709,4	586.064,2
14-15	14,50	0,05	0,73	35,59	177.959,5	284.735,1	355.918,9	533.878,4
15-16	15,50	0,04	0,78	31,94	159.686,7	255.498,7	319.373,4	479.060,1
16-17	16,50	0,04	0,82	28,25	141.230,8	225.969,2	282.461,5	423.692,3
17-18	17,50	0,03	0,85	24,63	123.174,5	197.079,2	246.349,0	369.523,5
18-19	18,50	0,03	0,88	21,20	105.980,8	169.569,3	211.961,7	317.942,5
19-20	19,50	0,02	0,90	18,00	89.992,3	143.987,7	179.984,6	269.976,9
20-21	20,50	0,02	0,92	15,09	75.437,9	120.700,6	150.875,7	226.313,6
21-22	21,50	0,02	0,94	12,49	62.444,8	99.911,7	124.889,7	187.334,5
22-23	22,50	0,01	0,95	10,21	51.053,9	81.686,2	102.107,8	153.161,6
23-24	23,50	0,01	0,96	8,25	41.236,0	65.977,5	82.471,9	123.707,9
24-25	24,50	0,01	0,97	6,58	32.909,3	52.654,9	65.818,6	98.727,9
TOTAL					2.139.583,6	3.614.003,8	4.747.161,4	6.619.781,1

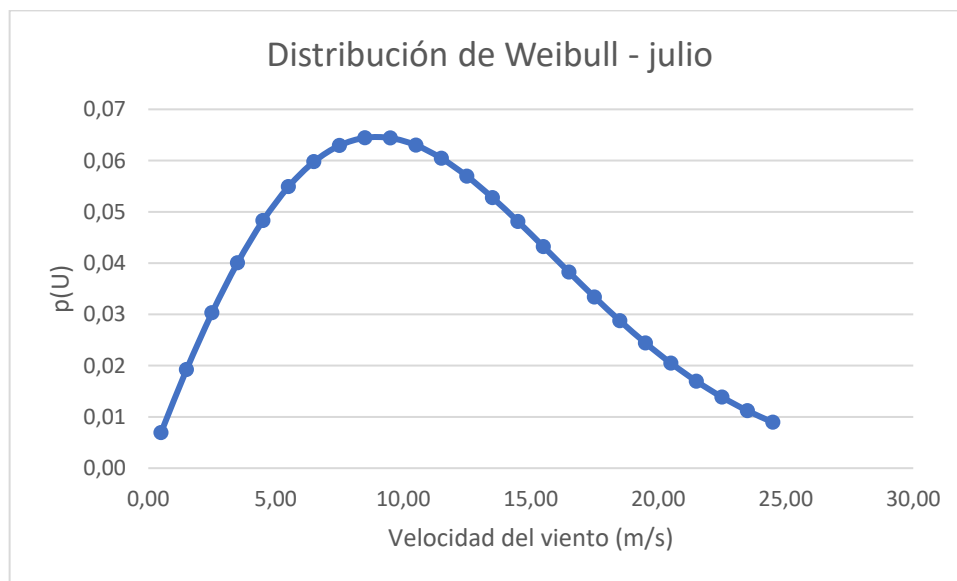


Figura 8. Representación de la distribución de Weibull – julio 2021.

Tabla 13. Distribución de Weibull y energía mensual producida – agosto 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	4,36	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,02	0,02	12,01	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,03	0,05	18,93	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,03	0,08	25,12	0,0	0,0	1.883,8	4.772,3
4-5	4,50	0,04	0,12	30,48	4.572,6	11.279,1	17.071,1	21.643,7
5-6	5,50	0,05	0,17	34,96	15.032,1	31.287,8	43.768,0	51.913,3
6-7	6,50	0,05	0,22	38,49	29.638,4	57.737,1	85.450,9	101.617,3
7-8	7,50	0,06	0,28	41,06	50.098,8	97.528,3	140.851,4	174.154,8
8-9	8,50	0,06	0,33	42,69	73.428,9	150.486,5	214.523,3	266.563,9
9-10	9,50	0,06	0,39	43,41	103.759,9	211.644,1	306.156,7	370.366,3
10-11	10,50	0,06	0,45	43,30	149.392,0	274.968,0	415.699,6	471.559,2
11-12	11,50	0,06	0,51	42,44	189.725,3	321.726,6	424.441,5	557.461,4
12-13	12,50	0,06	0,56	40,94	202.677,3	324.283,7	409.449,1	613.436,6
13-14	13,50	0,05	0,61	38,92	194.589,8	311.343,7	389.179,6	583.769,4
14-15	14,50	0,05	0,66	36,48	182.402,2	291.843,5	364.804,4	547.206,7
15-16	15,50	0,05	0,71	33,75	168.739,2	269.982,7	337.478,4	506.217,6
16-17	16,50	0,04	0,75	30,83	154.147,4	246.635,9	308.294,8	462.442,2
17-18	17,50	0,04	0,79	27,83	139.125,2	222.600,3	278.250,3	417.375,5
18-19	18,50	0,03	0,82	24,82	124.109,5	198.575,2	248.219,0	372.328,5
19-20	19,50	0,03	0,85	21,89	109.468,1	175.149,0	218.936,3	328.404,4
20-21	20,50	0,03	0,88	19,10	95.496,1	152.793,8	190.992,2	286.488,3
21-22	21,50	0,02	0,90	16,48	82.416,2	131.866,0	164.832,5	247.248,7
22-23	22,50	0,02	0,92	14,08	70.383,2	112.613,1	140.766,3	211.149,5
23-24	23,50	0,02	0,93	11,90	59.489,6	95.183,4	118.979,3	178.468,9
24-25	24,50	0,01	0,95	9,95	49.774,6	79.639,4	99.549,2	149.323,9
TOTAL					2.248.466,5	3.769.167,1	4.919.577,8	6.923.912,4

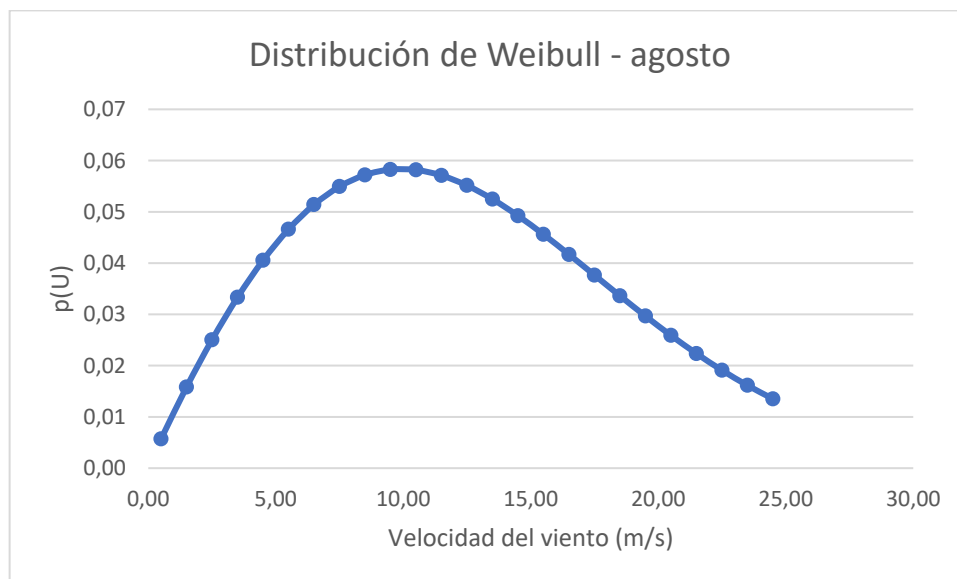


Figura 9. Representación de la distribución de Weibull – agosto 2021.

Tabla 14. Distribución de Weibull y energía mensual producida – septiembre 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	5,90	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,02	0,03	16,20	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,04	0,07	25,32	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,05	0,11	33,17	0,0	0,0	2.487,7	6.302,2
4-5	4,50	0,06	0,17	39,60	5.940,6	14.653,4	22.178,1	28.118,7
5-6	5,50	0,06	0,23	44,51	19.139,8	39.837,5	55.728,0	66.099,1
6-7	6,50	0,07	0,30	47,85	36.847,0	71.779,8	106.234,1	126.332,4
7-8	7,50	0,07	0,36	49,66	60.589,9	117.951,7	170.347,1	210.624,5
8-9	8,50	0,07	0,43	50,04	86.075,2	176.404,1	251.469,6	312.472,9
9-10	9,50	0,07	0,50	49,15	117.463,4	239.595,9	346.590,8	419.280,6
10-11	10,50	0,07	0,57	47,17	162.741,9	299.539,4	452.846,9	513.698,2
11-12	11,50	0,06	0,63	44,33	198.172,1	336.050,2	443.338,0	582.280,1
12-13	12,50	0,06	0,69	40,86	202.266,4	323.626,3	408.619,1	612.193,1
13-14	13,50	0,05	0,74	36,98	184.886,5	295.818,4	369.773,1	554.659,6
14-15	14,50	0,05	0,78	32,88	164.420,0	263.072,0	328.840,0	493.260,0
15-16	15,50	0,04	0,82	28,76	143.800,3	230.080,5	287.600,7	431.401,0
16-17	16,50	0,03	0,86	24,75	123.761,7	198.018,8	247.523,5	371.285,2
17-18	17,50	0,03	0,89	20,97	104.871,0	167.793,6	209.742,0	314.613,0
18-19	18,50	0,02	0,91	17,51	87.529,3	140.046,9	175.058,6	262.587,9
19-20	19,50	0,02	0,93	14,40	71.984,6	115.175,3	143.969,2	215.953,7
20-21	20,50	0,02	0,95	11,67	58.351,3	93.362,1	116.702,7	175.054,0
21-22	21,50	0,01	0,96	9,33	46.634,4	74.615,0	93.268,8	139.903,2
22-23	22,50	0,01	0,97	7,35	36.754,5	58.807,2	73.509,0	110.263,5
23-24	23,50	0,01	0,98	5,71	28.573,0	45.716,8	57.146,0	85.718,9
24-25	24,50	0,01	0,98	4,38	21.914,1	35.062,5	43.828,1	65.742,2
TOTAL					1.962.717,0	3.337.007,4	4.406.800,8	6.097.843,9

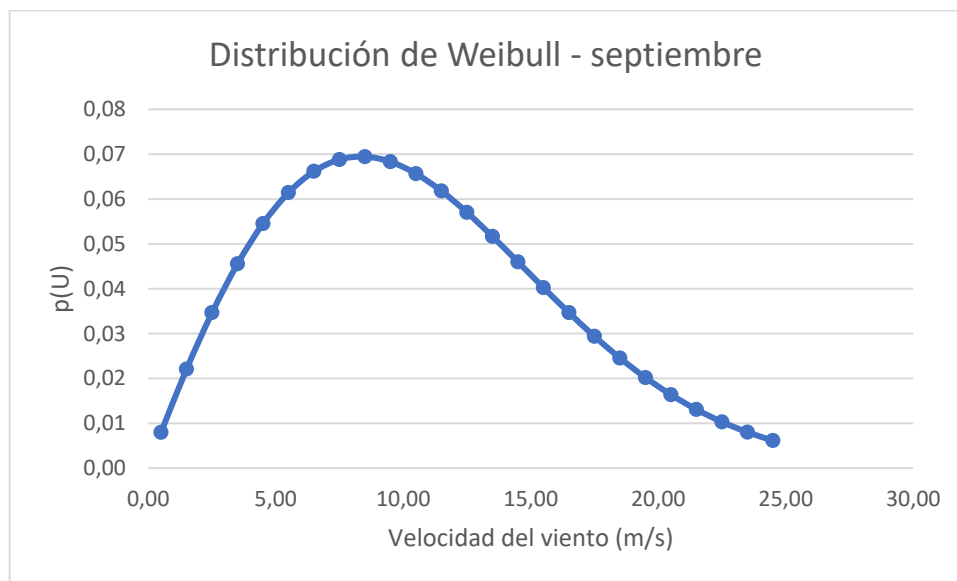


Figura 10. Representación de la distribución de Weibull – septiembre 2021.

Tabla 15. Distribución de Weibull y energía mensual producida – octubre 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	5,15	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,02	0,03	14,17	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,03	0,06	22,25	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,04	0,10	29,35	0,0	0,0	2.201,6	5.577,4
4-5	4,50	0,05	0,14	35,36	5.304,3	13.084,0	19.802,8	25.107,1
5-6	5,50	0,05	0,20	40,18	17.278,2	35.962,8	50.307,7	59.670,1
6-7	6,50	0,06	0,26	43,76	33.698,0	65.645,5	97.155,4	115.536,1
7-8	7,50	0,06	0,32	46,11	56.249,4	109.501,9	158.143,8	195.535,8
8-9	8,50	0,06	0,38	47,25	81.278,2	166.573,1	237.455,2	295.058,8
9-10	9,50	0,06	0,44	47,30	113.040,7	230.574,6	333.541,0	403.493,8
10-11	10,50	0,06	0,51	46,36	159.925,6	294.355,8	445.010,4	504.808,7
11-12	11,50	0,06	0,57	44,57	199.247,5	337.873,9	445.743,9	585.440,0
12-13	12,50	0,06	0,62	42,12	208.471,1	333.553,8	421.153,7	630.972,5
13-14	13,50	0,05	0,68	39,14	195.719,5	313.151,2	391.439,0	587.158,5
14-15	14,50	0,05	0,72	35,82	179.110,5	286.576,8	358.221,0	537.331,6
15-16	15,50	0,04	0,77	32,30	161.506,8	258.410,9	323.013,7	484.520,5
16-17	16,50	0,04	0,81	28,72	143.583,7	229.734,0	287.167,5	430.751,2
17-18	17,50	0,03	0,84	25,18	125.916,3	201.466,0	251.832,5	377.748,8
18-19	18,50	0,03	0,87	21,79	108.969,3	174.350,8	217.938,5	326.907,8
19-20	19,50	0,03	0,89	18,62	93.095,3	148.952,5	186.190,6	279.285,9
20-21	20,50	0,02	0,92	15,71	78.539,4	125.663,0	157.078,7	235.618,1
21-22	21,50	0,02	0,93	13,09	65.448,4	104.717,5	130.896,8	196.345,3
22-23	22,50	0,01	0,95	10,78	53.884,6	86.215,4	107.769,3	161.653,9
23-24	23,50	0,01	0,96	8,77	43.840,4	70.144,6	87.680,8	131.521,2
24-25	24,50	0,01	0,97	7,05	35.253,9	56.406,2	70.507,8	105.761,7
TOTAL					2.159.361,2	3.642.914,3	4.780.251,7	6.675.804,7

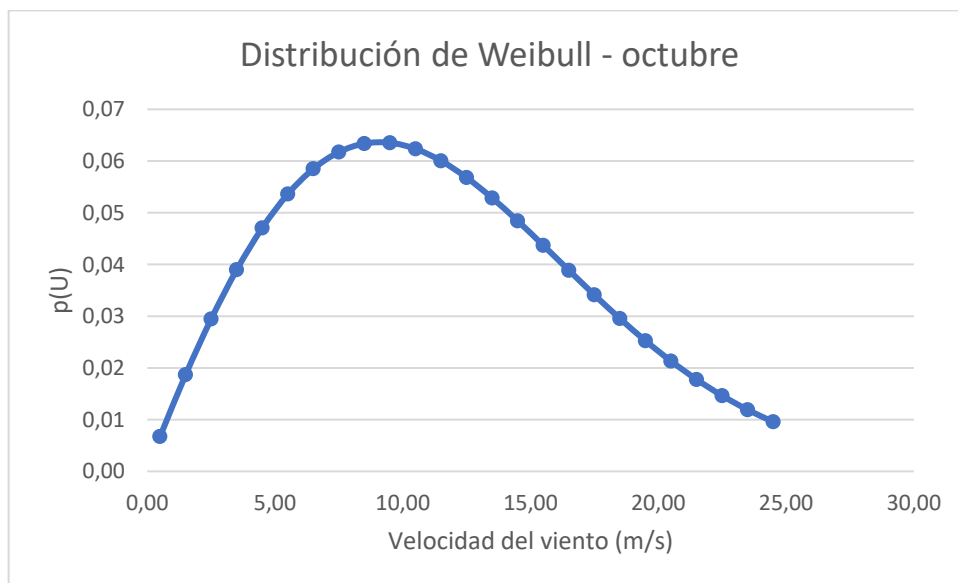


Figura 11. Representación de la distribución de Weibull – octubre 2021.

Tabla 16. Distribución de Weibull y energía mensual producida – noviembre 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	7,10	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,03	0,04	19,43	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,04	0,08	30,18	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,05	0,13	39,19	0,0	0,0	2.939,3	7.446,3
4-5	4,50	0,06	0,20	46,25	6.937,7	17.113,1	25.900,9	32.838,6
5-6	5,50	0,07	0,27	51,24	22.034,2	45.862,0	64.155,5	76.095,0
6-7	6,50	0,08	0,34	54,16	41.704,0	81.241,5	120.237,4	142.985,0
7-8	7,50	0,08	0,42	55,12	67.243,3	130.904,0	189.052,9	233.753,1
8-9	8,50	0,08	0,50	54,32	93.426,0	191.469,1	272.945,3	339.158,3
9-10	9,50	0,07	0,57	52,04	124.369,0	253.681,6	366.966,7	443.929,8
10-11	10,50	0,07	0,64	48,60	167.654,4	308.581,2	466.516,5	529.204,6
11-12	11,50	0,06	0,70	44,33	198.133,5	335.984,8	443.251,7	582.166,7
12-13	12,50	0,05	0,75	39,55	195.767,1	313.227,4	395.489,1	592.521,8
13-14	13,50	0,05	0,80	34,56	172.793,9	276.470,3	345.587,8	518.381,7
14-15	14,50	0,04	0,84	29,60	148.012,2	236.819,5	296.024,4	444.036,5
15-16	15,50	0,03	0,88	24,88	124.377,0	199.003,1	248.753,9	373.130,9
16-17	16,50	0,03	0,90	20,52	102.595,0	164.152,0	205.190,0	307.784,9
17-18	17,50	0,02	0,93	16,62	83.115,4	132.984,7	166.230,9	249.346,3
18-19	18,50	0,02	0,95	13,23	66.160,3	105.856,5	132.320,6	198.480,9
19-20	19,50	0,01	0,96	10,35	51.765,0	82.824,0	103.530,1	155.295,1
20-21	20,50	0,01	0,97	7,96	39.823,5	63.717,6	79.647,0	119.470,5
21-22	21,50	0,01	0,98	6,03	30.132,1	48.211,4	60.264,2	90.396,3
22-23	22,50	0,01	0,99	4,49	22.429,2	35.886,7	44.858,4	67.287,6
23-24	23,50	0,00	0,99	3,29	16.428,1	26.285,0	32.856,2	49.284,4
24-25	24,50	0,00	0,99	2,37	11.842,3	18.947,7	23.684,6	35.526,9
TOTAL					1.786.743,3	3.069.223,0	4.086.403,3	5.588.521,4

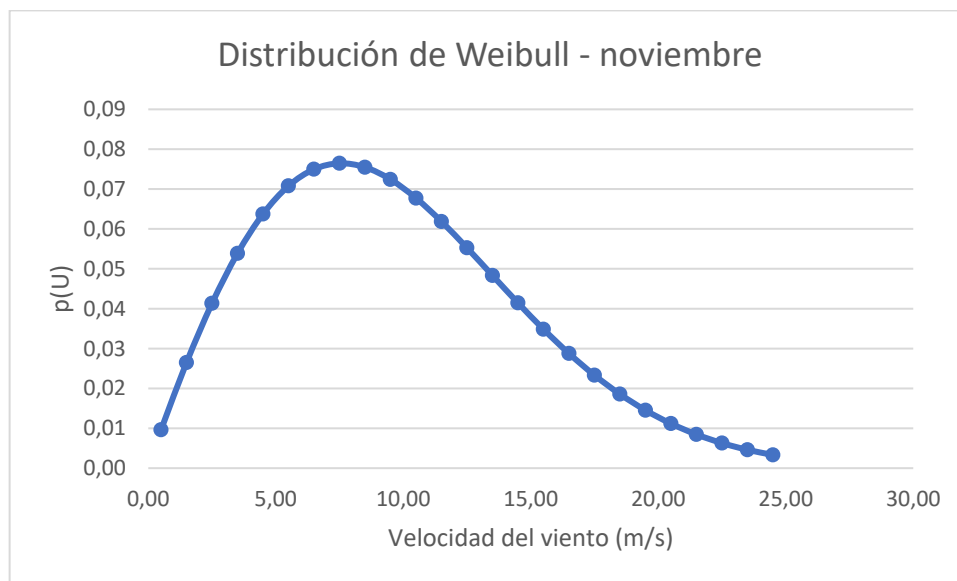


Figura 12. Representación de la distribución de Weibull – noviembre 2021.

Tabla 17. Distribución de Weibull y energía mensual producida – diciembre 2021.

DISTRIBUCIÓN DE WEIBULL					ENERGÍA (kW·h)			
Intervalo (m/s)	Velocidad del viento (m/s)	Probabilidad de Weibull	Suma de frecuencias	Horas	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
0-1	0,50	0,01	0,01	8,30	0,0	0,0	0,0	0,0
1-2	1,50	0,03	0,04	22,66	0,0	0,0	0,0	0,0
2-3	2,50	0,05	0,09	35,03	0,0	0,0	0,0	0,0
3-4	3,50	0,06	0,15	45,18	0,0	0,0	3.388,3	8.583,6
4-5	4,50	0,07	0,22	52,83	7.925,2	19.548,8	29.587,4	37.512,5
5-6	5,50	0,08	0,30	57,89	24.890,7	51.807,3	72.472,4	85.959,7
6-7	6,50	0,08	0,38	60,38	46.490,4	90.565,7	134.037,2	159.395,6
7-8	7,50	0,08	0,46	60,51	73.823,0	143.712,9	207.551,7	256.625,9
8-9	8,50	0,08	0,54	58,61	100.806,1	206.593,9	294.506,2	365.949,5
9-10	9,50	0,07	0,61	55,07	131.623,3	268.478,6	388.371,5	469.823,7
10-11	10,50	0,07	0,68	50,34	173.688,0	319.686,6	483.305,7	548.249,9
11-12	11,50	0,06	0,74	44,86	200.532,8	340.053,4	448.619,3	589.216,6
12-13	12,50	0,05	0,79	39,03	193.189,5	309.103,2	390.281,8	584.720,3
13-14	13,50	0,04	0,84	33,19	165.934,5	265.495,2	331.869,1	497.803,6
14-15	14,50	0,04	0,88	27,61	138.045,8	220.873,2	276.091,5	414.137,3
15-16	15,50	0,03	0,91	22,49	112.444,9	179.911,8	224.889,7	337.334,6
16-17	16,50	0,02	0,93	17,95	89.734,7	143.575,5	179.469,4	269.204,1
17-18	17,50	0,02	0,95	14,04	70.196,4	112.314,2	140.392,7	210.589,1
18-19	18,50	0,01	0,96	10,77	53.851,3	86.162,1	107.702,7	161.554,0
19-20	19,50	0,01	0,97	8,11	40.529,6	64.847,3	81.059,1	121.588,7
20-21	20,50	0,01	0,98	5,99	29.935,4	47.896,6	59.870,8	89.806,2
21-22	21,50	0,01	0,99	4,34	21.705,0	34.728,1	43.410,1	65.115,1
22-23	22,50	0,00	0,99	3,09	15.452,9	24.724,6	30.905,8	46.358,7
23-24	23,50	0,00	1,00	2,16	10.805,1	17.288,2	21.610,3	32.415,4
24-25	24,50	0,00	1,00	1,48	7.421,8	11.874,9	14.843,6	22.265,4
TOTAL					1.709.026,4	2.959.242,1	3.964.236,1	5.374.209,4

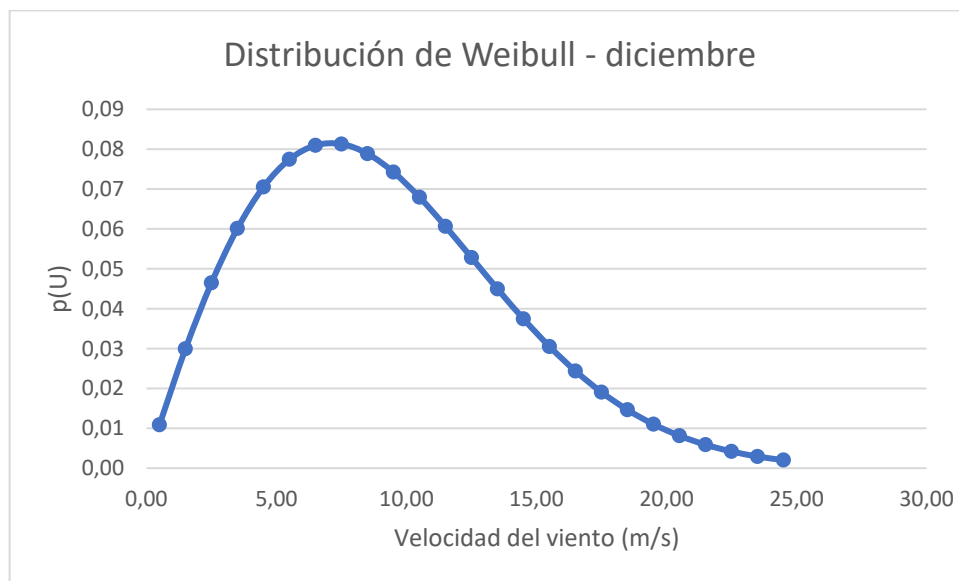


Figura 13. Representación de la distribución de Weibull – diciembre 2021.

Una vez obtenidos estos resultados, sumando las energías producidas de cada aerogenerador en cada uno de los meses, se obtiene la energía producida anual para cada modelo, y dividiendo esta energía total producida entre el número de meses estudiado (12), se obtiene la media de energía mensual producida por cada aerogenerador. En la siguiente *Tabla 18* se muestran estos resultados:

Tabla 18. Energía anual y energía media mensual producida para cada aerogenerador.

Aerogeneradores	ΣE (GW·h)	E. Media, mensual (GW·h)
Multibrid M5000	23,0	1,91
Vestas V164-8.0	39,1	3,26
AMSC wt10000dd SeaTitan	51,7	4,31
Vestas V236-15	71,4	5,95

3.1.2. Horas equivalentes y factor de capacidad

Dos parámetros que definen la productividad de un aerogenerador son las horas equivalentes y el factor de capacidad. Las horas equivalentes (*HE*) se definen como la relación entre la energía real que se obtiene y la potencia eólica instalada, tal y como se establece a continuación:

$$HE = \frac{E}{P_N} \quad (AII-7)$$

Donde *E* es la energía producida para un periodo de tiempo, y *P_N* es la potencia nominal instalada.

El factor de capacidad representa el porcentaje de energía realmente producida en un año, con respecto a la teóricamente producible en el mismo periodo:

$$FC = \frac{E}{P_N \cdot t} \cdot 100 (\%) \quad (AII-8)$$

Siendo *E* la energía producida para un periodo de tiempo (*t*), y *P_N* es la potencia nominal instalada.

A continuación, en la *Tabla 19* se muestran los resultados del factor de capacidad y de horas equivalentes para cada aerogenerador:

Tabla 19. Horas equivalentes y factor de capacidad para los aerogeneradores.

Aerogeneradores	HE (h)	FC (%)
Multibrid M5000	4.592	52,42
Vestas V164-8.0	4.887	55,78
AMSC wt10000dd SeaTitan	5.168	58,99
Vestas V236-15	4.761	54,35

Atendiendo a los resultados obtenidos, en cuanto a horas equivalentes y factor de capacidad, los mejores resultados se obtienen para el aerogenerador de 10 MW, siguiéndole el de 8 MW.

3.2. Criterio estructural

A continuación, se realiza el dimensionamiento del monopilote para cada aerogenerador, teniendo en cuenta los datos escogidos para cada uno de ellos (Tabla 1), con el fin de evaluar el tamaño de la cimentación. Los resultados que se obtienen son los siguientes:

Tabla 20. Dimensionamiento del monopilote para cada aerogenerador.

Características del monopilote	Multibrid M5000	Vestas V164-8.0	AMSC wt10000dd SeaTitan	Vestas V236-15
Diámetro (D_p) [m]	7,60	8,60	9,30	10,30
Espesor (t_p) [m]	0,083	0,093	0,100	0,110
L enterrada (L_p) [m]	59,48	65,53	69,69	75,52
L subestructura (L_s) [m]	40,18	40,18	40,18	40,18
L total (L_{pt}) [m]	99,66	105,72	109,87	115,71
Masa (m_p) [t]	1.550,40	2.085,20	2.520,00	3.233,10

Para los cuatro aerogeneradores se ha obtenido un correcto dimensionado de la cimentación. Como se observa, los monopilotes obtenidos son de grandes dimensiones, superando los 100 m de longitud y las 1.500 toneladas. Actualmente, ya se fabrican cimentaciones monopilotadas de más de 100 m de longitud y hasta las 2.500 toneladas de peso. Atendiendo a los resultados obtenidos, el que supera de manera notable las 2.500 toneladas es el monopilote correspondiente al aerogenerador de 15 MW, con un peso total de 3.233 toneladas, por lo que desde el punto de vista de fabricación e instalación es la cimentación más problemática.

3.3. Criterio económico

Para evaluar económicamente los distintos aerogeneradores con su respectiva cimentación, se realizan las siguientes consideraciones:

- Ante la imposibilidad de obtener datos acerca de los precios de los aerogeneradores, una práctica habitual es considerar que cada MW instalado de potencia nominal adquiere un precio determinado. Para este caso, se supone que cada MW instalado adquiere un valor de 4.000.000 €.
- El coste de la cimentación se cuantifica considerando el kg del acero S355JR a un precio unitario de 1,73. Además, el transporte y colocación de la cimentación se consideran como un 25 % del coste total en acero del monopilote. Demás costes de fabricación, como mecanizados, soldaduras, ensayos de calidad se tienen en cuenta considerando un 8 % del coste total de acero de la cimentación.
- Los costes fijos como los costes de obra civil y eléctricos no se tienen en cuenta.
- Para estimar los ingresos esperados por año, se considera un precio de generación de energía de 0,206 €/kWh, que es el precio que alcanzó la energía en febrero de 2022.
- El coste de mantenimiento para cada aerogenerador por año se estima como un 1 % del coste total del mismo (coste del conjunto aerogenerador y cimentación).

En la *Tabla 21* se muestran los costes estimados para cada uno de los aerogeneradores, así como para su monopilote, finalmente, se expone el coste total de adquisición del conjunto aerogenerador-monopilote. Es importante destacar que estos costes no son reales, se han calculado a partir de las suposiciones anteriormente expuestas, con el único objetivo de poder calcular una tasa interna de rentabilidad (TIR) y un periodo de retorno para cada aerogenerador que permita clasificarlos en cuanto a términos económicos.

Tabla 21. Costes de los aerogeneradores y de la cimentación de cada uno de ellos.

Modelos	Coste aerogenerador (€)	Masa del monopilote (t)	Coste del acero de la cimentación (€)	Demás costes del monopilote	Coste total cimentación (€)	Coste total aerogenerador + cimentación (€)
Multibrid M5000	20.000.000	1.550,4	2.682.192	885.123,36	3.567.315,36	23.567.315,36
Vestas V164-8.0	32.000.000	2.085,2	3.607.396	1.190.440,68	4.797.836,68	36.797.836,68
AMSC wt10000dd SeaTitan	40.000.000	2.520	4.359.600	1.438.668	5.798.268	45.798.268
Vestas V236-15	60.000.000	3.233,1	5.593.263	1.845.776,79	7.439.039,79	67.439.039,79

En la siguiente *Tabla 22* se indican los ingresos estimados anuales por generación de energía:

Tabla 22. Ingresos estimados anuales por generación de energía.

Modelos	Precio generación (€/kW·h)	ΣE (kW·h)	Ingresos (€)
Multibrid M5000	0,206	22.960.023,85	4.729.764,91
Vestas V164-8.0		39.094.020,68	8.053.368,26
AMSC wt10000dd SeaTitan		51.677.927,58	10.645.653,08
Vestas V236-15		71.421.810,39	14.712.892,94

Finalmente, en la *Tabla 23* se exponen los flujos de caja anuales estimados, se muestra la tasa interna de rentabilidad (TIR) en 20 años, así como el periodo de retorno que se obtiene para cada aerogenerador.

Tabla 23. Análisis de la inversión para cada aerogenerador (TIR y periodo de retorno).

Modelos	Coste total de la inversión (€)	Ingresos anuales (€)	Coste anual - mantenimiento (€)	Flujo de caja anual (€)	TIR (% , 20 años)	Periodo de retorno (años)
Multibrid M5000	23.567.315,36	4.729.764,91	235.673,15	4.494.091,76	18,42	5,24
Vestas V164-8.0	36.797.836,68	8.053.368,26	367.978,37	7.685.389,89	20,37	4,79
AMSC wt10000dd SeaTitan	45.798.268,00	10.645.653,08	457.982,68	10.187.670,40	21,81	4,50
Vestas V236-15	67.439.039,79	14.712.892,94	674.390,40	14.038.502,54	20,30	4,80

Atendiendo a los resultados mostrados, el aerogenerador con una mayor TIR y con un menor periodo de retorno es el de 10 MW (AMSC wt10000dd SeaTitan), seguido del de 8 MW (Vestas V164-8), aunque este último con unos resultados muy parecidos que los obtenidos para el modelo de Vestas de 15 MW. Por ello, desde el punto de vista económico, los dos aerogeneradores de 10 y 8 MW parecen ser los más idóneos.

3.4. Elección del aerogenerador

Atendiendo a los resultados obtenidos en los anteriores apartados, se selecciona el aerogenerador de 10 MW, puesto que desde el punto de vista energético y económico es el que mejores resultados ha presentado. Desde el punto de vista energético, es el que ha obtenido una mayor cantidad de horas equivalentes y factor de capacidad, y, atendiendo al criterio económico es el que ha conseguido una mayor TIR y un menor periodo de retorno. Por último, también es importante destacar que desde el punto de vista estructural, su monopilote se encuentra dentro de los límites de peso de los monopilotes fabricados hasta la fecha, con un peso aproximado de 2.500 toneladas. Por todo esto, se concluye que el aerogenerador más adecuado para la ubicación seleccionada es el de AMSC wt10000dd SeaTitan de 10 MW.

4. REFERENCIAS

- [1] Wind energy database. (s. f.). The Wind Power Wind Energy Market Intelligence. Disponible en: <https://www.thewindpower.net/>. Último acceso: abril de 2022.
- [2] Bauer, L. (s. f.). Base de datos de aerogeneradores. Wind-turbine-models.com. Disponible en: <https://es.wind-turbine-models.com/turbines>. Último acceso: abril de 2022.
- [3] Desmond, C., Murphy, J., Blonk, L., & Haans, W. (2016, September). Description of an 8 MW reference wind turbine. In *Journal of Physics: Conference Series* (Vol. 753, No. 9, p. 092013). IOP Publishing.
- [4] Gaertner, E., Rinker, J., Sethuraman, L., Zahle, F., Anderson, B., Barter, G. E., ... & Viselli, A. (2020). IEA wind TCP task 37: definition of the IEA 15-megawatt offshore reference wind turbine (No. NREL/TP-5000-75698). National Renewable Energy Lab. (NREL), Golden, CO (United States).
- [5] Cassà Villalaín, G. (2021). Estudio de viabilidad técnico-económica de un parque eólico marino (Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya). Disponible en: <https://upcommons.upc.edu/handle/2117/355705>.

ANEXO III: ESTUDIO DE CONVERGENCIA

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN
CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES
MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES

ÍNDICE DE CONTENIDO

1. OBJETO	1
2. DEFINICIÓN DEL INTERVALO DE FRECUENCIAS	1
2.1. Identificación de las frecuencias modales	1
2.2. Definición del paso de frecuencias	2
2.3. Definición del límite superior del intervalo de frecuencias	5
3. DEFINICIÓN DEL NÚMERO DE ELEMENTOS EN LOS QUE DISCRETIZAR LA SUPERESTRUCTURA	9

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Desplazamiento en el rotor vs frecuencia.....	1
Figura 2. Deflexiones máximas en el rotor vs paso del vector de frecuencia.....	3
Figura 3. Momentos máximos en la base vs paso del vector de frecuencia.....	4
Figura 4. Cortantes máximos en la base vs paso del vector de frecuencia.....	5
Figura 5. Deflexiones máximas en el rotor vs frecuencia máxima del intervalo.	6
Figura 6. Momentos máximos en la base vs frecuencia máxima del intervalo.	7
Figura 7. Cortantes máximos en la base vs frecuencia máxima del intervalo.	8
Figura 8. Deflexiones máximas vs número de elementos de la superestructura.	9
Figura 9. Flectores máximos vs número de elementos de la superestructura.	10
Figura 10. Cortantes máximos vs número de elementos de la superestructura.	11

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Frecuencias a los que se dan los modos de vibración de la superestructura.	2
--	---

1. OBJETO

En este anexo se realiza un estudio de convergencia con el objetivo de hallar el intervalo y el paso de la frecuencia que se utilizarán en la obtención de la función de respuesta en frecuencia. Posteriormente, se pasa a determinar el número de elementos en los que se dividirá el conjunto torre-subestructura.

Antes de proceder a explicar las pruebas realizadas, es importante destacar que, todas estas se han realizado para el aerogenerador AMSC wt10000dd SeaTitan y su monopilote correspondiente, la selección de este aerogenerador se muestra justificada en el *Anexo II* que se adjunta en este trabajo.

2. DEFINICIÓN DEL INTERVALO DE FRECUENCIAS

2.1. Identificación de las frecuencias modales

Antes de proceder a estudiar la convergencia para definir el intervalo de frecuencias que se empleará, es necesario identificar en qué valores de frecuencias se dan los modos de vibración del conjunto aerogenerador-subestructura. Para identificar esto, se procede a representar el valor absoluto de los desplazamientos máximos obtenidos en el dominio de la frecuencia, frente a la frecuencia angular de excitación. Estos desplazamientos máximos se dan en la góndola. Así, para el aerogenerador AMSC wt10000dd SeaTitan y su subestructura, es decir, para la superestructura resultante, se obtiene la siguiente representación (*Figura 1*), para base rígida (curva roja) y base flexible (curva azul), en la consideración de que el lecho marino es un suelo homogéneo con velocidad de corte $V_s = 100$ m/s:

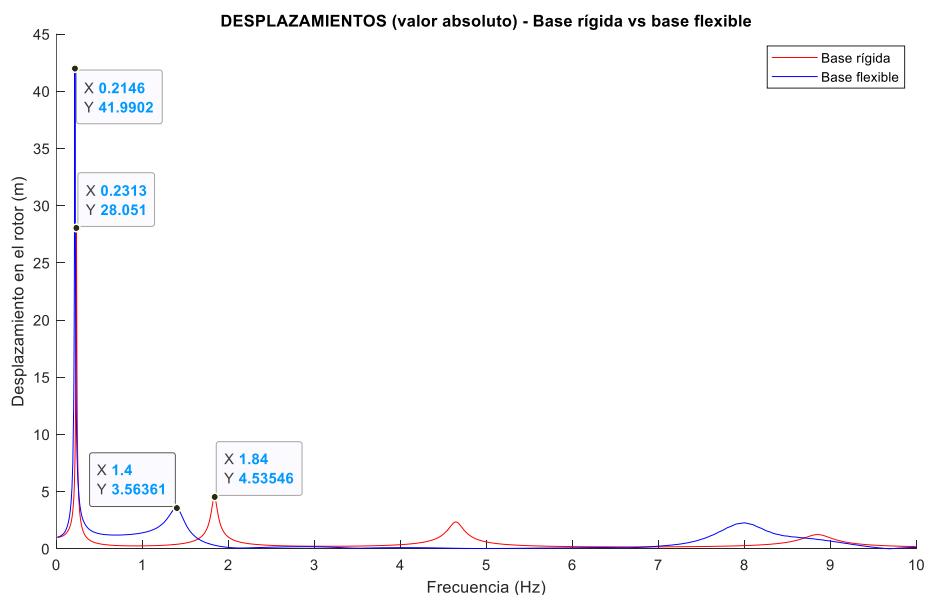


Figura 1. Desplazamiento en el rotor vs frecuencia.

Como era de esperar, los modos de vibración para base flexible se dan antes que los correspondientes a base rígida, esto se debe a que la interacción suelo-estructura disminuye la rigidez del sistema, haciéndolo más flexible. Concretamente, los dos primeros modos de vibración se dan en las siguientes frecuencias, especificadas en la *Tabla 1*:

Tabla 1. Frecuencias a las que se dan los modos de vibración de la superestructura.

Modo	Modelo - sistema	Frecuencia (Hz)
Primer modo	Base rígida	0,2313
	Base flexible	0,2146
Segundo modo	Base rígida	1,84
	Base flexible	1,4

Una vez que se conocen las frecuencias propias de la superestructura, se determina el intervalo de frecuencias que se usará para hallar la función de respuesta en frecuencia en los distintos estudios del presente trabajo. Primero, se realiza una prueba de convergencia para determinar el paso de frecuencias a usar en los intervalos de frecuencia cercanos a los que se dan los modos de vibración, ya que, es necesario refinar el paso de frecuencias en estas zonas para poder asegurar que se obtienen resultados suficientemente precisos y fiables, pues entre estos valores de frecuencias o modos propios se darán las máximas sollicitaciones sísmicas. Seguidamente, se realiza otra prueba de convergencia para determinar la frecuencia final del intervalo a utilizar. Es importante destacar que todas estas pruebas de convergencia se realizaron utilizando una sola señal sísmica, concretamente, se empleó la señal sísmica designada como Chi-Chi Taiwan. Además, para la prueba de convergencia donde se determina el paso y el límite superior del intervalo de frecuencias, se consideró un número de elementos tal que cada uno de ellos midiera, aproximadamente, un metro. De forma que para la superestructura objeto de estudio, se obtuvo un total de 159 elementos. A continuación, se muestran y describen todas estas pruebas de convergencia.

2.2. Definición del paso de frecuencias

La prueba de convergencia realizada para determinar el paso de frecuencias a usar en los intervalos de frecuencias donde se dan los modos de vibración, consistió en determinar las deflexiones máximas (que se dan en la altura del rotor), y los esfuerzos máximos (que se dan en la base o en la cota de la línea de barro), para los cinco modelos que se estudian (base rígida, base flexible con los factores de interacción cinemática $[KI]$, base flexible sin KI , base flexible solo considerando la interacción cinemática lateral $[I_u]$, y solo considerando la interacción cinemática de rotación $[I_{gy}]$). Se consideraron pasos de frecuencia de 0,0001; 0,001; 0,002; 0,004; 0,006; 0,008 y 0,01 Hz en los valores cercanos a las frecuencias propias del

sistema. Los resultados correspondientes a los desplazamientos y los esfuerzos se encuentran escalados con respecto a la aceleración sísmica máxima registrada en la señal usada (Chi-Chi Taiwan).

A continuación, se muestran los resultados obtenidos para esta primera prueba de convergencia. Hay que destacar que, para la obtención de estos resultados se ha empleado una frecuencia máxima de 10 Hz, siendo este valor de 10 Hz un valor suficientemente grande como para recoger el contenido en frecuencias de la señal sísmica. La determinación de esta frecuencia máxima se tratará en el siguiente *Apartado 2.3*.

En la *Figura 2* se ilustran las representaciones obtenidas para las deflexiones a la altura de la góndola (deflexiones máximas) con respecto al paso del vector de frecuencia. Se observa que, en general, para todos los modelos estudiados, la convergencia se empieza a dar para un paso de frecuencia de 0,002 Hz.

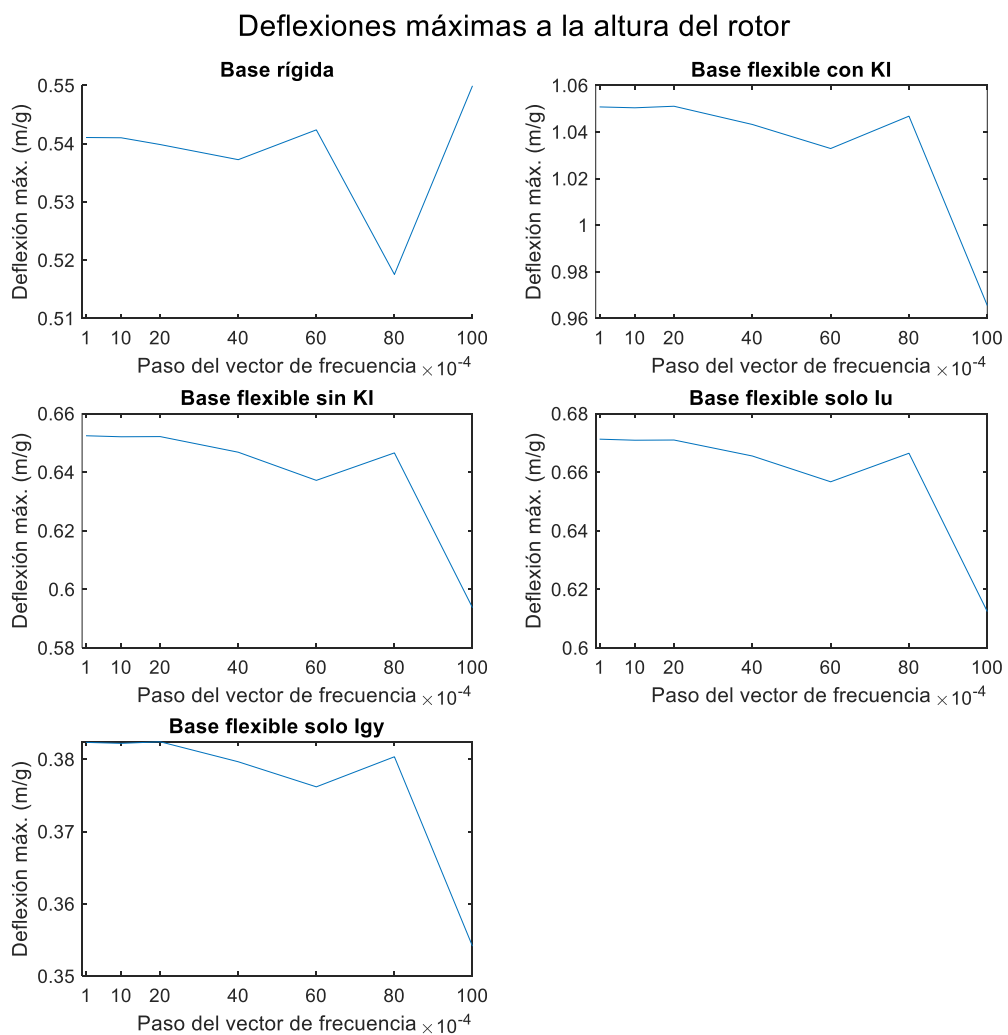


Figura 2. Deflexiones máximas en el rotor vs paso del vector de frecuencia.

Las representaciones obtenidas para los momentos máximos en la base se muestran en la *Figura 3*. Aquí, la convergencia también se da para un paso de frecuencias de 0,002 Hz. No obstante, en el modelo en base rígida los resultados parecen que se estabilizan para un salto de frecuencias de 0,001 Hz.

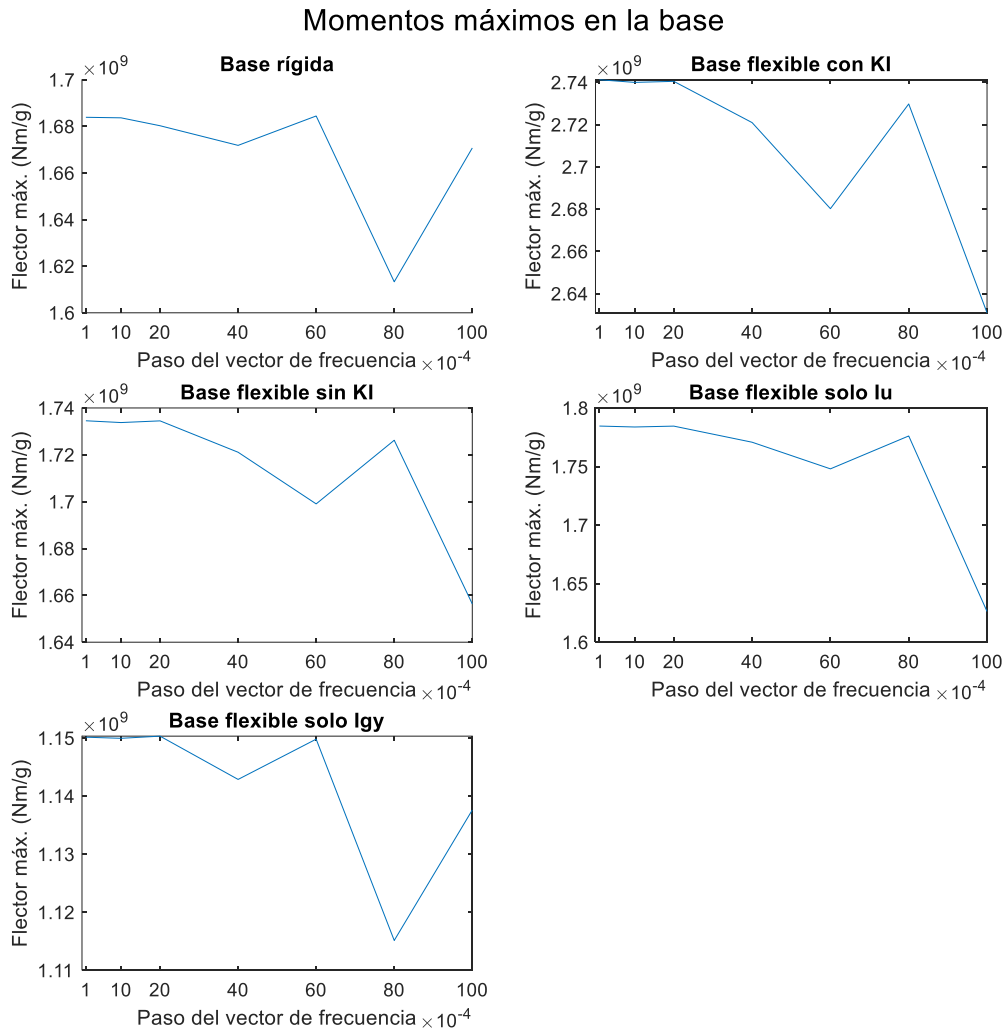


Figura 3. Momentos máximos en la base vs paso del vector de frecuencia.

En la *Figura 4* se representan los resultados obtenidos para los cortantes máximos en la base. Para este caso, ocurre lo mismo que lo comentado anteriormente con los flectores: en general, la convergencia se da para un paso de frecuencias de 0,002 Hz, aunque en el modelo en base rígida aparentemente los resultados se estabilizan para un paso de 0,001 Hz.

Cortantes máximos en la base

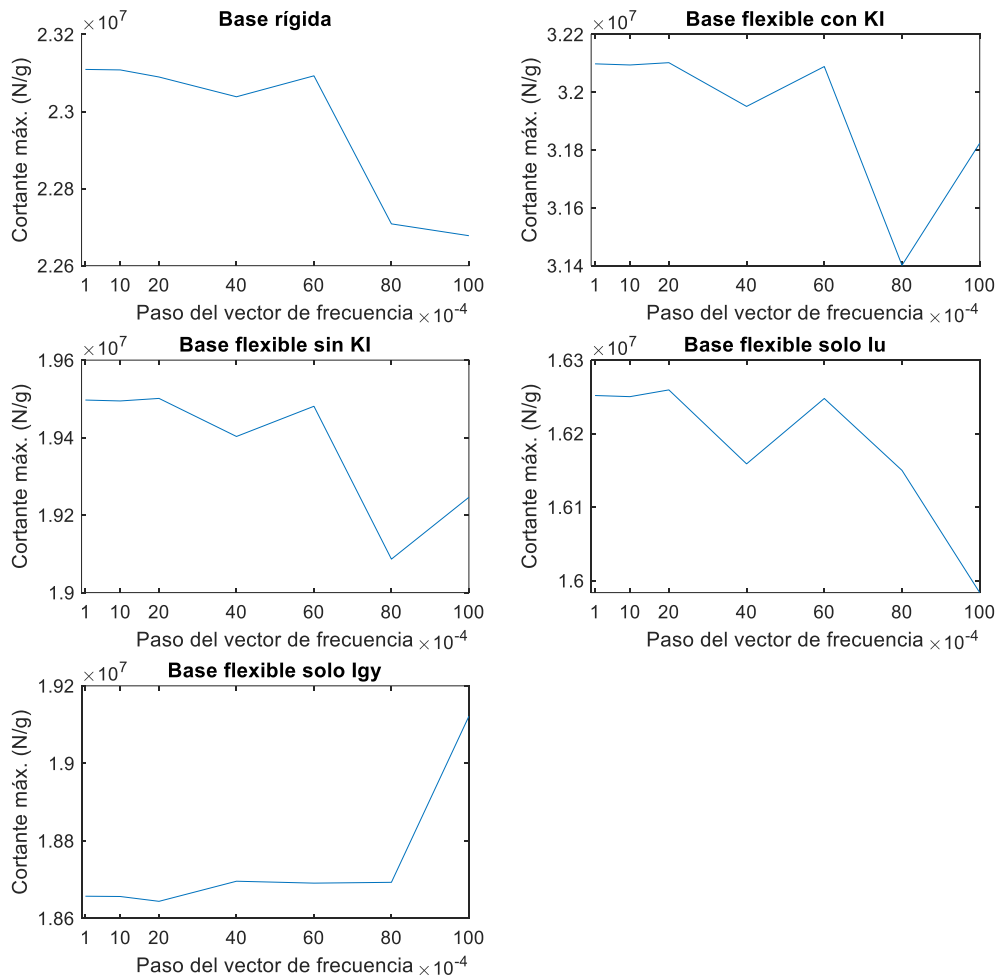


Figura 4. Cortantes máximos en la base vs paso del vector de frecuencia.

Así, en general, atendiendo a todas las representaciones mostradas, se puede decir que la convergencia se obtiene para un paso de frecuencias de 0,002 Hz. Sin embargo, el valor escogido para realizar los distintos estudios es el de 0,001 Hz, ya que, según lo mostrado, en este se obtiene una mejor estabilización en los resultados.

En cuanto al paso de frecuencias utilizado en las zonas distanciadas de los modos, se empleó un paso de 0,01 Hz.

2.3. Definición del límite superior del intervalo de frecuencias

En este apartado se procede a hallar el límite superior del intervalo de frecuencias de excitación. Para ello, se usó el paso de frecuencias determinado en el anterior *Apartado 2.2* cerca de las frecuencias modales, esto es, 0,001 Hz. En esta prueba de convergencia también se determinaron las deflexiones y esfuerzos máximos, para los 5 modelos de estudio, usando unos límites del intervalo de frecuencias de 1 a 10 Hz en saltos de 1 Hz. Todo ello, para el

sismo de Chi-Chi Taiwan. A continuación, se ilustran los resultados obtenidos y se comentan los mismos.

En la *Figura 5* se encuentran representadas las gráficas obtenidas con respecto a las deflexiones máximas. Se observa que los resultados para todos los modelos se estabilizan para una frecuencia máxima de 3 Hz. En todos los modelos la convergencia se obtiene en los 2 Hz, excepto en el de base flexible sin KI. No obstante, aunque en este modelo se observa alguna variación al pasar de los 2 a los 3 Hz, la magnitud de la variación es prácticamente insignificante, nótese que el eje de ordenadas no se encuentra escalado, por lo que también se podría considerar que la convergencia se obtiene para una frecuencia máxima de 2 Hz. Por otra parte, es importante destacar que la diferencia que se da en los resultados al pasar de 1 a 2 Hz es debida a la inclusión del segundo modo de vibración, que sí posee más relevancia en la respuesta que los modos superiores (ver *Figura 1*).

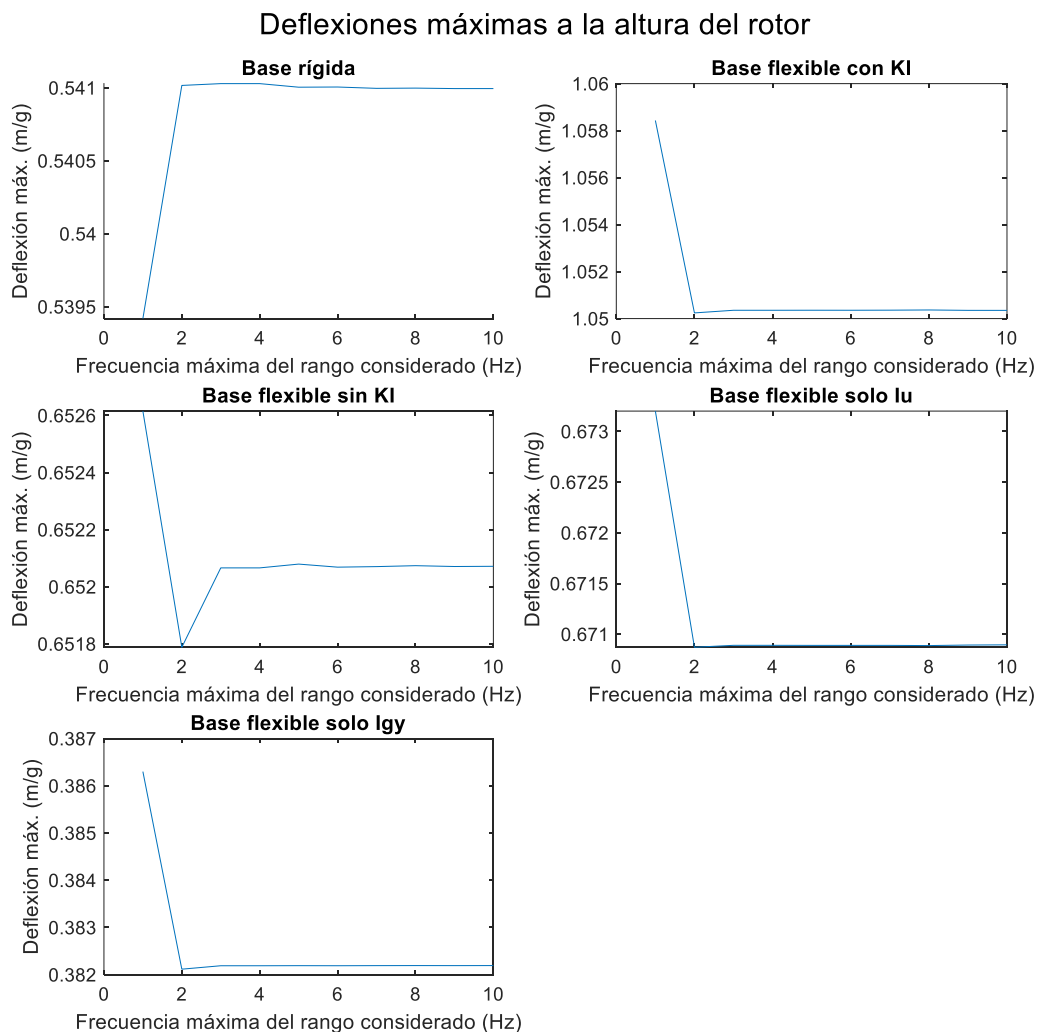


Figura 5. Deflexiones máximas en el rotor vs frecuencia máxima del intervalo.

En la *Figura 6* se muestran las representaciones correspondientes a los momentos máximos. Para este caso, se puede decir que la convergencia se alcanza para una frecuencia máxima de 6 Hz. Aquí sí se puede percibir una diferencia más notable en cuanto a considerar una frecuencia final de 4 Hz o 6 Hz en el modelo en base rígida, aunque sigue siendo una variación poca significativa.

Momentos máximos en la base

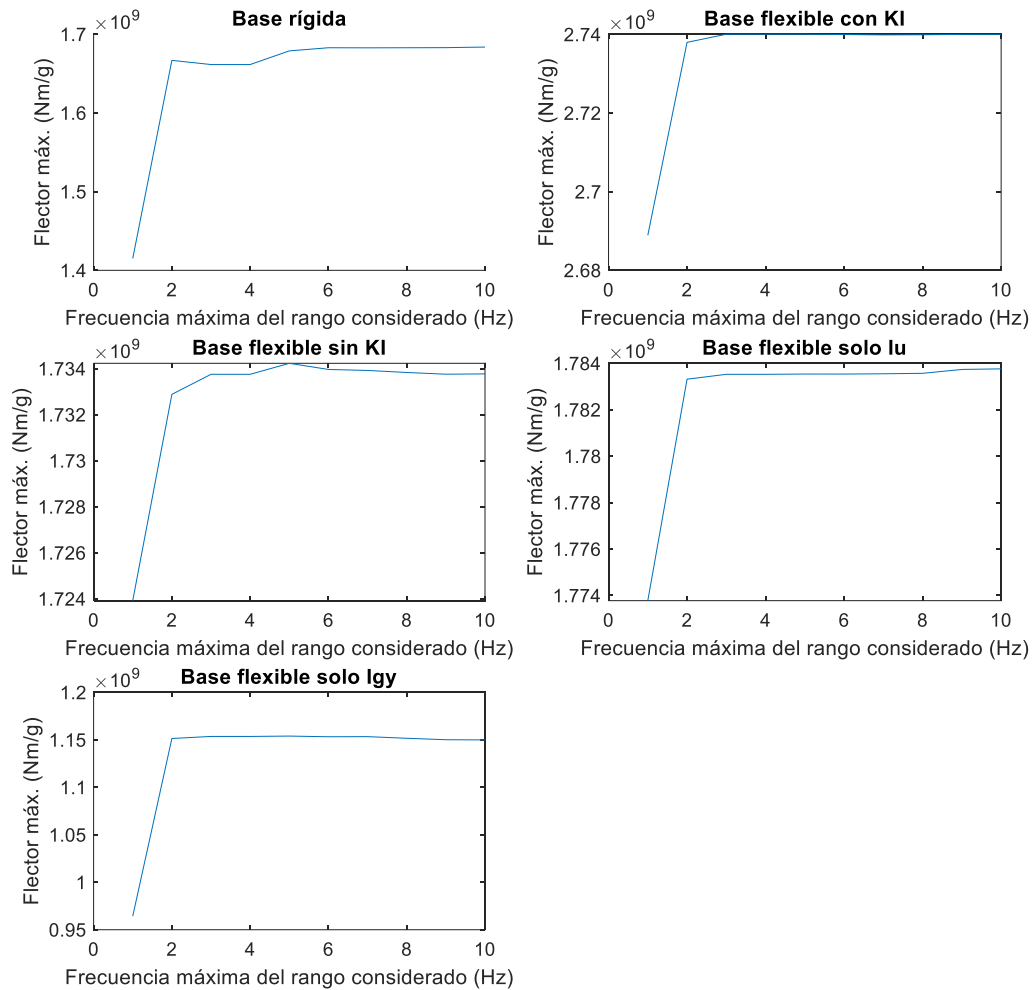


Figura 6. Momentos máximos en la base vs frecuencia máxima del intervalo.

En la *Figura 7* se ilustran los cortantes máximos obtenidos para cada valor máximo de la frecuencia considerado. En este caso, la convergencia se da para una frecuencia final de 3 Hz. Sin embargo, sobre todo en el modelo de base flexible solo considerando I_u , se aprecia una pequeña variabilidad entre los resultados que se obtienen para las frecuencias máximas de 7 y 8 Hz.

Cortantes máximos en la base

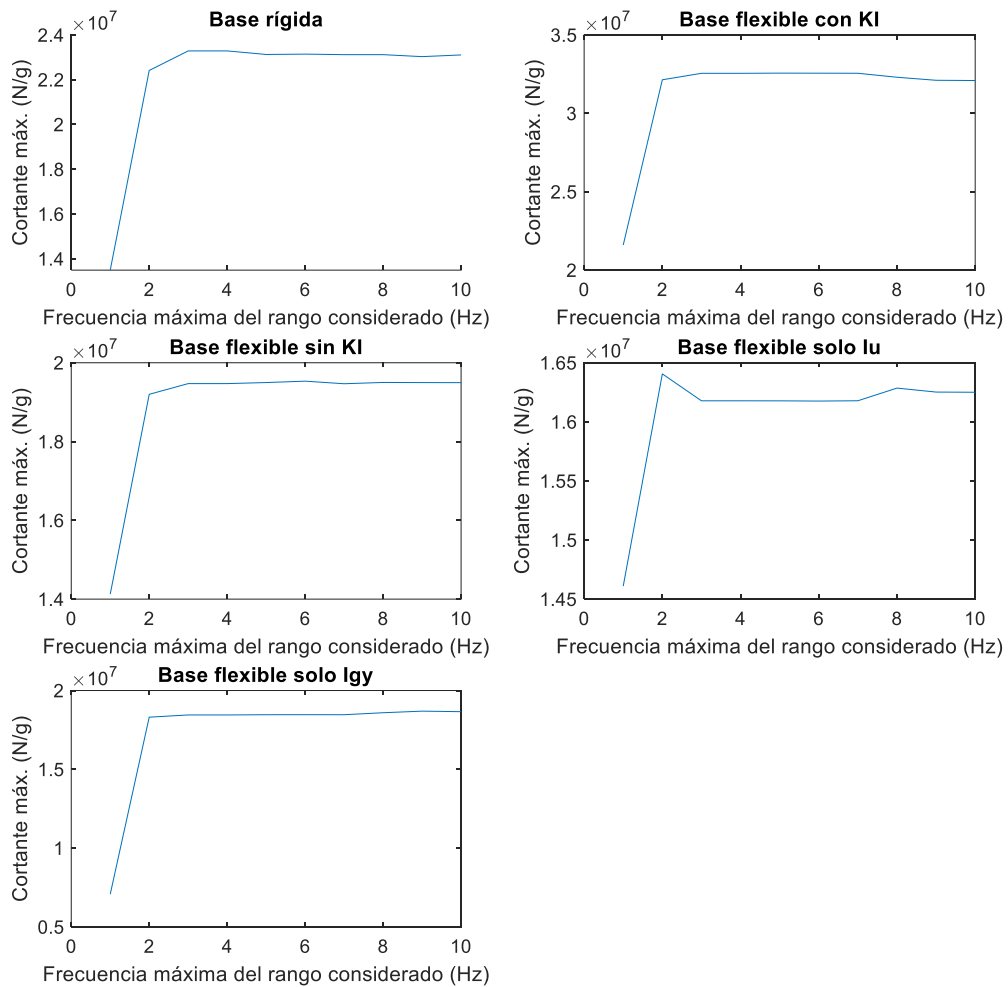


Figura 7. Cortantes máximos en la base vs frecuencia máxima del intervalo.

Atendiendo a los resultados obtenidos, se establece una frecuencia máxima de 8 Hz, aunque también habría sido válido haber considerado 6 Hz como frecuencia máxima. No obstante, como en la representación de los cortantes mostrada anteriormente (Figura 7), existe en algunos modelos una pequeña diferencia entre considerar 6 u 8 Hz, y como no supone un incremento computacional de cálculo significativo, se opta por escoger estos 8 Hz como límite en el intervalo de frecuencias.

3. DEFINICIÓN DEL NÚMERO DE ELEMENTOS EN LOS QUE DISCRETIZAR LA SUPERESTRUCTURA

De acuerdo al modelo de la superestructura realizado en este trabajo (que se explica en la *Memoria Descriptiva*), el conjunto subestructura-torre se divide en N elementos finitos tipo vigas Bernoulli. Para determinar el número de elementos en los que dividir el sistema, se pasa a realizar también otra prueba de convergencia. La prueba de convergencia realizada es muy similar a la explicada en el anterior *Apartado 2*, utilizando el paso de frecuencias y la frecuencia máxima resultantes de los estudios de convergencia anteriores (0,001 Hz y 8 Hz), se calculan las deflexiones y esfuerzos máximos para distintas divisiones o números de elementos, comprendidos entre 10 y 300 elementos totales. El sismo empleado es también el de Chi-Chi Taiwan. A continuación, se muestran los resultados obtenidos.

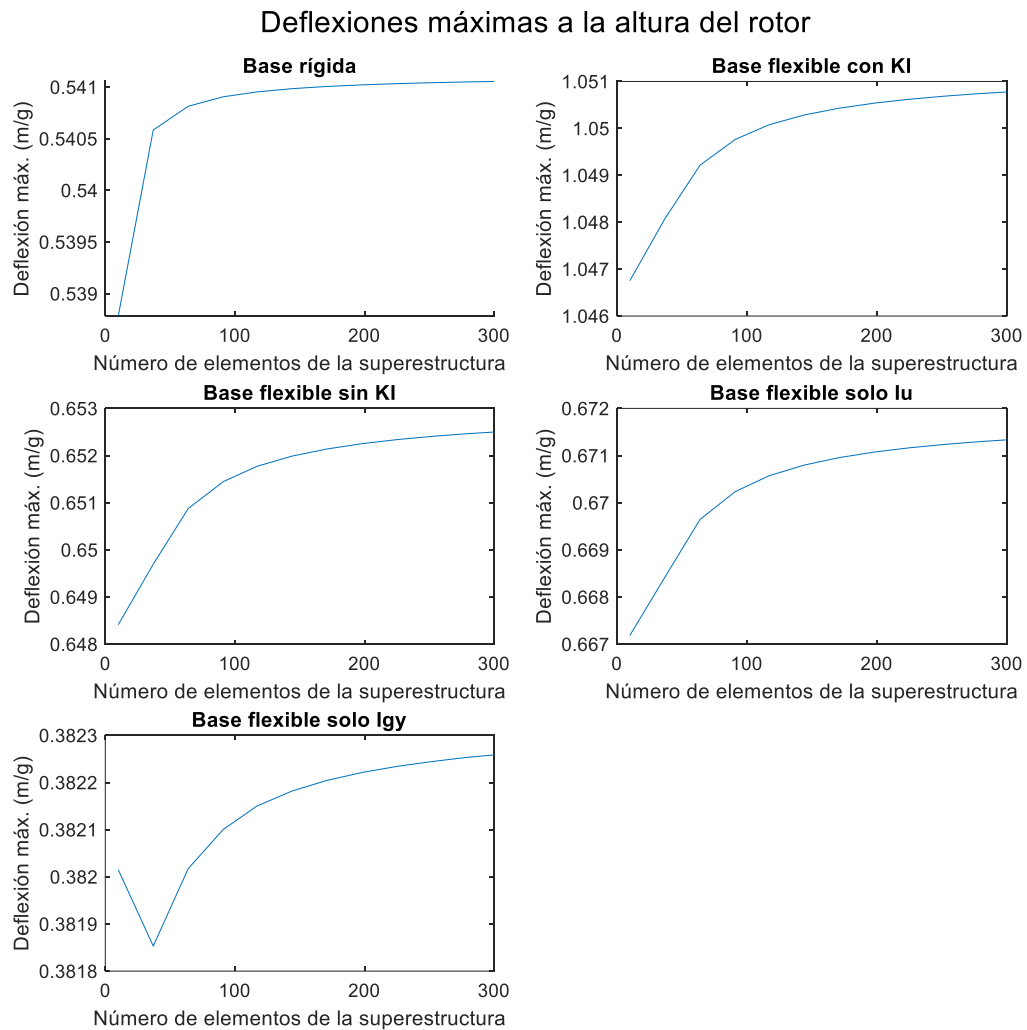


Figura 8. Deflexiones máximas vs número de elementos de la superestructura.

En cuanto a las deflexiones máximas (*Figura 8*), se obtienen unos resultados muy parecidos para las divisiones o números de elementos N considerados. Nótese que el eje de ordenadas posee unos valores muy cercanos entre sí. No obstante, como era de esperar, se observa que a medida que incrementa el número de elementos la solución tiende a estabilizarse más. A partir de 100 elementos se podría decir que se da la convergencia, teniendo en cuenta la escala del eje de ordenadas.

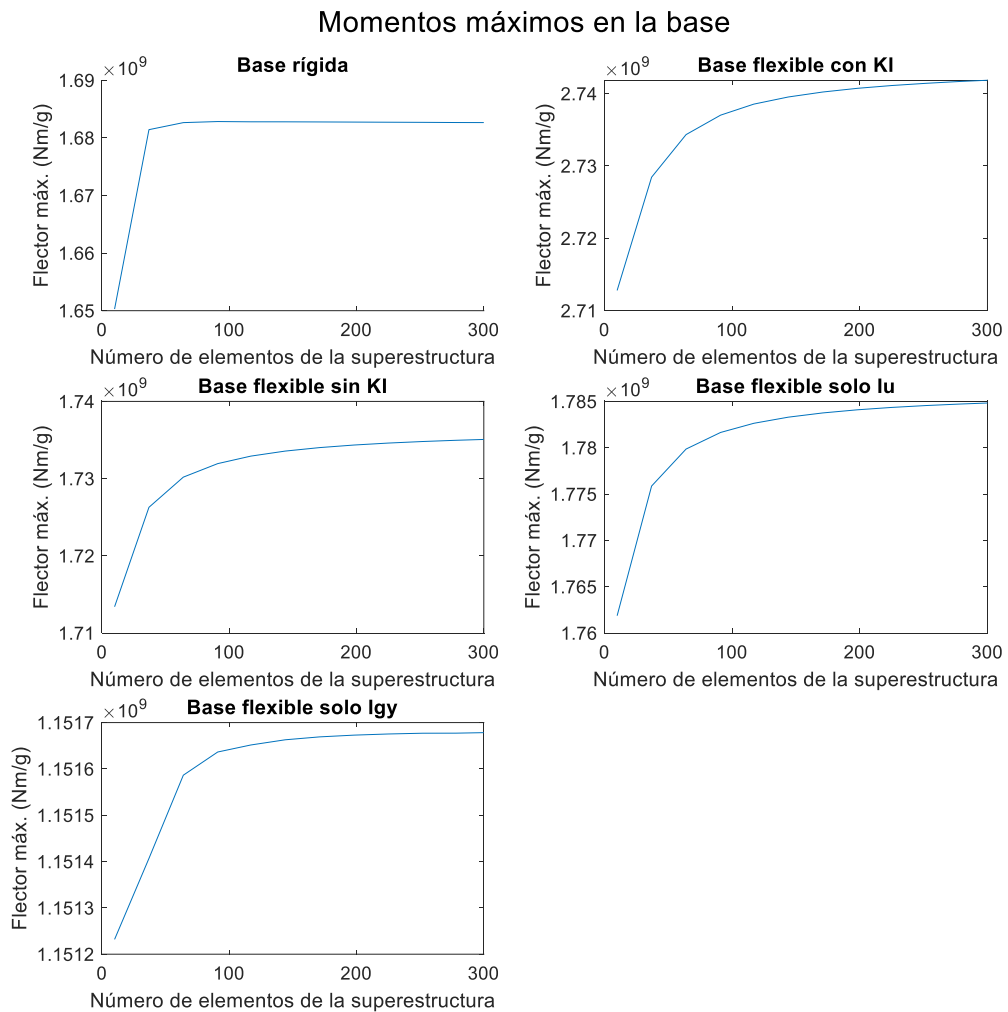


Figura 9. Flectores máximos vs número de elementos de la superestructura.

En la *Figura 9* se ilustran los resultados correspondientes a los flectores máximos en la base. Para este caso, la convergencia se da en las 100 divisiones o elementos.

Cortantes máximos en la base

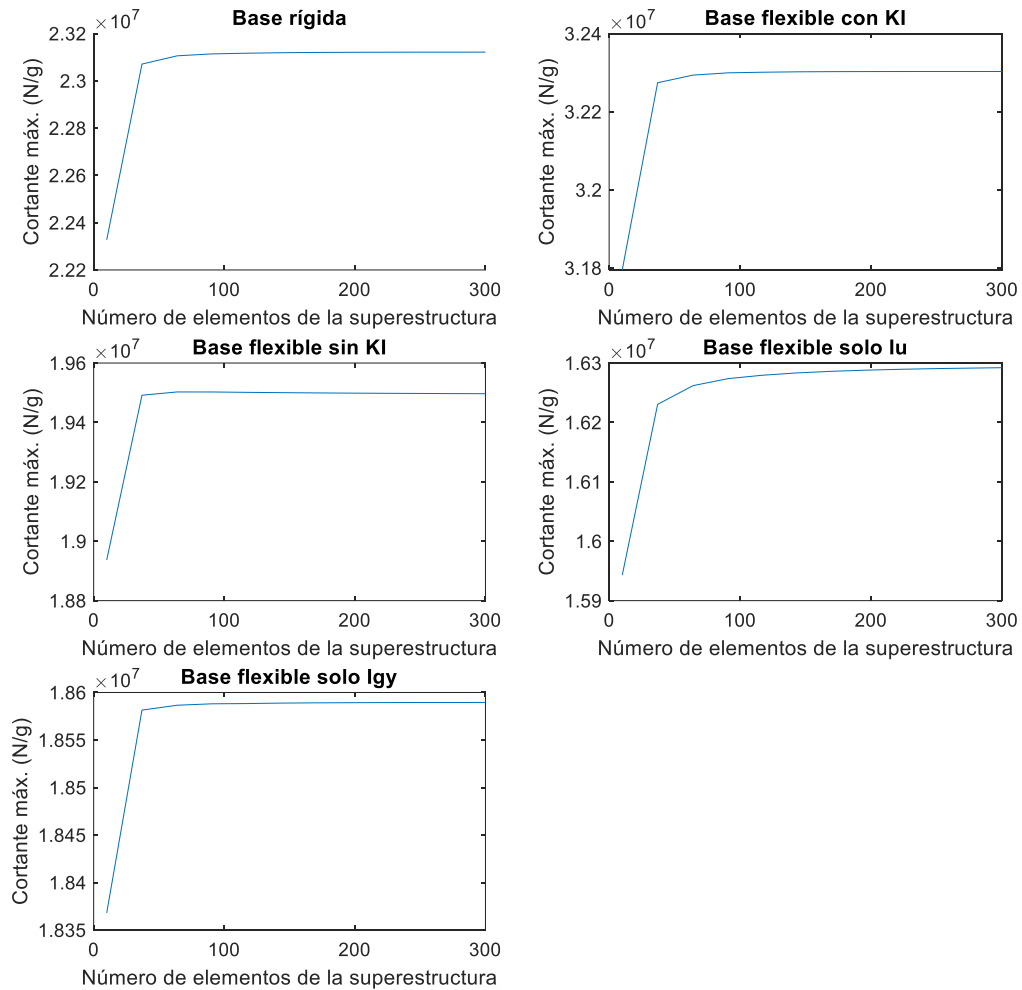


Figura 10. Cortantes máximos vs número de elementos de la superestructura.

Atendiendo a los resultados correspondientes a los cortantes máximos (Figura 10), para todos los modelos, los resultados se llegan a estabilizar para una división de 100 elementos.

En general, teniendo en cuenta todos los resultados mostrados en este apartado, se puede decir que la convergencia en cuanto al número de elementos se obtiene para un número de 100 divisiones. En el cálculo de la respuesta del sistema que se realiza en este trabajo, se divide el conjunto subestructura-torre en elementos de 1 m, redondeando el número resultante al entero superior. Como para el aerogenerador seleccionado, la subestructura adquiere una longitud aproximada de 40,2 m y la torre posee una longitud de 118 m, se obtienen 159 elementos, siendo superior a los 100 en los que se da la convergencia. El considerar estos 59 elementos de más, ayudará a obtener unas curvas de envolventes más continuas, al obtenerse un mayor número de resultados a lo largo de toda la torre y la subestructura.

PLANOS

ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN
CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES
MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES

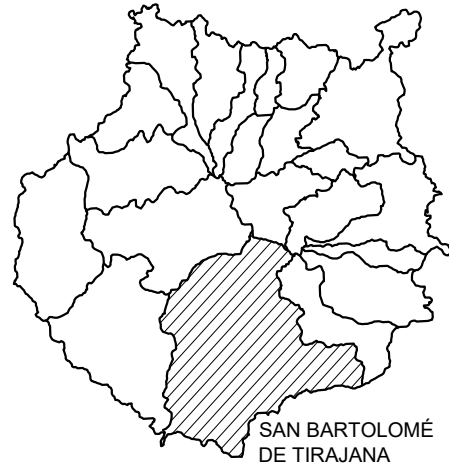
ÍNDICE

1: SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO

2: VISTA GENERAL



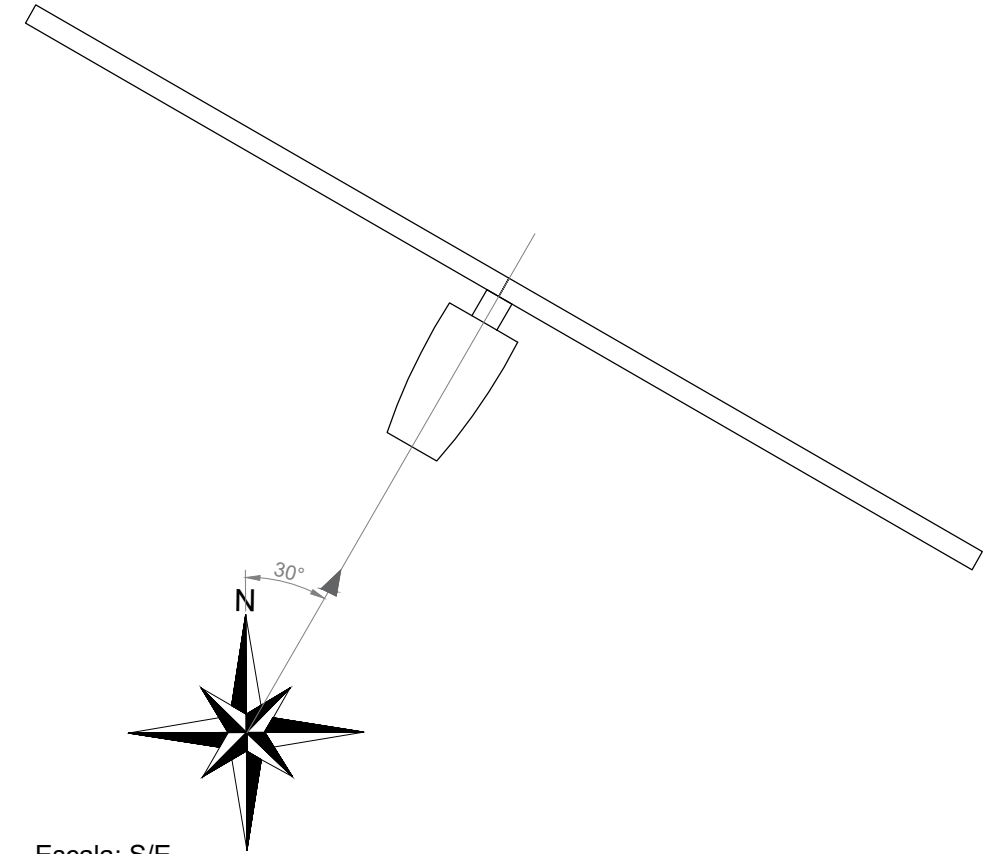
GRAN CANARIA



Escala: S/E



Escala: 1:500.000



Escala: S/E



Escala: 1:100.000

COORDENADAS GEOGRÁFICAS	Latitud: 27° 45' 27" N Logitud: 15° 28' 52" O
COORDENADAS UTM	X: 452.590,15 Y: 3.070.432,58
DISTANCIA A LA COSTA	3,71 km
PROFUNDIDAD	30 m

PROYECTO	ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILOTES			
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA ULPGC			
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452.590,15; Y:3.070.432,58			
PLANO	SITUACIÓN Y EMPLAZAMIENTO			
Escala: Como se indica	Autor: Eduardo Rodríguez Galván	Firma:	Fecha de edición: 27/05/2022 Formato: A3	Nº: 1

Aerogenerador AMSC wt10000dd Sea Titan

Potencia nominal	10 MW
Diámetro del rotor	190 m
Área barrida	28.353 m ²
Altura de la góndola	128 m
Masa del conjunto góndola-rotor	675 t
Velocidad de operación del rotor	6-9.6 rpm
Diámetro de la base de la torre	8,3 m
Diámetro superior de la torre	5,5 m
Espesor inferior de la torre	0,038 m
Espesor superior de la torre	0,020 m
Longitud de la torre	118 m

Lecho marino

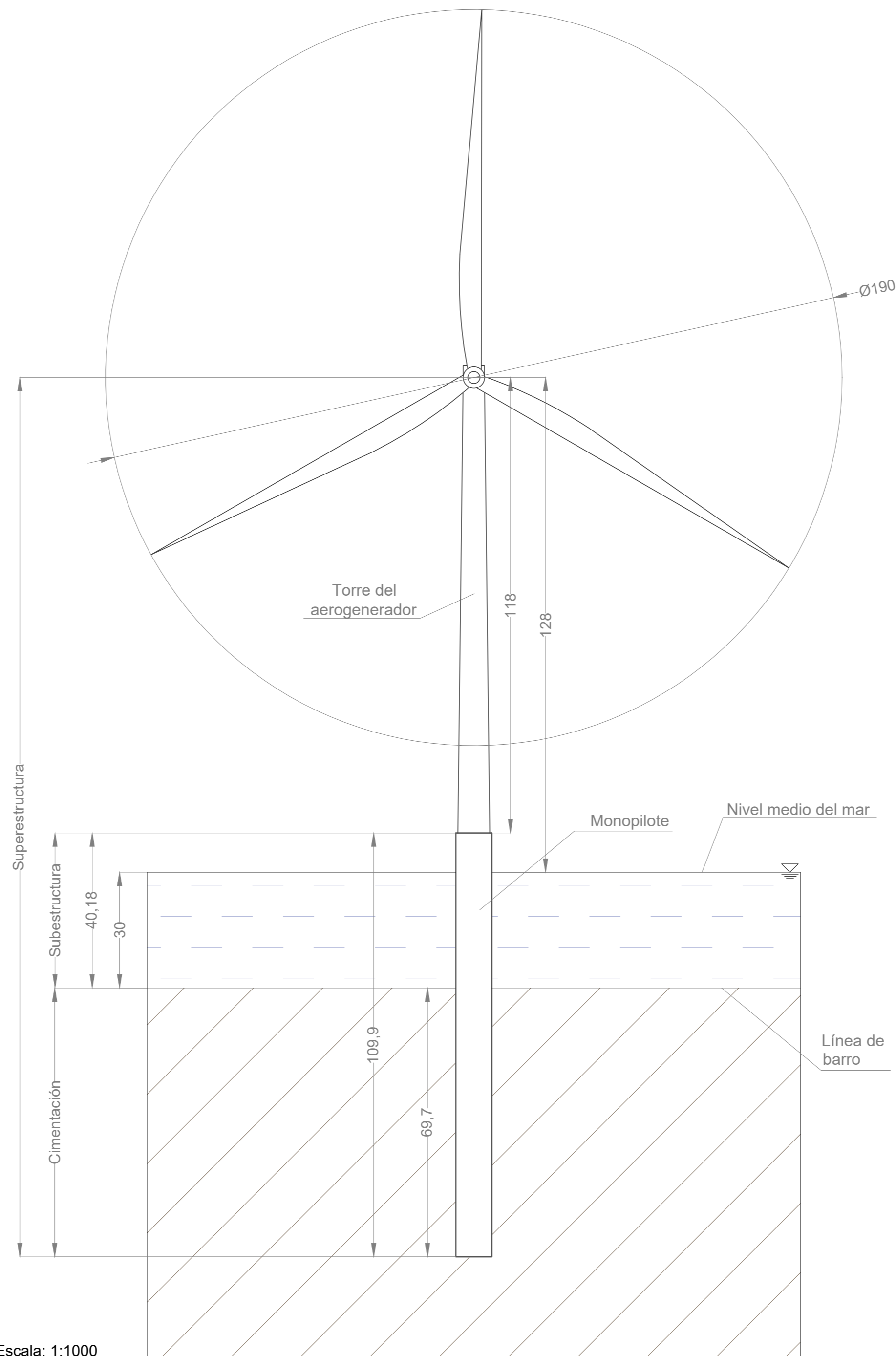
Densidad	2.000 kg/m ³
Peso específico	19,62 kN/m ³
Peso específico unitario sumergido	9.000 kN/m ³
Coefficiente de Poisson	0,49
Ángulo de rozamiento interno	28 °
Velocidad de las ondas de corte	100 m/s

Material del monopilote

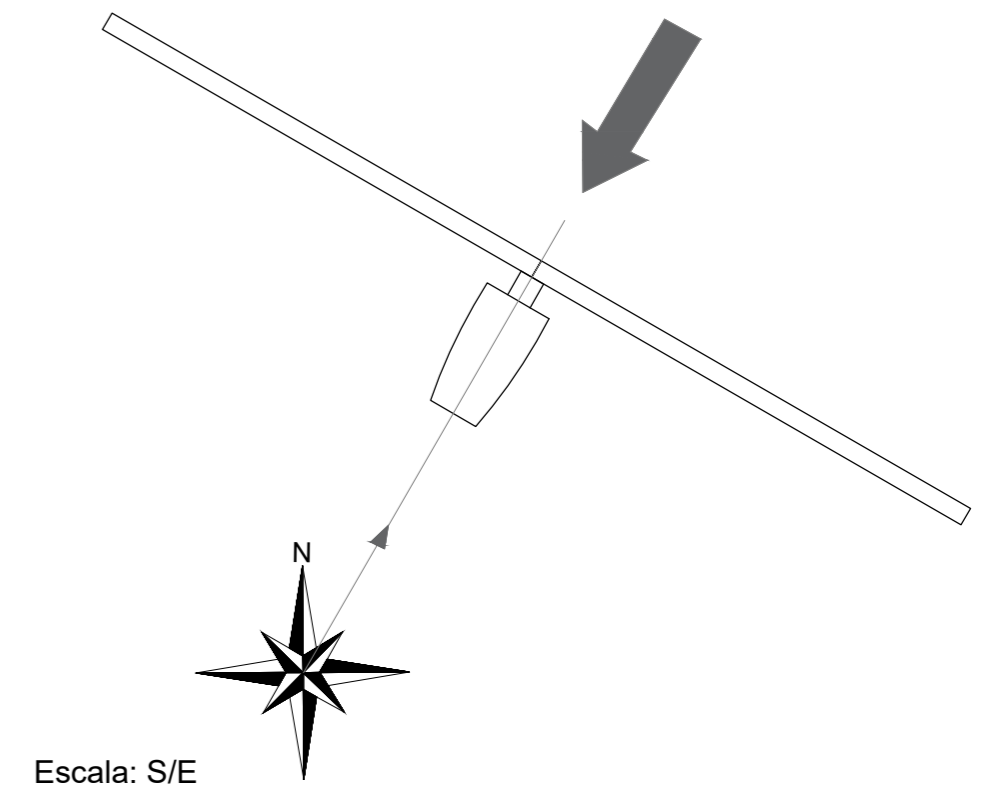
Acero estructural S355	
Módulo de Young	210 GPa
Coefficiente de Poisson	0,3
Límite elástico	355 MPa

Características geométricas del monopilote

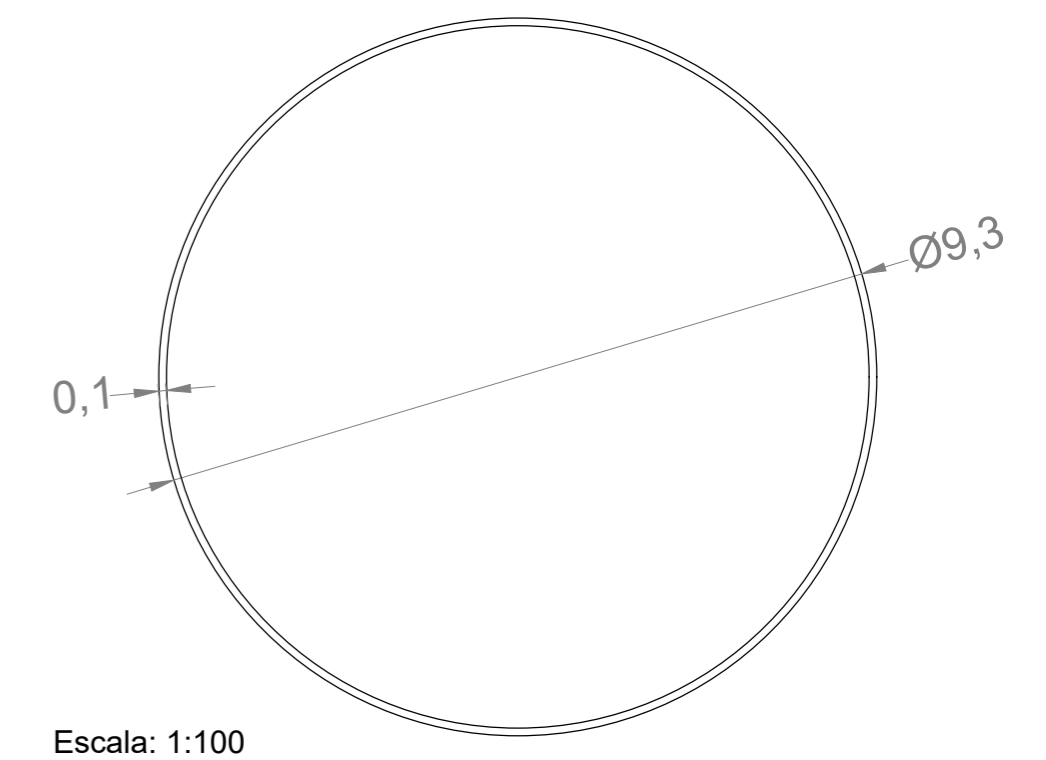
Diámetro	9,30 m
Espesor	0,10 m
Longitud enterrada	69,7 m
Longitud de la subestructura	40,2 m
Longitud total	109,9 m
Masa	2.520 t



Escala: 1:1000



DETALLE DE LA SECCIÓN DEL MONOPILETE



PROYECTO	ESTUDIO DE LA INFLUENCIA DE LOS FENÓMENOS DE INTERACCIÓN CINEMÁTICA SOBRE LA RESPUESTA SÍSMICA DE AEROGENERADORES MARINOS SOPORTADOS POR MONOPILETES		
PETICIONARIO	ESCUELA DE INGENIERÍAS INDUSTRIALES Y CIVILES DE LA UPGC		
EMPLAZAMIENTO	COSTA DE SAN BARTOLOMÉ DE TIRAJANA. GRAN CANARIA. COORDENADAS UTM X: 452.590,15; Y:3.070.432,58		
PLANO	VISTA GENERAL		
Escala:	Autor:	Firma:	Fecha de edición: 27/05/2022
Como se indica	Eduardo Rodríguez Galván		Formato: A2
			Nº: 2