

Optimización de una cimentación pilotada y de la superestructura de un centro comercial mediante simulación de la interacción terreno-estructura en suelos licuefactables con un caso de sismo dimensionante. Análisis comparativo de los resultados con y sin interacción terreno estructura

Carames, Carlos¹; Ibañez, Javier²; Cantó, José Vicente³

ABSTRACT

Soil-structure interaction techniques have been widely written about and largely used in the Energy domain, even if they are still not commonly used among Civil Engineers. Nevertheless, these techniques have been introduced in the latest versions of earthquake codes and their use can lead to large optimizations.

The aim of this article is to show a practical methodology to take into account soil-structure interaction in seismic design applied to buildings through a real case where structural optimizations lead to savings valued in 17.5 M€.

The structural study is done using a classical modal - spectral seismic analysis completed with the addition of dynamic impedances that reproduce soil structure interaction. This approach accurately incorporates the effects of the soil deformation by shifting the natural frequency of the structure and increasing the global damping of the system. The amount of energy dissipated in the soil is demonstrated in the analysis of the modal damping.

Keywords: soil-structure interaction, liquefiable soils, seismic analysis, optimization.

1. INTRODUCCIÓN

El dominio de conocimiento del problema de la interacción terreno estructura se encuentra a medio camino entre el cálculo estructural y la geotecnia.

La mayoría de ingenieros civiles que resuelven un caso sísmico asumen apoyos fijos en la base de la estructura que se quiere analizar. Por otro lado, los ingenieros geotécnicos intentan reproducir el comportamiento de los suelos, típicamente con modelos no lineales, independientemente de la estructura soportada, sin tener en cuenta las frecuencias propias de las estructuras cimentadas.

Aunque la teoría de la interacción suelo-estructura está expuesta y desarrollada en multitud de artículos de la bibliografía, no existe de manera generalizada una guía de aplicación de estas técnicas

¹Partner at Dynamis Ingenieros Consultores (SPAIN). c.carames@dynamisassociates.com

²Partner at Dynamis Ingenieros Consultores (SPAIN). j.ibanez@dynamisassociates.com

³Associate at Dynamis Ingenieros Consultores (SPAIN). jv.canto@dynamisassociates.com

de cálculo en el ámbito de los ingenieros de estructuras. Su aplicación concluye generalmente en una optimización de la estructura y cimentación y como consecuencia en sus costes.

El objeto de este artículo es la exposición de un caso real en el que la consideración de la interacción terreno estructura para el caso sísmico se ha traducido en una optimización considerable (7% del coste global del proyecto). Para ello se han realizado dos simulaciones en el dominio de la frecuencia de una estructura tipo, representativa de un centro comercial en construcción en Francia. En la primera de las simulaciones se han efectuado cálculos en el dominio de la frecuencia con el fin de obtener las rigideces del terreno (impedancias dinámicas). En la segunda simulación se ha efectuado un análisis clásico modal-espectral acoplado las funciones de impedancias obtenidas en la primera fase con las frecuencias principales de la estructura.

La comparativa de los resultados con y sin interacción terreno-estructura nos permite, en una primera fase, evaluar el impacto de dicho efecto en las frecuencias fundamentales del sistema y en los amortiguamientos modales asociados y en una segunda fase nos permite evaluar las diferencias en términos de desplazamientos y esfuerzos cortantes. También se discutirán los niveles de optimización de la estructura obtenidos ajustándonos a la normativa existente.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El centro comercial INTER IKEA situado en Bayona, Francia, tiene por objetivo la realización de un foro comercial de unos 42 000 m² (~ 200m x 200m) en planta y sobre 3 niveles:

- Nivel 0: zona de aparcamiento situada en la cota 3.0 NGF,
- Nivel 1: zona de tiendas, este nivel se encuentra en la cota 7.7 NGF,
- Nivel 2: zona de tiendas y restaurantes, este nivel se encuentra en la cota 13.00 NGF.

Al norte del edificio se encuentra un parking exterior con una superficie de 18 825m². Las vías de acceso se encuentran principalmente localizadas en las caras este y oeste del edificio.

La superestructura del edificio se compone de treinta bloques independientes separados por juntas de dilatación. Todos los bloques reposan sobre encepados pilotados que se conectan entre sí por vigas riostras. El análisis de los planos permite dividir los treinta bloques en tres familias tipo.

El presente artículo abarca únicamente el análisis del BLOQUE 1, que se considera el más representativo (constituye aproximadamente el 70% de los bloques). El análisis de los BLOQUES 2 y 3 se ha efectuado de manera análoga.

La huella en planta del bloque estudiado es de 32m x 48m. Está compuesto por 3 plantas siendo la altura total de la edificación de 10.5m.

El sistema estructural está principalmente compuesto por los siguientes elementos:

- Pilares de hormigón armado de dimensiones $75 \times 85 \text{ cm}^2$ a lo largo de toda la altura
- Muros de cortante en la planta baja para limitación de desplazamientos según la dirección transversal del edificio
- Vigas pretensadas *PP6* de dimensiones $50 \times 155 \text{ cm}^2$ y vigas de hormigón armado *R20* de dimensiones $40 \times 110 \text{ cm}^2$ sobre el nivel del primer piso
- Vigas pretensadas *PP* de dimensiones $40 \times 120 \text{ cm}^2$ y vigas de hormigón armado *R10* de dimensiones $40 \times 100 \text{ cm}^2$ sobre el nivel de la segunda planta
- Vigas pretensadas *PR* de dimensiones $35 \times 90 \text{ cm}^2$ y vigas de hormigón armado *R2* de dimensiones $40 \times 105 \text{ cm}^2$ sobre el nivel de terraza.

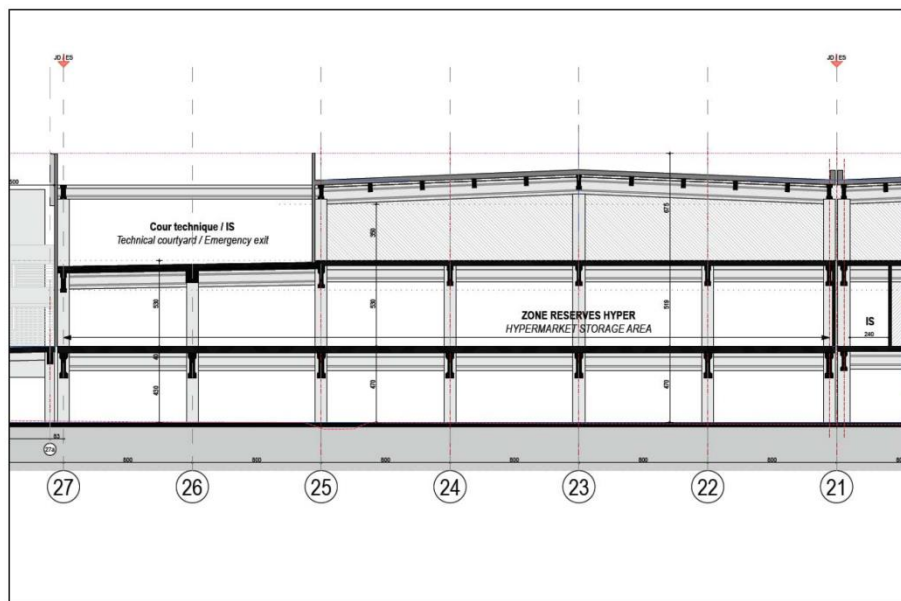


Figura1. Sección del bloque tipo analizado

El bloque está cimentado sobre 27 pilotes (uno por pilar) de 65 metros de longitud con los siguientes diámetros: $\Phi 1.00 \text{ m}$, $\Phi 1.20 \text{ m}$, $\Phi 1.40 \text{ m}$. Los encepados están unidos entre sí mediante vigas riostras.

Los pilotes se anclarán al menos 3 diámetros en el estrato sano.

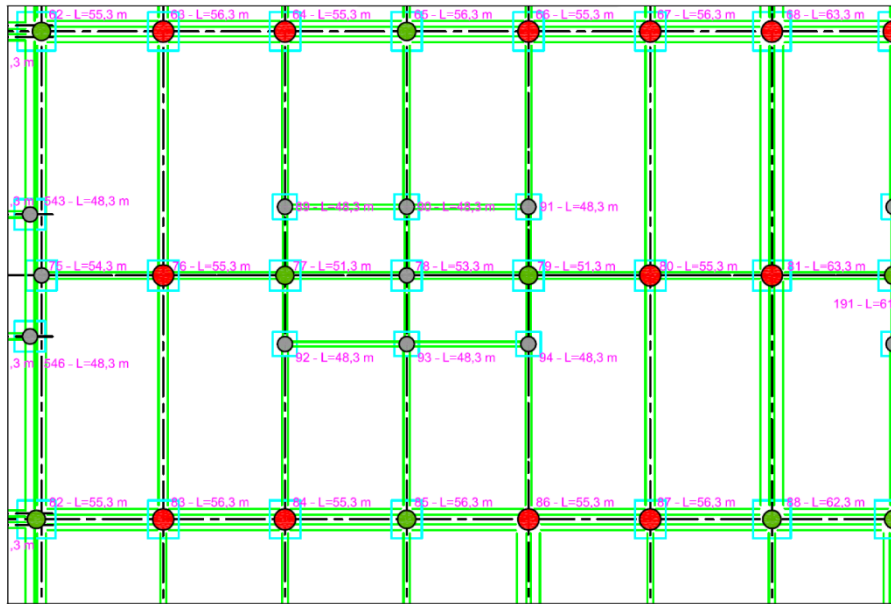


Figura 2. Planta de cimentación

3. NIVEL SISMICO DEL EMPLAZAMIENTO

El espectro de cálculo se define de acuerdo con el Eurocódigo 8 y en conformidad con los Decretos nº 2010-1254 y 2010-1255 del 22 de octubre de 2010 relativo a la clasificación y a las reglas sísmicas para construcciones normales. La zona de Bayona se encuentra en zona III según dicha normativa.

El informe geotécnico establece que la velocidad media V_{s30} de las ondas de corte es de 173 m/s. Por lo tanto se clasifica el suelo como suelo de tipo D.

El espectro elástico que se empleará en los cálculos dinámicos del edificio se da a continuación en la figura 3 para un amortiguamiento de 5%.

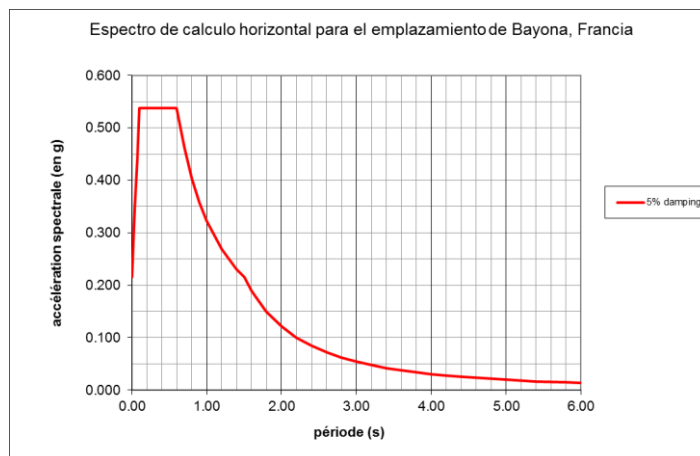


Figura 3. Espectro de dimensionamiento definido según el Eurocodigo 8

El cálculo de espectro para otros amortiguamientos se efectúa según la formulación del Eurocódigo 8 que define el coeficiente corrector de la manera siguiente:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

Donde el parámetro ξ representa el coeficiente de amortiguamiento viscoso en porcentaje.

4. CÁLCULO DE LAS FUNCIONES DE IMPEDANCIA DINAMICAS

4.1. Datos geotécnicos

Se identifica la siguiente estratigrafía:

- Estrato de 14 metros de arcillas (V_s en el rango [115m/s ; 160m/s])
- Estrato de 8 metros de arenas potencialmente licuefactables (V_s en el rango [237m/s ; 283m/s])
- Estrato de 27 metros de arcillas (V_s en el rango [170m/s ; 250m/s])
- Estrato de 8 metros de substrato de degradado (V_s en el rango [300m/s ; 320m/s])
- Estrato sano (V_s en el rango [400m/s ; 450m/s])

Se han empleado las siguientes relaciones básicas de la dinámica de suelos:

Relación entre la velocidad de las ondas de volumen “s” y el módulo de cortante G:

$$G = \rho V_s^2$$

Relación entre la velocidad de las ondas de volumen “s” y “p”:

$$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 = \frac{2(1 - \nu)}{1 - 2\nu}$$

Siendo V_s y V_p las ondas de volumen y ν el coeficiente de Poisson del suelo.

El siguiente perfil de módulo de cortante dinámico G_{max} es el siguiente:

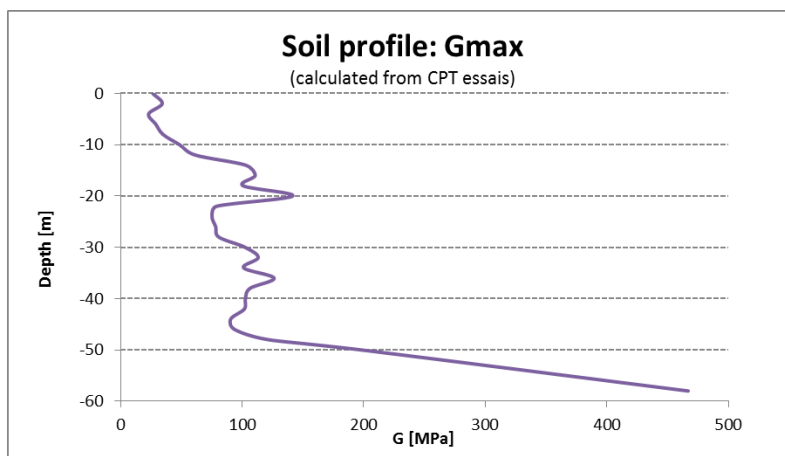


Figura 4. Perfil medio de G_{max} en función de la profundidad.

De acuerdo con el Eurocodigo, para tener en cuenta la distorsión del terreno, para una aceleración de 0.21g, se define un coeficiente de abatimiento $G/G_{\max} = 0.8$ que corresponde con el valor calculado con el programa Shake.

4.2. Metodología de calculo

Las impedancias dinámicas corresponden a la matriz de rigidez del sistema terreno-cimiento para una carga armónica de pulsación ω aplicada en el punto de control O. Los términos de rigidez de la matriz de impedancia corresponden a las reacciones ejercidas sobre el cimiento considerado sin masa cuando se le aplican desplazamientos armónicos unitarios. Para tener en cuenta de forma rigurosa la interacción suelo estructura se requiere del uso de un modelo global de la cimentación que tenga en cuenta el efecto de grupo.

Para calcular la matriz de impedancia del sistema global y local, se ha utilizado un modelo elementos finitos de la cimentación sin masa y se ha calculado la respuesta del sistema en el punto de control O sometido a sollicitaciones armónicas de frecuencia variable entre 0 y 10 Hz. El suelo se representa por capas viscoelásticas semi-infinitas que reposan sobre un semi-espacio infinito, de esta forma se puede calcular de forma exacta el amortiguamiento geométrico. Se obtiene así la matriz de flexibilidad compleja del sistema terreno-cimientos. La matriz de rigidez se obtiene invirtiendo la matriz de flexibilidad del sistema.

Los términos de rigidez y de amortiguamiento se calculan mediante las expresiones siguientes:

$$\underline{\underline{K}}(\omega) = \text{Re} \left(\underline{\underline{Z}}(\omega) \right)$$

$$\underline{\underline{C}}(\omega) = \frac{\text{Im} \left(\underline{\underline{Z}}(\omega) \right)}{\omega}$$

Donde:

$\underline{\underline{Z}}(\omega)$ es la matriz compleja de impedancia para la frecuencia ω ;

$\underline{\underline{K}}(\omega)$ es la matriz de rigidez del sistema terreno-cimientos;

$\underline{\underline{C}}(\omega)$ es la matriz de amortiguamiento del sistema terreno-cimientos.

Teniendo en cuenta el método de cálculo el valor del amortiguamiento se limitada al 30%.

4.2.1. Impedancias locales

Con el fin de ajustar la correcta rigidez local vertical y de giro de los pilotes, se calculan las impedancias dinámicas para cada uno de los pilotes pertenecientes a las tres familias $\phi 1.4\text{m}$, $\phi 1.2\text{m}$, $\phi 1.0\text{m}$. A continuación se presentan las curvas de impedancia dinámica en función de la frecuencia para cada uno de los tipo de pilote y las los grados de libertad horizontal, vertical y giro.

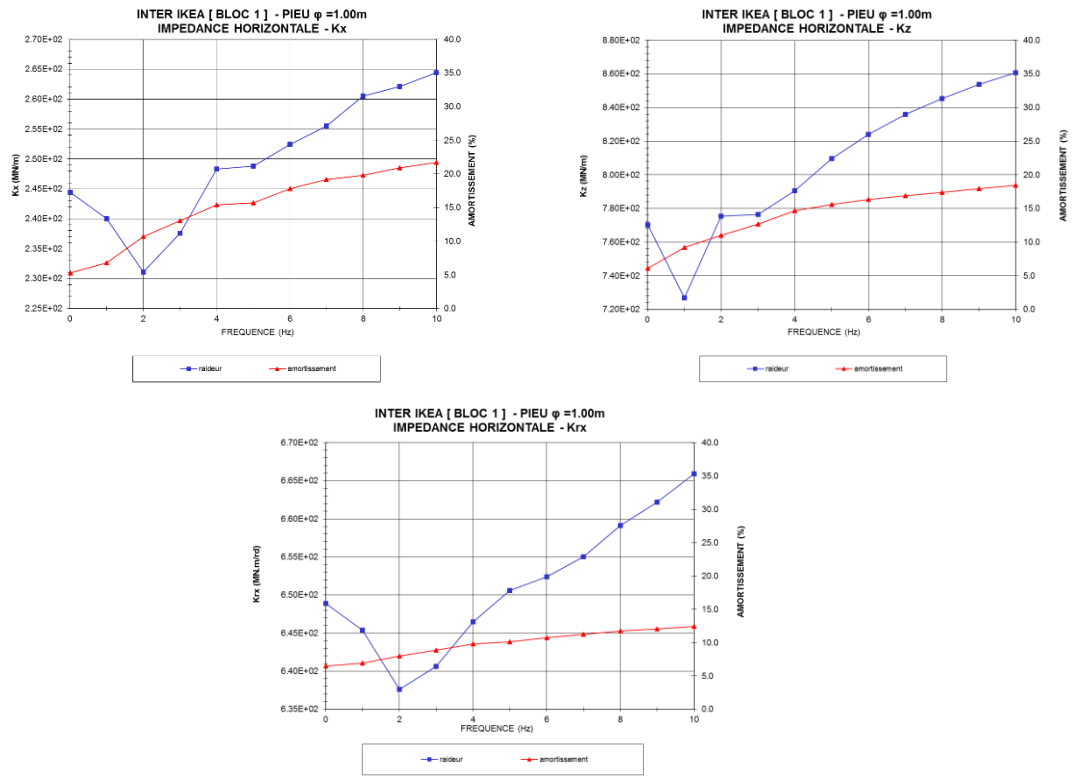


Figura 5. Curvas de impedancia local – pilotes 1.0m

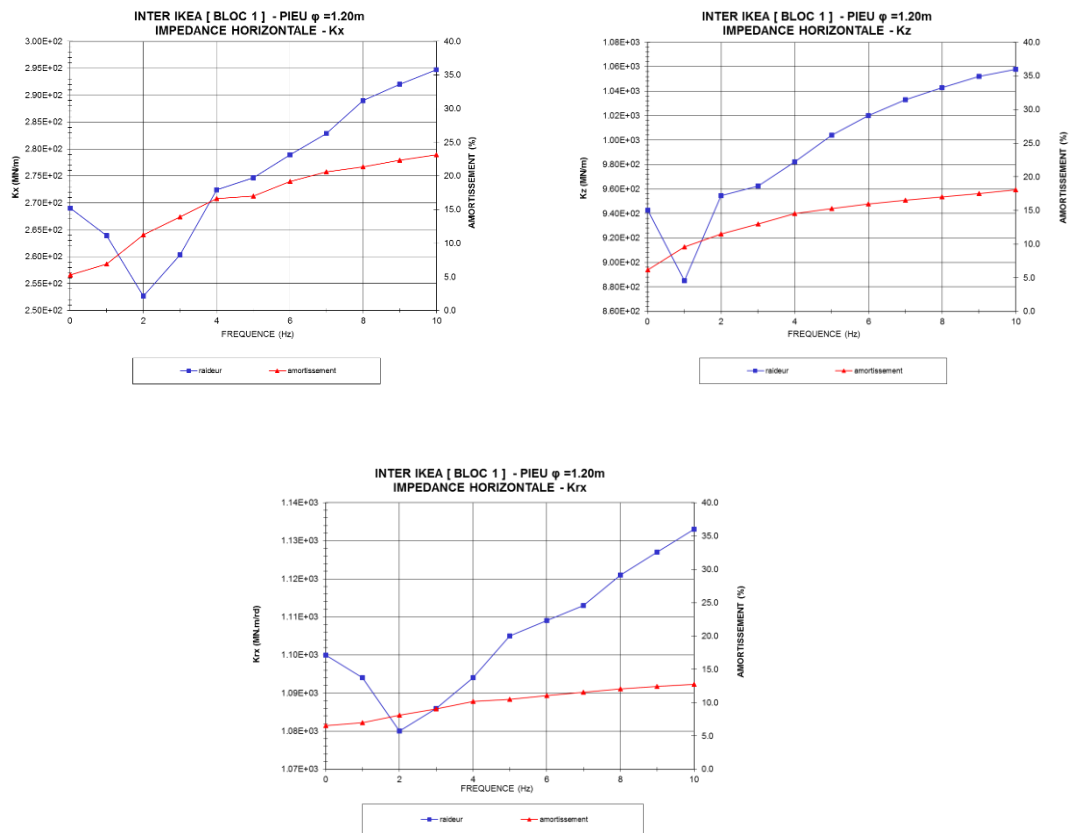


Figura 6. Curvas de impedancia local – pilotes 1.2m

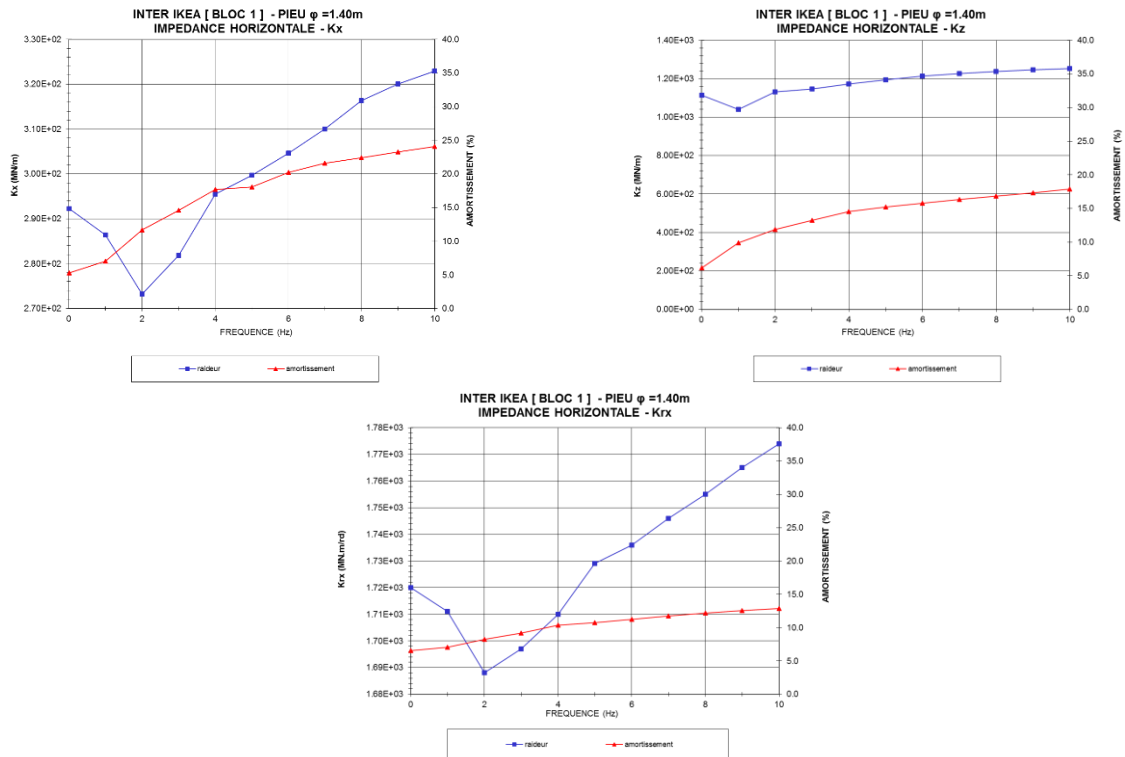


Figura 7. Curvas de impedancia local – pilotes 1.4m

4.2.2. Impedancias globales

Con el fin de ajustar la correcta rigidez global en los modos de translación del bloque, se calculan las impedancias dinámicas del sistema global utilizando un modelo de elementos finitos del total de la cimentación.

A continuación se presentan las curvas de impedancia dinámica en función de la frecuencia para los modos globales de translación:

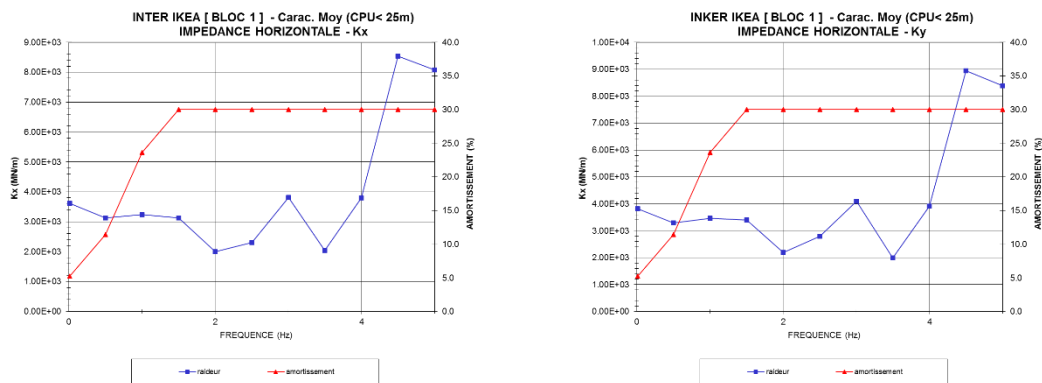


Figura 8. Curvas de impedancia global

Se observa que para un modo de translación global a partir de 1Hz, el amortiguamiento radiativo de la cimentación supera el 20%.

5. MODELIZACION DE LA SUPERSTRUCTURA

El análisis sísmico de la estructura se realiza mediante el cálculo modal-espectral sobre un modelo 3D del edificio elaborado mediante código ASTER. El modelo tiene en cuenta los elementos siguientes:

- Sistema estructural compuesto por pórticos (pilares y vigas)
- Muro de cortante en la planta baja
- Forjados sin masa para reproducir el efecto de diafragma rígido
- Vigas riostras entre encepados
- Conjunto de muelles visco-elásticos que representan las impedancias dinámicas

5.1. Propiedades mecánicas del modelo

El modelo de elementos finitos se compone de:

- Elementos de tipo viga con seis grados de libertad que se usan para modelizar los pilares y las vigas
- Elementos de tipo placa con 5 grados de libertad que se utilizan para modelizar los forjados y los muros de cortante en la planta baja
- Resortes y amortiguadores lineales según los grados de libertad deseados para modelizar las impedancias dinámicas.

La figura siguiente presenta una vista del modelo 3D de la estructura modelizada:

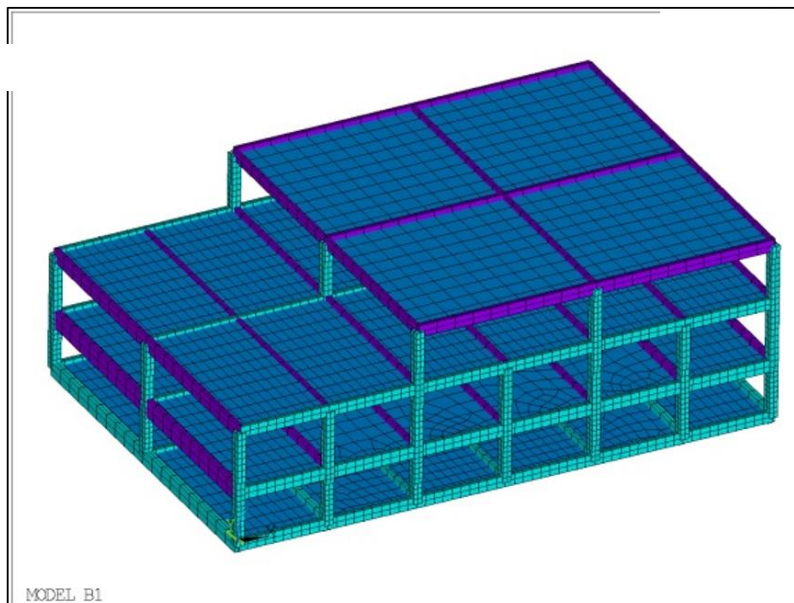


Figura 9. Vista 3D del modelo elementos finitos

El tipo de material utilizado para modelizar el comportamiento del hormigón sin fisurar es el siguiente:

- $E_{dyn} = 30\ 000\ \text{MPa}$
- Peso específico de $25\ \text{kN} / \text{m}^3$
- Amortiguamiento del 5%

Un primer cálculo se realiza teniendo en cuenta las propiedades dinámicas sin fisurar. Si al realizar las verificaciones pertinentes se observa que los elementos flexionados fisuran o que alguno de los pilares esta en tracción se aplicará un módulo de Young reducido de $E_{dyn}/2$, véase $15\ 000\ \text{MPa}$.

Para los elementos pretensados, si se aprecia algún tipo de figuración, se aplica un módulo de Young reducido de $21\ 000\ \text{MPa}$.

5.2. Modelización de la interacción suelo-estructura a partir de las impedancias dinámicas

La modelización de la interacción suelo-estructura se efectúa introduciendo dos tipos de resortes.

Por un lado un grupo de resortes en la base de cada pilar que tienen por objetivo representar la rigidez local vertical y de giro de los pilotes. Dichos resortes se obtienen de las curvas de impedancias locales presentadas en el apartado 4.2.1.

Como ya se ha indicado, se debe considerar que la interacción global entre pilotes se produce principalmente en los modos de translación horizontal. Para tener en cuenta dicho efecto, los resortes horizontales de cada pilote se unen a un resorte global que calibra el efecto de grupo que se quiere reproducir así como el amortiguamiento global del sistema de cimentación.

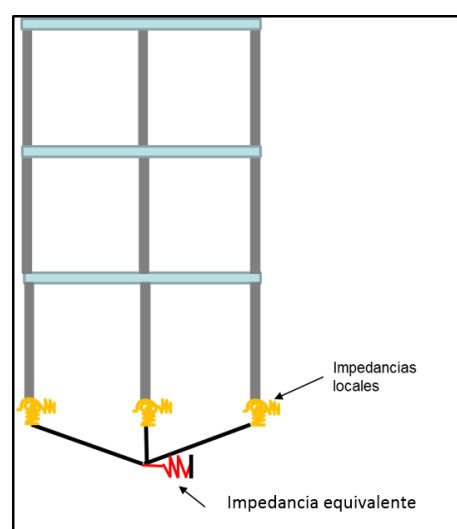


Figura 10. Esquema de modelización de la interacción suelo estructura

Con el fin de acoplar la respuesta del terreno y de la estructura, se efectuará un proceso iterativo durante el cálculo modal del sistema {terreno-estructura} de forma que se haga coincidir la frecuencia propia de la estructura con el valor de las impedancias dinámicas para dicha frecuencia. Dicho análisis tendrá en cuenta:

- La variación de las frecuencias del sistema debido a la flexibilidad de las condiciones de contorno
- Variación del amortiguamiento asociado a cada uno de los modos debido al amortiguamiento radiativo del suelo.

5.3. Balance de masa

Para efectuar el análisis modal del sistema, se procede a efectuar un abatimiento de las sobrecargas de uso del 50%. La masa total del sistema analizado es de 11 880 toneladas.

6. ANÁLISIS SÍSMICO

Se efectúa un análisis modal-espectral del sistema [suelo-estructura] acoplado según dos direcciones ortogonales horizontales y una dirección vertical.

Se calcula el número de modos necesario para llegar a un porcentaje de masa modal acumulada superior al 90% o hasta la frecuencia de corte (33Hz). Si el porcentaje de masa modal acumulado a 33Hz es inferior al 90%, se añade un pseudo-modo o modo residual.

6.1. Análisis modal

A continuación se presenta la síntesis del análisis modal según dos direcciones ortogonales horizontales que son los casos de interés para nuestro análisis.

6.1.1. Método clásico sin interacción terreno-estructura

La tabla 1 presenta la síntesis del análisis modal sin tener en cuenta la interacción suelo estructura.

FRECUENCIAS PROPIAS Y MASAS MODALES								
INTER IKEA - Bloque 1 - sin ISS								
Syntesis análisis modal EC8								
MODE	FREQ Hz	AMO	MASS FRACTION			CUMULATIVE MASS FRACTION		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	2.03	5.00%	77.78%	0.00%	0.00%	77.78%	0.00%	0.00%
2	2.75	5.00%	0.01%	80.85%	0.00%	77.79%	80.85%	0.00%
3	3.91	5.00%	0.00%	1.41%	0.00%	77.79%	82.27%	0.00%
4	4.39	5.00%	19.38%	0.00%	0.00%	97.17%	82.27%	0.00%
5	5.56	5.00%	0.83%	0.00%	0.00%	98.00%	82.27%	0.00%
6	6.17	5.00%	0.00%	1.10%	0.00%	98.00%	83.36%	0.00%
7	6.84	5.00%	0.00%	0.00%	0.00%	98.00%	83.36%	0.00%
8	7.73	5.00%	0.00%	0.00%	0.00%	98.00%	83.36%	0.00%
9	12.02	5.00%	0.00%	9.00%	0.00%	98.00%	92.36%	0.00%
10	14.47	5.00%	0.00%	0.00%	26.66%	98.00%	92.36%	0.00%
11	16.67	5.00%	0.00%	0.00%	50.43%	98.00%	92.36%	26.66%
12	17.23	5.00%	0.00%	0.59%	0.00%	98.00%	92.95%	77.09%

Tabla1. Síntesis del análisis modal sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura

Se pueden apreciar un modo fundamental según la dirección X a 2.03Hz y un modo fundamental según la dirección Y a 2.75Hz. Se trata de dos modos clásicos de flexión. El modo según la dirección Y

es más rígido debido a los muros de cortante en la planta baja. El amortiguamiento modal como era de esperar es constante e igual a 5%.

6.1.2. Incluyendo interacción terreno-estructura

La tabla2 presenta la síntesis del análisis modal teniendo en cuenta la interacción suelo estructura.

FRECUENCIAS PROPIAS Y MASAS MODALES								
INTER IKEA - BLOQUE 1 con ISS								
Síntesis modal EC8								
MODE	FREQ Hz	AMO	MASS FRACTION			CUMULATIVE MASS FRACTION		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	1.59	17.6%	79.8%	0.0%	0.0%	79.8%	0.0%	0.0%
2	1.87	24.1%	0.0%	89.8%	0.0%	79.8%	89.8%	0.0%
3	2.75	17.2%	0.0%	0.6%	0.0%	79.8%	90.4%	0.0%
4	3.00	15.8%	18.7%	0.0%	0.0%	98.5%	90.4%	0.0%
5	3.28	12.8%	0.0%	9.5%	0.0%	98.5%	99.9%	0.0%
6	4.28	7.5%	0.0%	0.1%	0.0%	98.5%	100.0%	0.0%
7	4.41	18.6%	0.0%	0.0%	0.6%	98.5%	100.0%	0.6%
8	4.92	9.0%	1.2%	0.0%	0.0%	99.7%	100.0%	0.6%
9	4.95	20.7%	0.2%	0.0%	0.0%	99.9%	100.0%	0.6%
10	5.61	5.5%	0.1%	0.0%	1.5%	100.0%	100.0%	2.2%
11	5.69	19.0%	0.0%	0.0%	97.4%	100.0%	100.0%	99.6%
12	6.21	5.1%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	99.6%

Tabla2. Síntesis del análisis modal sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura

Se pueden apreciar un modo fundamental según la dirección X a 1.59Hz y un modo fundamental según la dirección Y a 1.87Hz. Se trata de dos modos clásicos de interacción suelo-estructura. El amortiguamiento es de 17.6% para el primero y de 24.1% para el segundo.

Se recuerda que el amortiguamiento modal de cada uno de los modos del sistema se obtiene ponderando el amortiguamiento de cada uno de los elementos que componen el sistema por su energía potencial.

6.1.3. Comparación

Se puede observar un claro efecto de la interacción suelo-estructura añadiendo más flexibilidad al sistema y una clara influencia del amortiguamiento introducido por el suelo en el sistema (disipación de energía).

6.2. Análisis espectral

6.2.1. Método clásico sin-interacción terreno-estructura

Analizando los resultados del análisis espectral, sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura, para un sismo con componente horizontal X obtenemos un cortante global en la base de 22.59MN y de 19.65MN para un sismo con componente horizontal según Y.

6.2.2. Incluyendo interacción terreno-estructura

Analizando los resultados del análisis espectral teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura, para un sismo con componente horizontal X obtenemos un cortante global en la base de 16.4MN y de 13.36MN para un sismo con componente horizontal según Y.

6.2.3. Comparación

Se puede observar una reducción en el esfuerzo cortante en la base del 25% aproximadamente en ambas direcciones. Podemos concluir que la interacción suelo-estructura juega un papel fundamental en esta estructura, no solo desplazando las frecuencias principales del sistema sino introduciendo la parte de amortiguamiento radiativo que se produce debido a la refracción de las ondas sísmicas.

7. OPTIMIZACION Y RECALCULO

Como se ha comprobado en el punto 6, la interacción suelo estructura reduce de forma considerable los esfuerzos inerciales generados para el sistema estudiado. En nuestro caso concreto se traduce en una reducción de las dimensiones de los pilares de 75x85 cm² a 65x75 cm², en una reducción de los diámetros de los pilotes de 100cm a 90cm, de 120cm a 110cm y de 140cm a 130cm y en la supresión de los muros de cortante en la planta baja.

Con el fin de optimizar al máximo la estructura y su cimentación se procede de forma iterativa hasta alcanzar la sección mínima que cumpla los criterios de diseño. Un recálculo es necesario, para verificar que las frecuencias fundamentales no disminuyen demasiado y con ello el amortiguamiento del sistema completo.

8. VERIFICACION DE LA CIMENTACION EN SUELOS CON LICUEFACCION

La verificación de los pilotes en suelo con licuefacción se efectúa una vez optimizada la estructura y con los esfuerzos inerciales resultantes de dicho recálculo.

8.1. Enfoque normativo

La normativa existente sobre el tema de dimensionamiento de pilotes en suelos potencialmente licuefactables es muy escasa. Ni el Eurocodigo 8, ni las normas locales francesas PS92 tratan esta problemática en detalle.

Para localizar normativa que trate de forma explícita este caso, nos tenemos que ir hasta Japón.

El código JRA (1996) contiene una metodología bastante simplificada y algo conservadora basada en resortes equivalentes que pretende modelizar la pérdida de rigidez en las capas que presentan licuefacción. De igual modo, indica un método para evaluar de forma algo inexacta mediante presiones equivalentes el efecto del conocido "lateral spreading".

El "Railway Code" de Japón, por el contrario, presenta una metodología que a día de hoy representa el state-of-the-art, utilizadas en proyectos internacionales de investigación como LESSLOSS (Risk Mitigation for Earthquakes and Lands lides Integrated Projects").

8.2. “Seismic Deformation Method” (SDM)

Con el fin de evaluar los esfuerzos generados durante el sismo en los pilotes efectuamos un cálculo no-lineal teniendo en cuenta las no lineales geométricas y materiales, tanto en los pilotes como en el suelo. Para ello empleamos el método SDM que consiste en combinar las fuerzas inerciales a la vez que le aplica la compatibilidad cinemática a los pilotes. Ambas acciones se detallan en los párrafos siguientes.

8.2.1. Efectos Inerciales

Las fuerzas inerciales generadas durante el sismo en los pilotes se extraen del análisis modal espectral con interacción suelo estructura presentado en los párrafos anteriores. Para cada pilote se obtiene un torsor que se aplica en cota inferior del encepado.

8.2.2. Compatibilidad cinemática

El método SDM tiene en cuenta la compatibilidad cinemática que actúa en cada pilote mediante esfuerzos transmitidos por medio de los resortes que modelizan el terreno sometidos a los desplazamientos en campo libre o en situación de “lateral spreading”.

Las curvas esfuerzo desplazamiento de los resortes de suelo, sin tener en cuenta la licuefacción, se calculan utilizando la formulación bi-lineal del “Fascicule 62” como función del módulo presiométrico del suelo, el diámetro de pilote y el límite plástico p_l caracterizados en los ensayos.

$$k_h = \frac{12E_M}{\frac{4}{3} \frac{B}{0.6} (2.65 \frac{B}{0.6})^\alpha + \alpha}$$

$$p_y = B \cdot p_l$$

siendo:

- E_M el módulo presiométrico
- B el diámetro del pilote
- α un coeficiente que depende del estado de consolidación del terreno
- p_l la presión límite del terreno

Para el estrato que presenta licuefacción empleamos el enfoque clásico normativo (JRA 1996) que consiste en modificar el valor k_h y la presión máxima en el suelo p_y en las curvas esfuerzo-desplazamiento de los resortes con unos factores δ y β :

$$k_{hl} = \delta \times k_h$$

$$p_{yl} = \beta \times p_y$$

Basado en los experimentos llevamos a cabo por *Tokimatsu et Al* (1998), los valores de δ y β son muy próximos y están comprendidos en el rango [0.05; 0.20].

La deformada en campo libre se calcula a partir de un modelo de suelo sometido a un triplete de acelerogramas consistentes con el espectro de diseño. La figura 11 presenta de la deformada (máximos temporales) en campo libre adoptada por del depósito de suelo de nuestro emplazamiento.

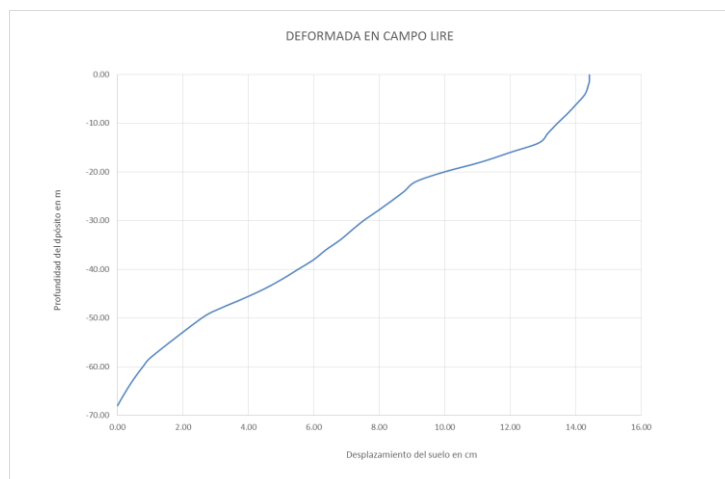


Figura 11. Deformada en campo libre del depósito de suelo (valores máximos de la serie temporal)

En nuestro caso de aplicación el “lateral spreading” se evita mediante compactación de zonas colindantes con la edificación. El riesgo de licuefacción en zonas localizadas interiores a la construcción no puede ser descartado.

8.3. Criterios y verificación de los pilotes

Para la verificación de los pilotes se imponen los siguientes criterios:

- Figuración: $\epsilon > 0,0001$
- Deformación máxima en el recubrimiento del hormigón: $\epsilon > 0,002$
- Deformación máxima en el núcleo del hormigón: $\epsilon > 0,0035$
- Plastificación del acero: $\epsilon > 0,0025$
- Rotura de acero: $\epsilon > 0,01$

A continuación se presenta el esquema de modelización que se emplea para el análisis de los pilotes aplicando de forma concomitante los esfuerzos inerciales y la compatibilidad cinemática:

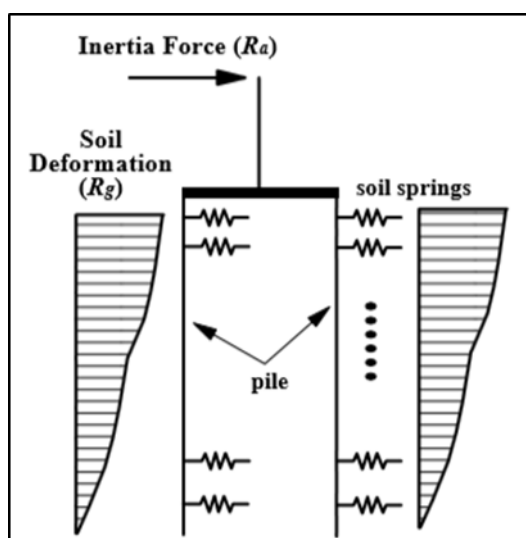


Figura 12. Esquema de modelización de los pilotes

Para el caso que nos ocupa se toma como coeficientes reductores δ y β el valor 0.1. El valor de α se toma igual a $2/3$, considerando el tipo de suelo como normalmente consolidado.

Las verificaciones llevadas a cabo en los pilotes muestran que con el ratio mínimo de armadura longitudinal propuesto en el Eurocodigo 8 (0.8%), los pilotes teniendo en cuenta la bajada de cargas establecida pueden resistir la carga sísmica establecida para la zona de Bayona teniendo en cuenta la reducción de las propiedades en las arenas licuefactadas.

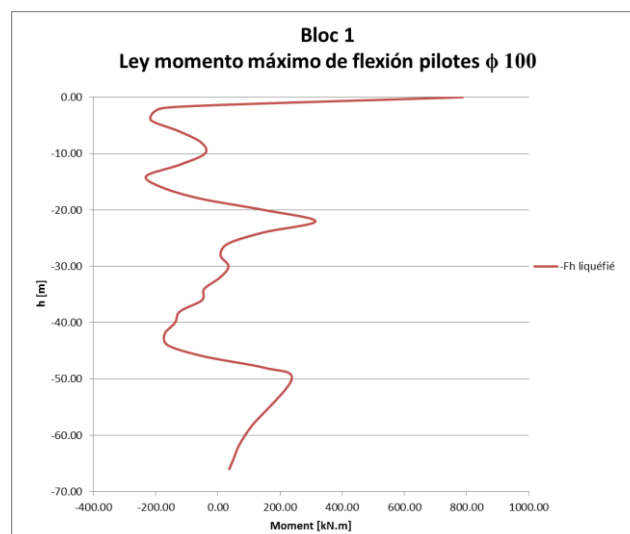


Figura 13. Momento máximo de flexión en los pilotes

9. CONCLUSIONES

El presente artículo expone el análisis sísmico, conforme a la normativa aplicable en Francia, del foro comercial INTER IKEA localizado en Bayona, ubicado en zona III. Para ello se ha efectuado un modelo 3D en elementos finitos y realizado un análisis modal espectral teniendo en cuenta la interacción terreno estructura y la posible licuefacción de la capa de arenas.

Se han efectuado dos estudios en paralelo con el fin de comparar los resultados y poder cuantificar el nivel de optimización. El primero parte de cálculo modal espectral clásico sin tener en cuenta la interacción suelo-estructura manteniendo el amortiguamiento constante de la estructura. El segundo cálculo incluye en el análisis modal espectral los efectos de la interacción suelo-estructura y por lo tanto tiene en cuenta la energía disipada en el suelo durante el sismo.

Se puede observar una disminución del 25% en los esfuerzos sísmicos lo que nos da pie a reducir la talla de los elementos estructurales. Esto se traduce directamente en un ahorro del coste global (250M€) del 7% (17.5 M€). La consideración global del sistema suelo-estructura hace que el análisis reproduzca de forma más realista el comportamiento de la edificación y se puedan identificar de forma más exacta los principales mecanismos de disipación de energía.

REFERENCES

- [1] LYSMER J., OSTADAN F., TABATABAIE M., VAHDANI S., TAJIRIAN F. - SASSI - A system for analysis of soil-structure interaction. Geotechnical Engineering Division, Civil Engineering Department, University of California, Berkeley and Bechtel Power Corporation, San Francisco, 2000.
- [2] SCHNABEL P.E., LYSMER J., SEED H.B. - SHAKE - "A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites" - Report EERC 72-12. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, (1972).
- [3] EUROCODE 8 - Design of Structures in seismic regions. Commission Européenne de Normalisation, Doc CEN/TC250/SC8/N335, (2003).
- [4] ARRETE DU 22 OCTOBRE 2010 – relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » telle que définie par les décrets n° 2010-1254 et 2010-1255 du 22 octobre 2010, J.O. de la République Française du 24 octobre 2010.
- [5] REGLES PS92 - Règles PS applicables aux bâtiments - PS92 - Norme NFP-06-013 (Eyrolles Eds. 1996).
- [6] FASCICULE 62 - Titre V du CCTG - Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Ed. Eyrolles (Février 1999).
- [7] PRINCIPE DE JUSTIFICATION DES PIEUX DU PROJET EN CAS DE LIQUEFACTION DE SOLS – OGER INTERNATIONAL – 35/09 I. Charara, ind.A 06/12/2013.
- [8] ASTER - Analyse des Structures et Thermomécanique pour des Etudes et des Recherches – Version de développement stabilisée 9.3.22 – EDF R&D 1991 – 2008.
- [9] JRA (1996). Japanese Road Association, Specification for Highway Bridges, Part V, Seismic.
- [10] Railway Code, Japan 1999.
- [11] LESSLOSS. Risk Mitigation for Earthquakes and Landslides Integrated Projects. Deliverable 12 – Reports on methods of slope stabilization.
- [12] Ramos, R., Abdoun, T. H., and Dobry, R. (1999). "Centrifuge modeling of effect of superstructure stiffness on pile bending moments due to lateral spreading." Seventh U. S. – Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Report NCEER-99-0019, SUNY, Buffalo, NY, pp. 599 – 608.
- [13] TOKIMATSU K. - Performance of pile foundations in laterally spreading soils - Proceedings 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol 3, pp 957-964, Balkema 1999.