



UGR

Universidad
de **Granada**

MÁSTER UNIVERSITARIO DE ESTRUCTURAS

RESONANCIA SUELO - ESTRUCTURA Y
NORMA DE CONSTRUCCIÓN
SISMORRESISTENTE ESPAÑOLA

(Aplicado a pórticos de hormigón armado sometidos
a terremotos de Almería)

Asignatura TRABAJO FIN DE MÁSTER

Tutor RAFAEL GALLEGO SEVILLA

Alumno **Rubén Calvo Díaz**

rubencadi@gmail.com

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	3
2. OBJETIVO Y METODOLOGÍA.	5
2.1 OBJETIVO.	5
2.2 METODOLOGÍA.	5
3. ACELEROGRAMAS. REGISTROS REALES DE TERREMOTOS.	6
3.1 INTRODUCCIÓN.	6
3.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS REGISTROS REALES.	6
3.3 CONTENIDO FRECUENCIAL DE LOS ACELEROGRAMAS.	8
4. MODELOS DE SUELO	11
4.1 INTRODUCCIÓN.	11
4.2 PARÁMETROS DINÁMICOS DE LOS MODELOS DE SUELO.	11
4.3 MODELOS DE TERRENO ANALIZADOS.	13
4.4 CÁLCULO DEL EFECTO DE SITIO.	14
5. CÁLCULOS ESTRUCTURALES.	26
5.1 INTRODUCCIÓN.	26
5.2 CARACTERÍSTICAS DE LAS ESTRUCTURAS.	26
5.3 MODELO DE SUELO UTILIZADO.	31
5.4 CÁLCULO DINÁMICO MODAL LINEAL.	33
5.5 CÁLCULO DINÁMICO TRANSITORIO LINEAL.	34
5.6 CÁLCULO DINÁMICO TRANSITORIO NO LINEAL.	38
5.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS.	51
6. CONCLUSIONES	57
7. DESARROLLOS FUTUROS	58
8. BIBLIOGRAFÍA	59
8.1 NORMATIVAS.	59
8.2 PROGRAMAS INFORMÁTICOS DE CÁLCULO.	59
8.3 PUBLICACIONES Y LIBROS.	59
8.4 TESIS DOCTORALES Y OTROS TRABAJOS.	60

1. INTRODUCCIÓN

Este trabajo estudia el tratamiento que la Norma de Construcción Sismorresistente Española, “NCSE-02: Parte General y Edificación” (Ministerio de Fomento, 2002) y “NCSP-07: Puentes” (Ministerio de Fomento, 2007) hace del efecto de resonancia suelo-estructura, aplicado a los terremotos de Almería. Comparando el cálculo dinámico modal según la Norma y el cálculo dinámico transitorio no lineal de estructuras mediante acelerogramas de terremotos registrados en Almería, se pone de manifiesto las deficiencias existentes; deficiencias por otro lado previsibles, puesto que el análisis dinámico modal (con espectros de respuesta) es una simplificación, teóricamente del lado de la seguridad, para poder calcular estructuras con un nivel normal de conocimientos estructurales.

En este trabajo se ha tratado el efecto de sitio desde el punto de vista tanto estático como dinámico, destacando la importancia de caracterizar un terreno dinámicamente. Estudios dirigidos por los profesores Pujades y Canas (Rodríguez, 2005), diversas tesis doctorales (Song, 2010; Carrasco, 2009; Trigo, 2007), estudios de riesgo sísmico urbano en España como SISMIMUR (Murcia, 2006), SISMOSAN (Andalucía, 2007), SISMILOR (Lorca, actualmente en desarrollo), etc., avalan la necesidad de analizar las características dinámicas de los suelos. Puede resultar mucho más determinante calcular su periodo predominante que su nivel de amplificación; dicho de otro modo, el efecto de sitio no consiste en decir que un suelo blando amplifica mucho una señal sísmica y uno duro no amplifica, sino que tan perjudicial puede resultar un suelo duro como uno blando, si sus periodos predominantes de vibración están cercanos al periodo fundamental de la estructura que cada uno sustenta.

Por otra parte, como es lógico en la fase de diseño, la estimación del periodo fundamental de una estructura es crucial. Sin embargo, el periodo de vibración, aunque esté correctamente calculado a partir de la configuración geométrica de la estructura (matriz de rigidez, de masas, etc.), puede sufrir variaciones a lo largo de la vida útil de una estructura. Sin ir más lejos, la sobrecarga de uso tiene una naturaleza variable; la hipótesis sísmica considera que cuando se produce un evento sísmico, está actuando el 50% de la sobrecarga de uso. El valor real de sobrecarga de uso que esté gravitando sobre la estructura cuando llegue el terremoto, influirá en el periodo de vibración de la estructura en ese momento. El periodo aumentará cuanta más masa tenga, y aunque su aceleración espectral será menor al situarse en la rama descendente del espectro de respuesta, su acción sísmica puede ser mayor al tener más cantidad de masa.

Otro factor importante es en la variabilidad del periodo fundamental de vibración de una estructura (de edificación en este caso) es la existencia de tabiques, cerramientos y particiones. Tradicionalmente, los programas convencionales de cálculo de estructuras estiman el periodo de vibración considerando sólo la configuración geométrica y las acciones gravitatorias. Los tabiques y cerramientos se modelizan sólo a nivel de cargas gravitatorias, pero no se tiene en cuenta su efecto arriostrante, y por tanto rigidizador. Este hecho hace que el programa de cálculo común estime periodos mayores que los reales.

Incluso las normas sismorresistentes proporcionan expresiones para determinar el periodo fundamental de una estructura de una manera simplificada; estas expresiones raramente coinciden con los periodos que obtienen los programas de cálculo convencionales. Por ejemplo, la NCSE-02 indica en su artículo 3.7.2.2. para edificios con pórticos de hormigón armado (sin colaboración de pantallas rigidizadoras), que el periodo fundamental puede estimarse como $T_F = 0.09 \cdot n$, siendo n el número de plantas. Con esta expresión se obtienen valores de periodos inferiores a los calculados con los programas, si bien, más cercanos a la realidad.

El periodo fundamental de vibración puede medirse exactamente sobre la cubierta de un edificio, mediante las técnicas de ruido ambiental (microtremor). Evidentemente la medición tiene lugar cuando el edificio ya está construido, pero puede compararse con la estimación que tuvo lugar en la fase de diseño del edificio. Existen estudios realizados con estas técnicas en la región de Murcia (Navarro y otros, 2007) y en Portugal (Oliveira y Navarro, 2009) en los que tras realizar un gran número de mediciones sobre edificios construidos de hormigón armado, llegan a la conclusión de que se puede estimar el periodo fundamental como $T_F = (0.054 \pm 0.001) \cdot n$, siendo n el número de plantas. Aunque este periodo obtenido depende de las circunstancias de cada medición (las masas que en ese momento estuvieran gravitando sobre la estructura, nivel de compartimentación del edificio, temperatura, etc.), resulta ser del orden de la mitad al que se obtendría aplicando la expresión de la NCSE-02, y muy inferior al que calculan los programas convencionales.

Una posible explicación para calcular con periodos superiores a los reales, es que cuando llega un terremoto a una estructura, dependiendo de la energía que le introduce el sismo, se pueden empezar a colapsar los tabiques y cerramientos, aumentando el periodo de la estructura, como reflejan estudios como el “Informe del Sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011” (IGN y otros, 2011). Si llegaran a romperse todos los estos elementos no estructurales y no se produjeran daños en vigas y pilares, el periodo podría coincidir con el que calculó el programa convencional. Si el terremoto persiste, empezarían a producirse plastificaciones en los elementos estructurales dependiendo de su nivel de ductilidad, pero siempre a partir de este periodo. Pero en la realidad, esto no ocurre así, tal y como se refleja en el estudio anterior. Cuando llega un terremoto, los primeros elementos en romperse son algunos tabiques y cerramientos, pero no todos. Obviamente pueden producirse rótulas plásticas en elementos estructurales sin haber colapsado toda la tabiquería. Es decir, el periodo fundamental de vibración que inicialmente tiene una estructura (con sus tabiques) determina en gran medida el nivel de daños que puede llegar a sufrir. Esto tiene vital importancia cuando el edificio tiene un periodo real similar al del terreno, habiendo estimado uno completamente distinto en la fase de diseño. Los efectos de esta resonancia “no prevista” pueden ser catastróficos.

NOTA DEL AUTOR:

La metodología y procedimientos de cálculo de este estudio, no sólo se han utilizado a nivel de investigación, sino que también han funcionado a nivel de producción. Antes y durante la realización del Máster Universitario de Estructuras, el autor ha estado trabajando en la empresa privada (Decisiones Geoconstructivas, S.L.) y ha podido poner en práctica las técnicas recogidas en este estudio (medición de las características dinámicas del terreno mediante SPACs, mediciones reales de los periodos fundamentales de los edificios, cálculo dinámico transitorio no lineal con registros reales, acelerogramas con efecto de sitio, etc.).

El autor tuvo la ocasión de visitar Lorca el día siguiente al terremoto del 11 de mayo de 2011, y realizar posteriores visitas de trabajo para efectuar diversos Informes de Evaluación Sísmica de distintas estructuras con la empresa en la que trabajaba. Los trabajos de evaluación sísmica no se limitaron a describir los daños visibles sufridos por los edificios, sino que mediante estas técnicas de cálculo se pudieron comprobar los daños tanto visibles como ocultos.

Rubén Calvo Díaz
rubencadi@gmail.com
<http://es.linkedin.com/in/rubencalvodiaz>

2. OBJETIVO Y METODOLOGÍA.

2.1 Objetivo.

Como se ha comentado en la introducción, el objetivo de este trabajo es poner de manifiesto la importancia de caracterizar dinámicamente el terreno sobre el que se va a construir una estructura, y ver el efecto que puede tener si se produce resonancia (prevista o no en los cálculos) entre suelo y estructura.

2.2 Metodología.

Partiendo de terremotos registrados en el municipio de Almería, se han escalado convenientemente para que coincida su aceleración pico (*Peak Ground Acceleration*, PGA) con la aceleración básica que la NCSE-02 asigna a Almería. Se ha analizado su contenido frecuencial mediante espectros de Fourier y de Energía.

Se ha establecido una correspondencia entre la velocidad de las ondas S, el periodo predominante de vibración y el coeficiente C de cada tipo de terreno, desde $C=1$, $C=1.1$, $C=1.2$, hasta $C=2$.

Con estos parámetros, el efecto de sitio se ha calculado de dos formas: mediante espectros de respuesta y transitorio. De esta forma se podrán calcular las estructuras utilizando el análisis dinámico modal y dinámico transitorio, respectivamente. El efecto de sitio desde el punto de vista espectral, se ha hecho conforme a la NCSE-02, relacionando el periodo predominante del terreno con su coeficiente C. Desde el punto de vista transitorio, con los parámetros dinámicos de cada terreno (y con su C correspondiente), se han procesado los acelerogramas de partida mediante una operación de convolución y se han obtenido los acelerogramas resultantes para cada tipo de terreno (desde $C=1$ a $C=2$).

Se han comparado los espectros de respuesta de estos acelerogramas con los espectros de respuesta que indica la NCSE-02 y se han analizado las diferencias existentes.

Por otra parte, como se ha comentado en la introducción de este estudio, debido a las oscilaciones que puede llegar a tener el periodo fundamental de una estructura se ha analizado el efecto que puede tener la resonancia entresuelo y estructura, si no se ha previsto en los cálculos. Al haber caracterizado dinámicamente el terreno y establecido su periodo predominante (midiendo *in situ* mediante técnicas de *microtremors* o de forma indirecta), podemos saber qué periodo fundamental de la estructura es el que se deberá evitar en su diseño, o por lo menos tenerlo en cuenta. Se ha ilustrado con un ejemplo de una estructura sin y con tabiques.

3. ACELEROGRAMAS. REGISTROS REALES DE TERREMOTOS.

3.1 Introducción.

Los terremotos utilizados en este estudio, con epicentro en la provincia de Almería, han sido registrados en la estación de la capital, perteneciente a la Red Nacional de Acelerógrafos del Instituto Geográfico Nacional. De entre todos ellos, se ha elegido uno de campo medio-lejano, y otro de campo cercano. Se han considerado sus dos componentes horizontales, para obtener así dos señales independientes de cada terremoto.

3.2 Características de los registros reales.

Los terremotos cuyos registros se han procesado son los que recoge la tabla 3-1. En la última columna viene el nombre del registro que se ha adoptado en el estudio.

Fecha	Magn. mb	Prof.	Epicentro	Distancia epicentral	Comp.	PGA (gal)	Design.
4/01/94	4.9	2 km	Adra (AL)	44.5 km	EW	10.23	01EW
					NS	8.20	01NS
8/11/94	4.0	6 km	Almería (AL)	11.2 km	EW	6.73	02EW
					NS	4.56	02NS

Tabla 3-1. Características de los terremotos reales adoptados en este estudio.

Estos registros, que se proporcionan con su corrección de la línea base, se han escalado convenientemente para que la aceleración pico de los acelerogramas que se van a introducir en los cálculos, coincida con la aceleración básica que la NCSE-02 establece para el municipio de Almería ($a_b=0.14$ g). Las gráficas de los acelerogramas en función del tiempo, una vez escalados, se representan en la figuras. 3-1, 3-2, 3-3 y 3-4.

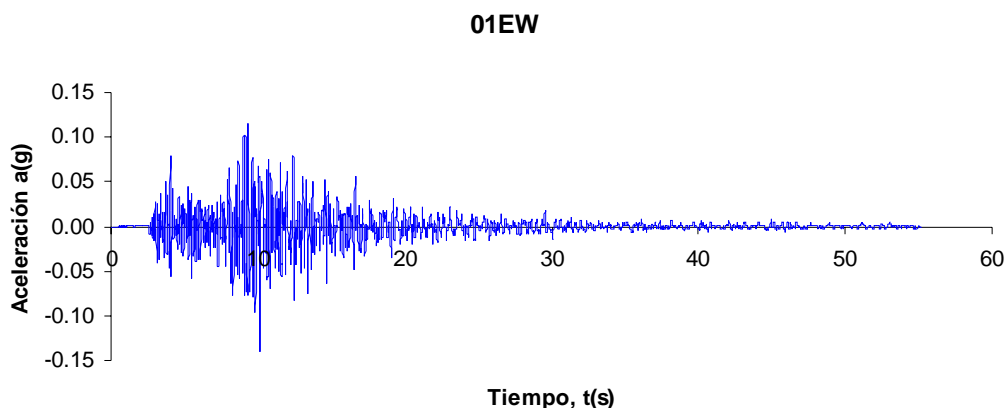


Fig. 3-1. Acelerograma 01EW escalado a la aceleración básica de Almería.

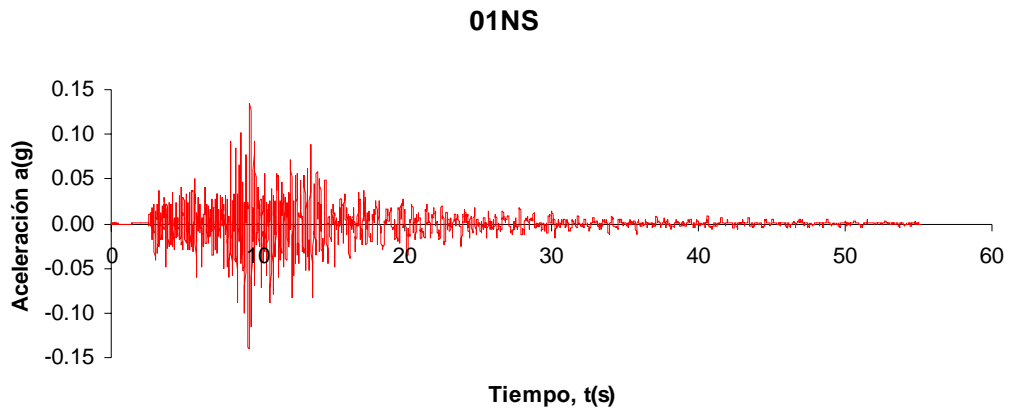


Fig. 3-2. Acelerograma 01NS escalado a la aceleración básica de Almería.

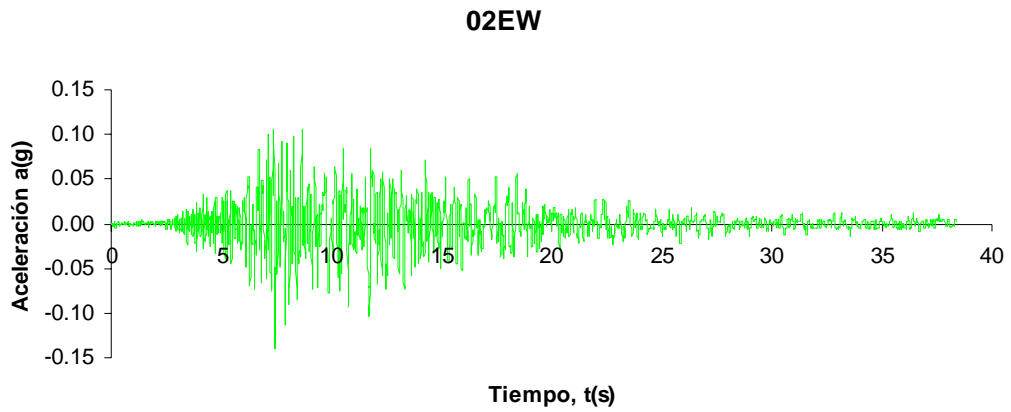


Fig. 3-1. Acelerograma 02EW escalado a la aceleración básica de Almería.

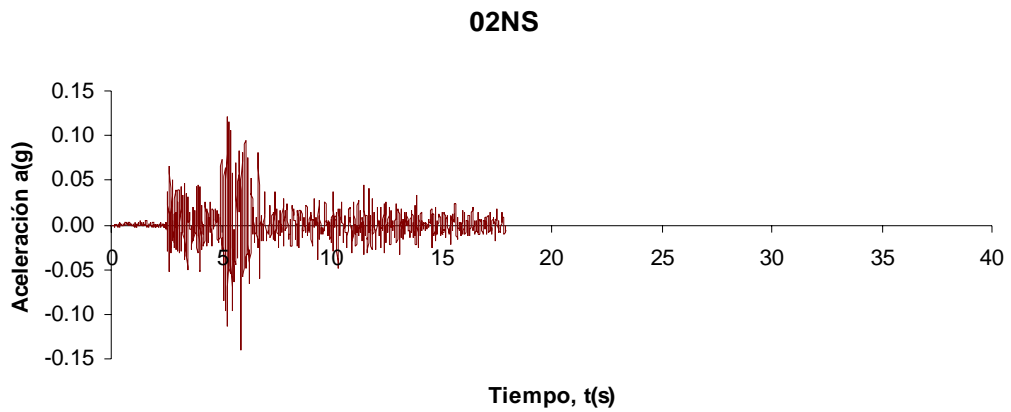


Fig. 3-1. Acelerograma 02NS escalado a la aceleración básica de Almería.

3.3 Contenido frecuencial de los acelerogramas.

Para analizar el contenido frecuencial de los terremotos, se han calculado los espectros de amplitudes de Fourier y de Respuesta de Energía de los acelerogramas, en términos de periodo (inverso de la frecuencia).

Los cálculos se han realizado con el programa DEGTRA A4 (Universidad Nacional Autónoma de México). La formulación que utiliza el programa se recoge en su Manual de Ayuda (Ordaz, 1990-2002) y se describe en los siguientes apartados.

3.3.1 ESPECTROS DE FOURIER.

Como se describe en el manual del programa, el espectro de Fourier, realmente la Transformada Rápida de Fourier (FFT), se calcula con NTF puntos y el paso de tiempo (DT) definido en el acelerograma. Además, el programa realiza un suavizado y un *tapering* cosenoidal de longitud al inicio y final de la señal, un porcentaje de la longitud total.

La amplitud suavizada para la frecuencia f , $A_s(f)$, se calcula como

$$[A_s(f)]^2 = \frac{1}{N} \cdot \sum [A(f)]^2 ,$$

donde la suma se efectúa entre las frecuencias f_1 y f_2 , dadas por

$$f_1 = f \cdot 2^{\left(-\frac{1}{2 \cdot F_s}\right)} \text{ y } f_2 = f \cdot 2^{\left(\frac{1}{2 \cdot F_s}\right)}$$

siendo F_s el factor de suavizado y N es el número de puntos comprendidos entre las frecuencias f_1 y f_2 .

Los parámetros adoptados en el cálculo y recomendados en el manual son:

- NTF = 4096 puntos.
- DT = 0.005s (el definido en el acelerograma).
- $F_s = 6$.
- Taper = 5%.

Los espectros de amplitudes de Fourier se representan en la figura 3-5.

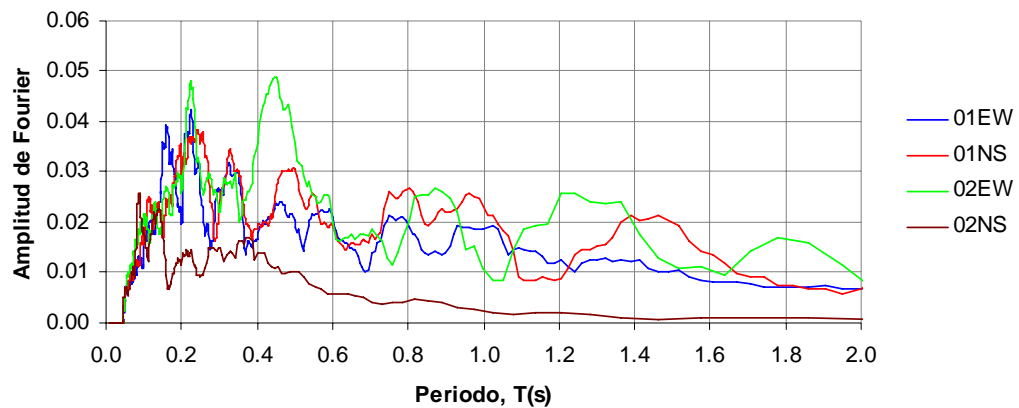


Fig. 3-5. Espectros de Amplitudes de Fourier, en función del periodo.

3.3.2 ESPECTROS DE RESPUESTA DE ENERGÍA DE ENTRADA.

Como se describe en la documentación del programa, el espectro de respuesta se calcula con el método de las ocho constantes (Chopra, 1995) para NT periodos equiespaciados entre T_{\min} y T_{\max} .

En Degtra A4, la energía de entrada (EE) se define de la siguiente manera:

$$EE = \left| -m \cdot \int a(t) \cdot dx \right|,$$

donde m es la masa del oscilador, $a(t)$ es la aceleración del suelo (es decir, el registro procesado por DEGTRA A4) y x es el desplazamiento relativo del oscilador. La integral se lleva a cabo para toda la duración del registro.

Se calcula el espectro de respuesta elástica con los siguientes parámetros:

- $NT = 200$.
- $T_{\min} = 0.01s$.
- $T_{\max} = 3s$ (aunque en la gráfica de la figura 2-6 sólo esté representado hasta 2s).
- Amortiguamiento, $C_{si} = 0.05$ (5% del crítico).

Los espectros de respuesta de energía de entrada se representan en la figura 3-6.

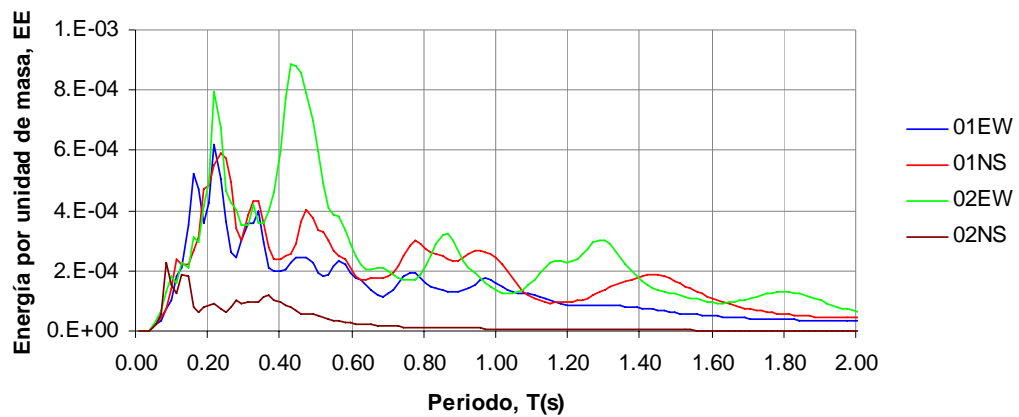


Fig. 3-6. Espectros de Energía, en función del periodo.

A la vista de los dos tipos de espectros se puede observar, en general, como no hay un periodo que destaque de manera clara; el espectro que contiene algún periodo notable pone de manifiesto que el acelerómetro que lo registró, no estaba instalado en roca pura.

Estos acelerogramas, con $PGA = a_b$ de Almería y sin un contenido frecuencial claramente definido, son los que se toman de partida para los capítulos siguientes.

4. MODELOS DE SUELO

4.1 Introducción.

Cada suelo posee unas características mecánicas y dinámicas. El conjunto de estas propiedades le confieren al terreno la capacidad de filtrar y amplificar cualquier señal sísmica que lo atraviese, produciendo el fenómeno conocido como “efecto de sitio”.

El efecto de sitio se va a calcular teniendo en cuenta dos tipos de análisis:

- **ESPECTRAL** (para el análisis DINÁMICO MODAL): se obtienen los espectros de cálculo que la NCSE-02 propone para cada tipo de terreno y nivel de aceleración básica local.
- **DINÁMICO TRANSITORIO**: el procesado de los acelerogramas se realiza para las 4 señales sísmicas del estudio (capítulo 2) y para cada tipo de suelo.

El comportamiento dinámico del terreno puede analizarse mediante técnicas de medición de ruido ambiental (microtremor). Este método, ampliamente utilizado en Ingeniería Sísmica, permite determinar los parámetros elásticos reales que caracterizan la estructura superficial del suelo. El ruido ambiental en el terreno es un conjunto de vibraciones de pequeña amplitud (μm) y de frecuencias mayores de 1 Hz, producidas por fenómenos naturales y artificiales (el tráfico, por ejemplo). Esta técnica, también conocida como SPAC, permite obtener el periodo predominante del terreno, y la velocidad de las ondas S, que es como la NCSE-02 caracteriza dinámicamente el tipo de terreno (Domínguez, 2007).

Para los cálculos, se ha tomado el municipio de Almería.

4.2 Parámetros dinámicos de los modelos de suelo.

La norma NCSE-02 define la aceleración de cálculo a partir de la aceleración básica del municipio (Anejo 1 de la NCSE-02), de la importancia de la edificación y del coeficiente de amplificación del terreno.

- **ACELERACIÓN DE CÁLCULO**: $a_c = S \cdot \rho \cdot a_b$ (1)
- **ACELERACIÓN BÁSICA**: $a_b = 0.14 \text{ g}$ (municipio de Almería).
- **COEFICIENTE ADIMENSIONAL DE RIESGO**: $\rho = 1$ (importancia normal).
- **COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN DEL TERRENO**:
Para $0.1 \text{ g} < \rho \cdot a_b < 0.4 \text{ g}$,

$$S = \frac{C}{1.25} + 3.33 \cdot \left(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1 \right) \cdot \left(1 - \frac{C}{1.25} \right) \quad (2)$$

- **COEFICIENTE DEL TERRENO:** la NCSE-02 establece la siguiente clasificación del terreno, en función de la velocidad de las ondas transversales o de cizalla, V_s .

Tipo de terreno	Coefficiente C	Velocidad V_s (m/s)
I	1.0	> 750
II	1.3	400 – 750
III	1.6	200 – 400
IV	2.0	< 200

Tabla 4-1. Clasificación del terreno según NCSE-02.

La representación gráfica de esta tabla adopta la forma de una función escalonada. Para relacionar los valores del coeficiente del terreno C con la velocidad de las ondas transversales v_s , se ha definido una curva logarítmica de correspondencia entre parejas de valores C- V_s que se ajusta perfectamente a los valores de la tabla (Domínguez, 2007).

La expresión matemática de esta curva de correlación es:

$$C = 4.588 - 0.521 \cdot \ln(V_s) \quad (V_s \text{ en m/s}) \quad (3)$$

Ambas expresiones se representan gráficamente en la figura 3-1.

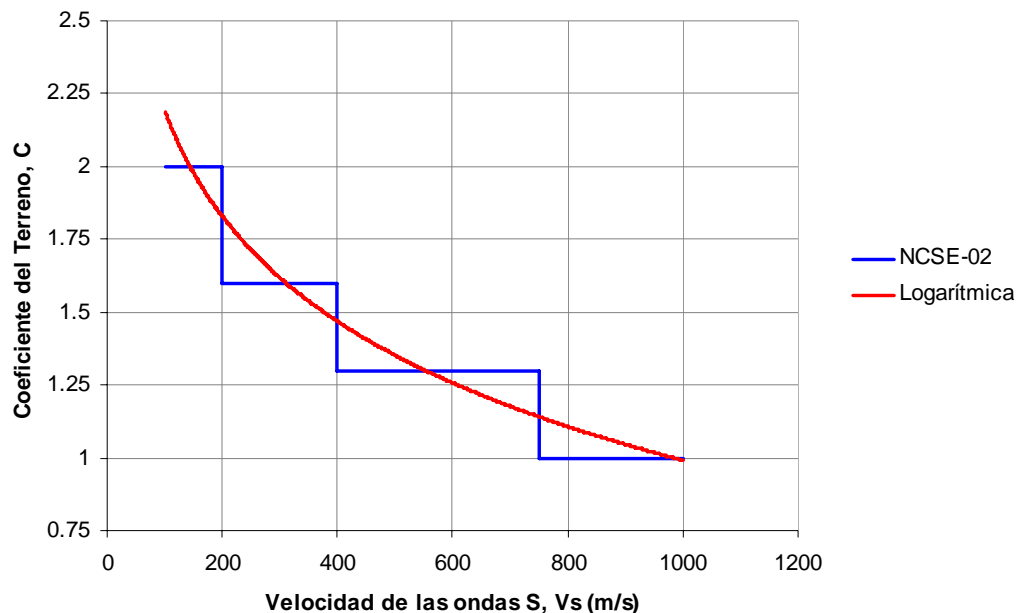


Fig. 4-1. Correlación logarítmica entre el Coeficiente del Terreno (C) y la Velocidad de las ondas S (V_s).

Para establecer un coeficiente del terreno C se adopta un valor medio de los valores existentes en los 30 primeros metros de profundidad, tal y como indica la NCSE-02.

- **DENSIDAD DEL TERRENO:** Este parámetro lo tiene en cuenta la aplicación informática *DEGTRA A4*, para considerar el efecto de sitio. En este trabajo, la densidad del terreno en

función de la velocidad de las ondas transversales, se ha calculado mediante la siguiente expresión (Herrmann, 2002):

$$\gamma = 0.8 \cdot \text{Log}(V_s) - 0.1 \quad (\gamma \text{ en T/m}^3, V_s \text{ en m/s}) \quad (4)$$

- **PERIODO PREDOMINANTE DEL TERRENO:** Como se ha mencionado anteriormente, se trata de un parámetro fundamental para tener en cuenta el fenómeno de la resonancia con la estructura. Su cálculo es inmediato, en terrenos de una capa, a partir de la velocidad de las ondas transversales, mediante la expresión:

$$T = \frac{4 \cdot H}{V_s} \quad (5)$$

siendo:

- H: espesor de la capa (en este caso se utilizan modelos de terreno de 30 m de espesor, por lo que $H = 30$ m).
- V_s : velocidad de las ondas transversales, ondas S o de cizalla.

De esta forma, a través de las expresiones (3), (4) y (5) cada terreno está perfectamente definido con su densidad γ , periodo predominante T , velocidad de cizalla V_s y su coeficiente del terreno C . A partir de la aceleración básica local a_b , mediante las expresiones (1) y (2) se obtiene el coeficiente de amplificación S y la aceleración de cálculo a_c .

4.3 Modelos de terreno analizados.

Para realizar este estudio se han adoptado varios modelos de suelo; de esta forma se realiza un barrido, abarcando el rango de valores que la NCSE-02 propone para el coeficiente del terreno C (desde $C=1$ hasta $C=2$, en incrementos de 0.1). Como simplificación, se han supuesto terrenos monocapa de 30 m espesor. Para la obtención de la aceleración de cálculo, se ha partido de la aceleración básica del municipio de Almería, es decir, $a_b/g = 0.14$.

Mediante la formulación de los apartados anteriores se han calculado los parámetros dinámicos de 11 modelos de suelo. Los resultados se recogen en la tabla 4-2.

Como se verá en el apartado 3.4.2, de estos parámetros, el programa *DEGTRA* A4 utilizará para el cálculo del efecto de sitio, además del espesor de la capa $H=30$ m, la velocidad de las ondas S y el peso específico del terreno γ .

Suelo	C	T (s)	V _s (m/s)	a _c /g	S	γ (T/m ³)
S1	1	0.122	983.11	0.116	0.827	2.294
S2	1.1	0.148	811.33	0.125	0.896	2.227
S3	1.2	0.179	669.56	0.135	0.965	2.161
S4	1.3	0.217	552.57	0.145	1.035	2.094
S5	1.4	0.263	456.02	0.154	1.104	2.027
S6	1.5	0.319	376.33	0.164	1.173	1.961
S7	1.6	0.386	310.58	0.174	1.243	1.894
S8	1.7	0.468	256.31	0.184	1.312	1.827
S9	1.8	0.567	211.52	0.193	1.381	1.760
S10	1.9	0.687	174.56	0.203	1.451	1.694
S11	2	0.833	144.06	0.213	1.52	1.627

Tabla 4-2. Modelos de suelo adoptados en el estudio.

4.4 Cálculo del efecto de sitio.

4.4.1 ESPECTROS DE NCSE-02.

La norma NCSE-02 establece un espectro normalizado de respuesta elástica en la superficie libre del terreno, para aceleraciones horizontales, correspondiente a un oscilador lineal simple con amortiguamiento de referencia del 5% respecto al crítico, definido por:

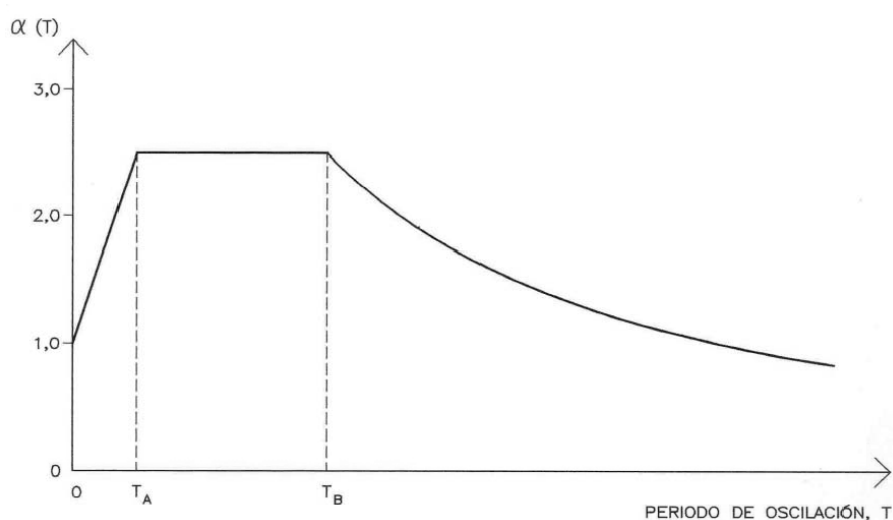


Fig. 3-2. Espectro de Respuesta según NCSE-02.

Este espectro se define por tramos, según las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \text{Si } T < T_A & & \alpha(T) &= 1 + 1.5 \cdot T/T_A \\ \text{Si } T_A < T \leq T_B & & \alpha(T) &= 2.5 \\ \text{Si } T > T_B & & \alpha(T) &= K \cdot C/T, \end{aligned}$$

siendo:

T_A y T_B : periodos característicos del espectro de respuesta:

$$\begin{aligned} T_A &= K \cdot C/10 \\ T_B &= K \cdot C/2.5 \end{aligned}$$

K: coeficiente de contribución (según NCSE-02, $K = 1$ para el municipio de Almería).

Multiplicando las ordenadas de este espectro por la aceleración de cálculo obtenida para cada suelo, se obtiene el espectro de respuesta en términos de aceleración, que habría que tener en cuenta para los cálculos estructurales mediante espectros de respuesta (análisis dinámico modal) que propone la norma NCSE-02.

En la figura 4-3 aparecen representados los espectros elásticos de respuesta de la NCSE-02 para los 11 modelos de suelo tenidos en cuenta en este estudio, indicando también el periodo predominante del terreno al que corresponden.

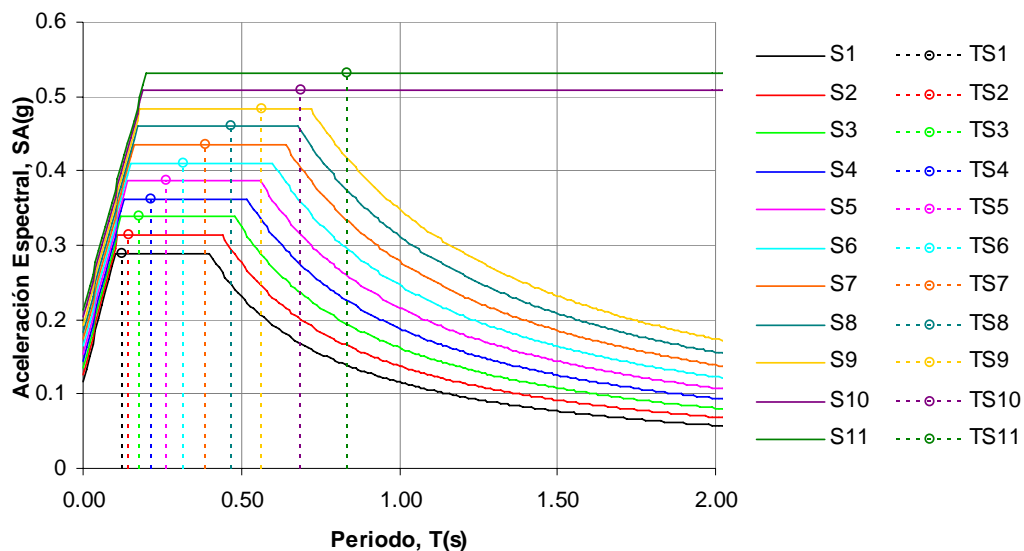


Fig. 4-3. Espectros de Respuesta para los distintos modelos de suelo, según NCSE-02.

Teóricamente, el punto de mayor ordenada de un espectro de respuesta de un terreno, debería corresponderse con su periodo predominante, es decir, con el periodo bajo el cual podría transmitir mayores aceleraciones a una estructura cimentada sobre él, si ésta tuviera su periodo fundamental cercano al periodo predominante del suelo. Como los espectros de respuesta que proporcionan las normas sismorresistentes deben ser fáciles de tratar, y al fin y al cabo son envolventes, lo que hacen es definir un tramo horizontal o meseta ubicada en torno al periodo predominante del suelo; en principio, del lado de la seguridad. Esto quiere decir, que si se produce un error al estimar el periodo fundamental de una estructura, hay un cierto margen de seguridad.

A la vista de la figura 4-3, se observa que para suelos con un coeficiente del terreno C alto (suelos blandos), su periodo predominante también está mucho más cerca de la rama descendente del espectro que para suelos con un C bajo (suelos duros). Esto quiere decir, que el error producido al estimar el periodo fundamental de la estructura, si estamos en la zona de resonancia, el margen de seguridad es menor en suelos blandos que en suelos duros. Todo esto, dando por hecho que no nos vamos a encontrar estructuras tan rígidas como para usar la rama ascendente.

4.4.2 ACELEROGRAMAS CON EFECTO DE SITIO.

Como se ha comentado anteriormente, cuando un terremoto o señal sísmica atraviesa una capa de suelo, sufre una amplificación y filtrado de la señal. El efecto de sitio realizado sobre los acelerogramas se ha desarrollado mediante la aplicación *DEGTRA A4*, anteriormente comentada. Esta aplicación, al igual que otras, y que cada normativa (NCSE-02, Eurocódigo, etc.), realiza una amplificación siguiendo unos determinados criterios. Por ejemplo, la amplificación que la NCSE-02 propone, la realiza no sólo en base al tipo de terreno, sino también a la aceleración básica local; el Eurocódigo es mucho más rígido en cuanto al rango de valores.

Como recoge el manual del programa, *DEGTRA A4* realiza el cálculo del efecto de sitio en base al contraste de impedancias entre el semiespacio y la capa del suelo, según las propiedades viscoelásticas de la estratigrafía:

- Velocidad de las ondas S (o transversales).
- Densidad del terreno.
- Amortiguamiento (5% en este caso).
- Espesor del estrato.

Con el objeto de obviar esta diferencia de criterios, y teniendo en cuenta que lo que realmente interesa en este estudio es el contenido frecuencial de la señal sísmica que se le introduce a la estructura, para compararla con la obtenida por el análisis espectral que propone la norma NCSE-02, se ha procedido de la siguiente manera para cada acelerograma y cada modelo de suelo:

Al acelerograma escalado a $PGA = 0.14 g$ (a_b de Almería) del capítulo 3, se le aplica *DEGTRA A4* con el modelo de suelo correspondiente al efecto de sitio que se quiere calcular. La señal obtenida, tendrá una PGA distinta a la de entrada. Esta nueva señal se vuelve a escalar a la aceleración de cálculo que propone la norma para ese modelo de suelo.

Es decir, para cada terremoto, se obtiene un acelerograma cuya energía se concentra en un periodo igual al periodo predominante del modelo de suelo, y su PGA coincide con la aceleración de cálculo del suelo ($PGA = a_c$).

Este proceso de escalado se ha hecho con el objetivo de comparar los resultados de esfuerzos y movimientos de la estructura mediante el cálculo dinámico modal de la Norma con los resultados obtenidos aplicando el cálculo dinámico transitorio lineal y no lineal; ambos con la misma PGA .

4.4.3 COMPARACIÓN DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DE LOS ACELEROGRAMAS ESCALADOS A LA ACELERACIÓN DE CÁLCULO CON LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DE LA NORMA NCSE-02.

En las figuras siguientes, para cada modelo de suelo, se han representado conjuntamente los espectros de respuesta de los acelerogramas con efecto de sitio, y el espectro de respuesta de la norma NCSE-02. De esta forma se puede analizar el contenido espectral de cada terremoto con su efecto de sitio, y compararlo con el del espectro de la Norma; ambos con la misma PGA (ordenada espectral para $T=0$). Las figuras contienen el grafiado conjunto de estos espectros, incluyendo el medio y el envolvente de los 4 espectros procedentes de los acelerogramas y el espectro de respuesta de la norma NCSE-02.

En las tablas correspondientes se recogen los valores de la aceleración espectral para el espectro de respuesta de la NCSE-02 y de los terremotos con efecto de sitio, así como los cocientes entre los espectros de los terremotos y el de la NCSE-02 (comparando si están por encima o por debajo).

- MODELO DE SUELO **S1** ($T_p = 0.122s$):

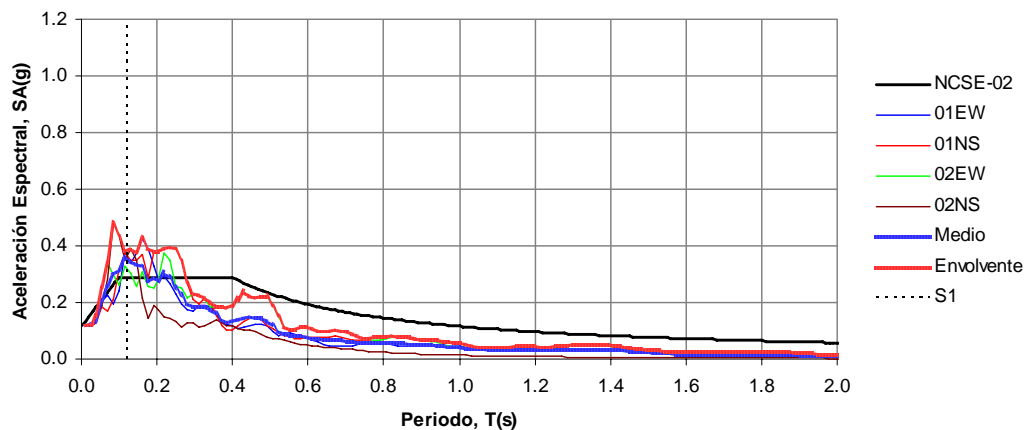


Fig. 4-4. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S1, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.289	0.289	-	-
Medio	0.350	0.357	1.200	1.235
Envolvente	0.384	0.484	1.328	1.778

Tabla 4-3. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S2 ($T_p = 0.148\text{s}$):

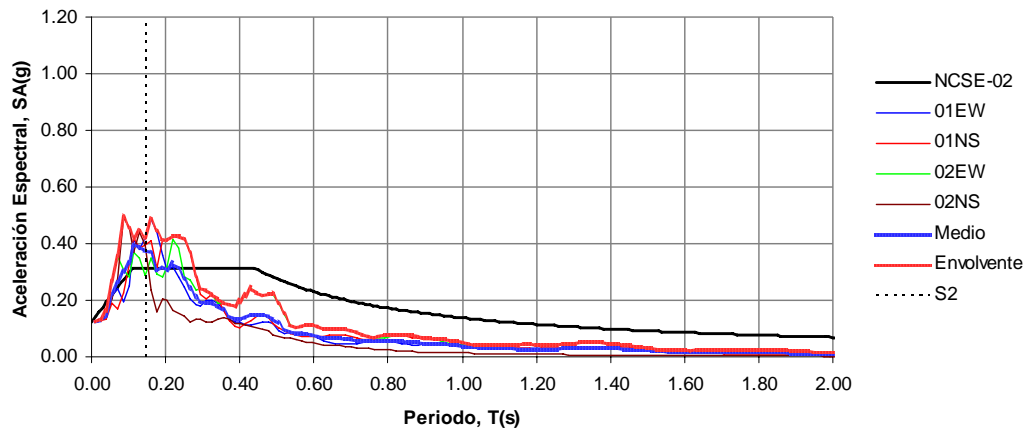


Fig. 4-5. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S2, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.314	0.314	-	-
Medio	0.373	0.393	1.189	1.256
Envolverte	0.450	0.490	1.447	1.754

Tabla 4-4. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S3 ($T_p = 0.179\text{s}$):

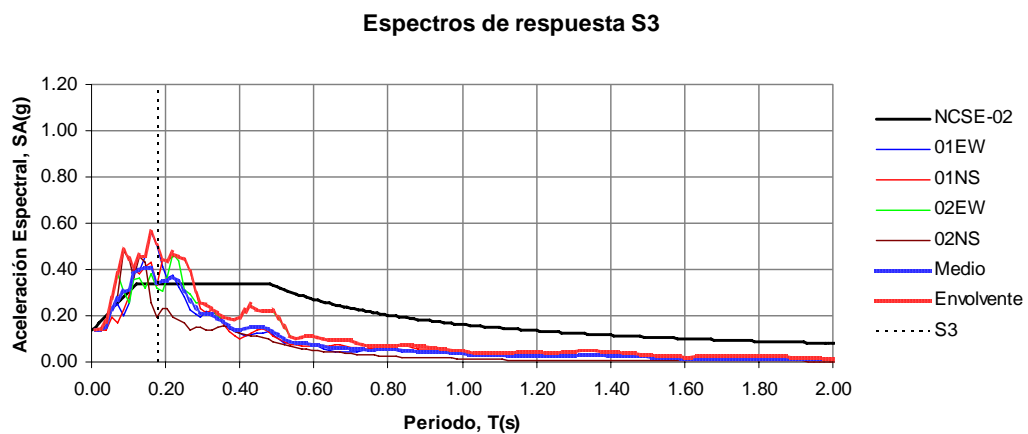


Fig. 4-6. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S3, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.338	0.338	-	-
Medio	0.336	0.407	0.996	1.206
Envolvente	0.507	0.560	1.501	1.667

Tabla 4-5. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S4 ($T_p = 0.217s$):

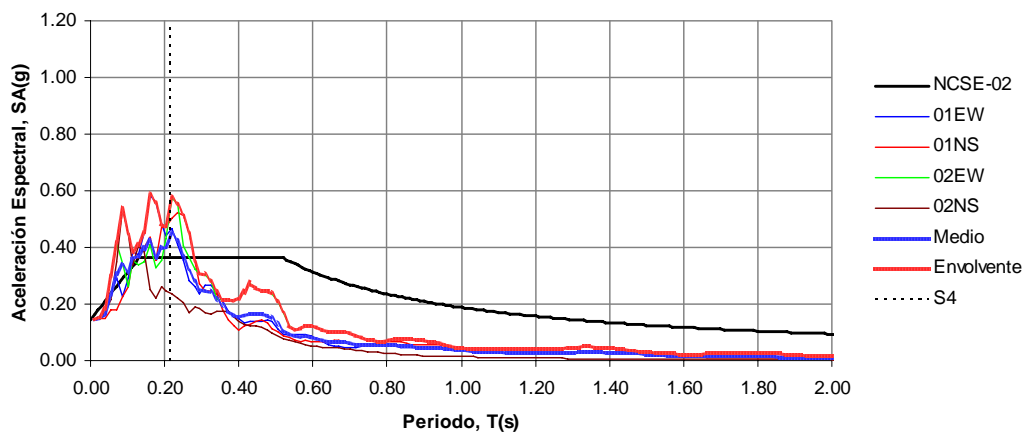


Fig. 4-7. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S4, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.362	0.362	-	-
Medio	0.442	0.446	1.228	1.230
Envolvente	0.572	0.584	1.580	1.826

Tabla 4-6. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S5 ($T_p = 0.263s$):

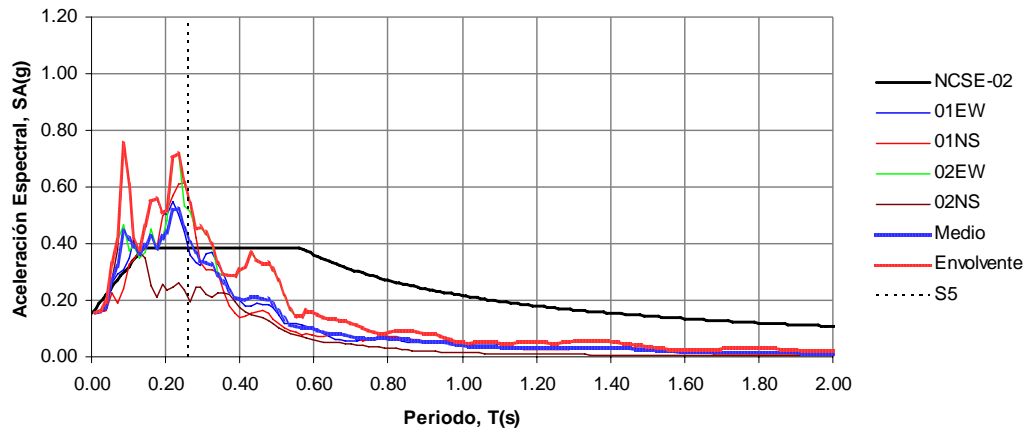


Fig. 4-8. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S5, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.386	0.386	-	-
Medio	0.403	0.524	1.043	1.460
Envolverte	0.545	0.753	1.409	2.481

Tabla 4-7. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S6 ($T_p = 0.319s$):

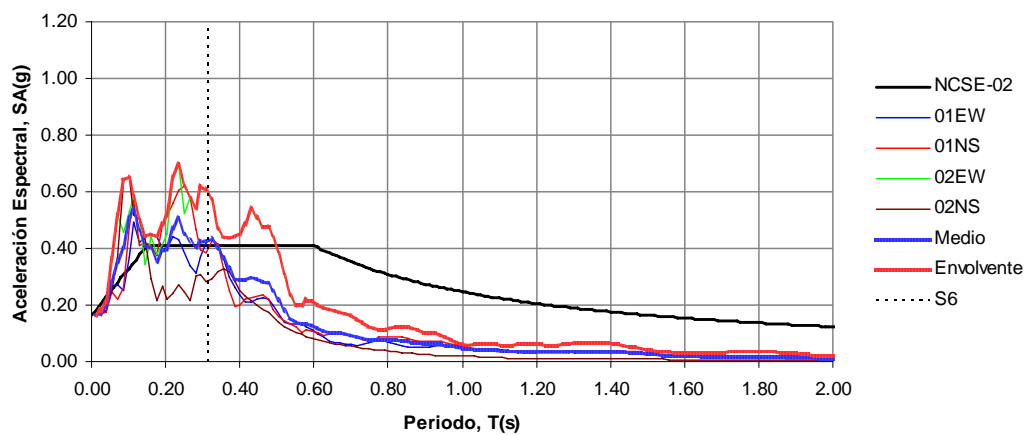


Fig. 4-9. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S6, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.411	0.411	-	-
Medio	0.428	0.541	1.042	1.539
Envolvente	0.500	0.695	1.441	2.054

Tabla 4-8. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S7 ($T_p = 0.386s$):

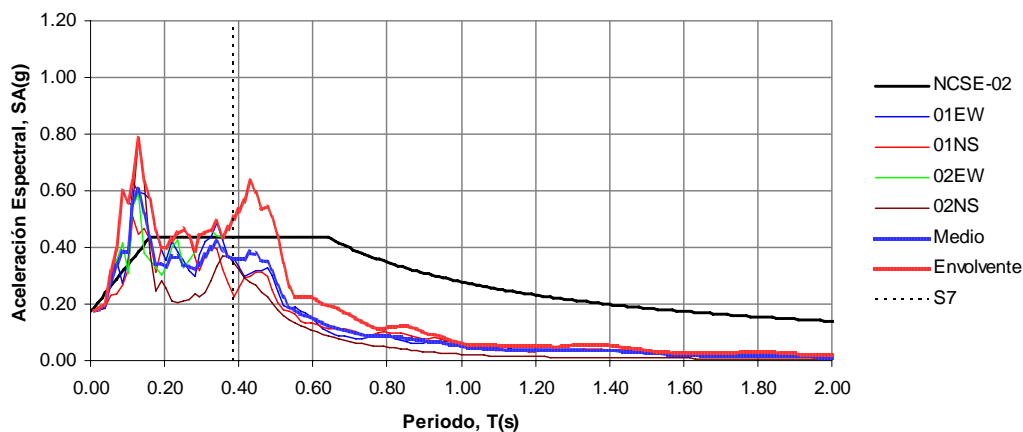


Fig. 4-10. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S7, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.435	0.435	-	-
Medio	0.357	0.604	0.822	1.157
Envolvente	0.503	0.786	1.564	2.036

Tabla 4-9. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S8 ($T_p = 0.468s$):

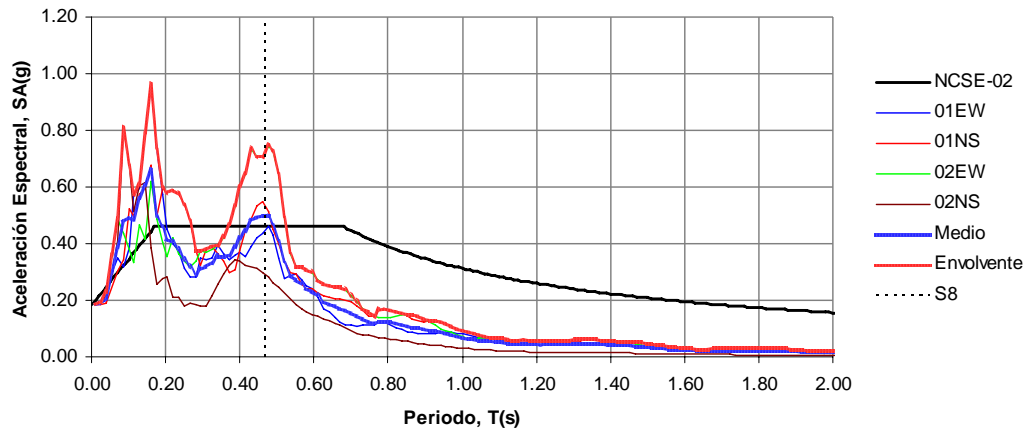


Fig. 4-11. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S8, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.459	0.459	-	-
Medio	0.499	0.661	1.085	1.492
Envolverte	0.721	0.965	1.580	2.458

Tabla 4-10. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S9 ($T_p = 0.567s$):

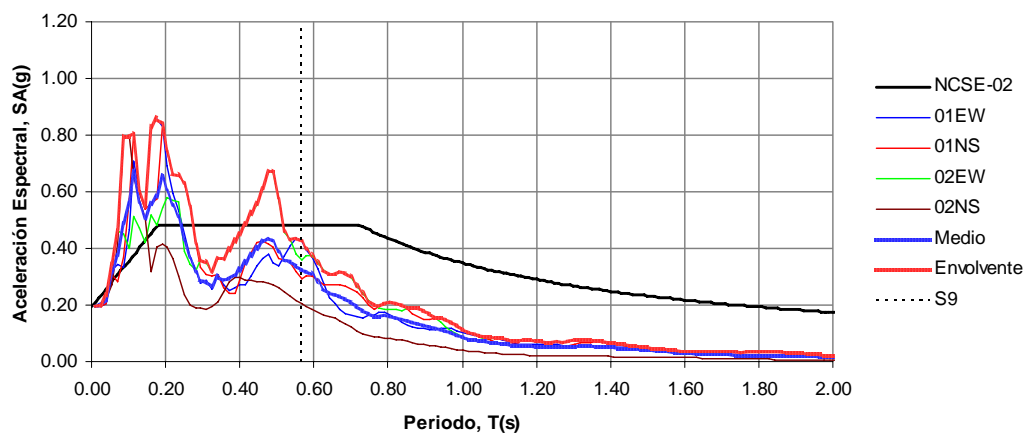


Fig. 4-12. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S9, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.483	0.483	-	-
Medio	0.321	0.671	0.663	1.734
Envolvente	0.428	0.855	0.885	2.353

Tabla 4-11. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S10 ($T_p = 0.687s$):

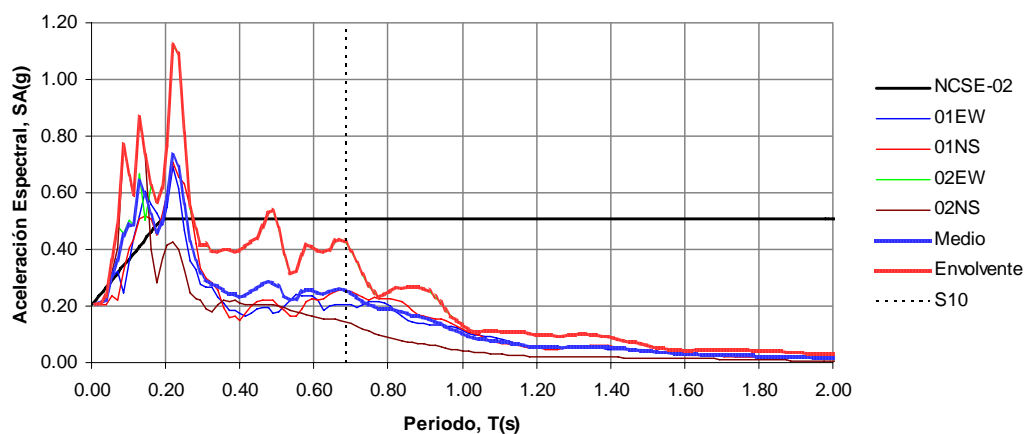


Fig. 4-13. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S10, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.508	0.508	-	-
Medio	0.258	0.736	0.508	1.554
Envolvente	0.425	1.119	0.838	2.209

Tabla 4-12. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

- MODELO DE SUELO S11 ($T_p = 0.833s$):

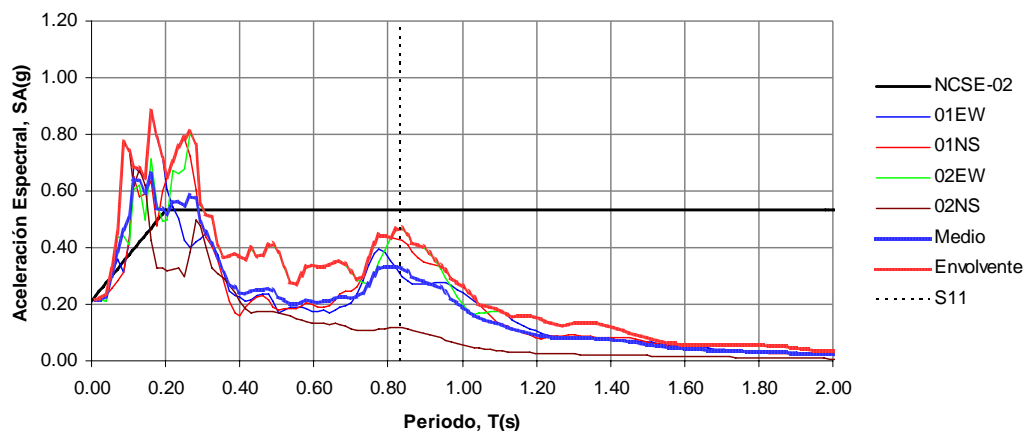


Fig. 4-14. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S11, en función del periodo.

Los valores más significativos de estas gráficas se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Pseudoaceleración espectral, SA (g)		Espectro terremoto / Espectro NCSE-02	
	T_p	Otros T	T_p	Otros T
NCSE-02	0.532	0.532	-	-
Medio	0.328	0.664	0.616	1.583
Envolverte	0.467	0.883	0.877	2.164

Tabla 4-13. Cocientes entre espectros reales y espectros de NCSE-02.

4.4.4 OBSERVACIONES.

A la vista de los valores de aceleración espectral según los espectros de la norma NCSE-02 y los espectros de los registros reales (escalados a $PGA = a_c$), se observa lo siguiente:

- Salvo casos puntuales, para los periodos predominantes de los suelos, los espectros de respuesta medios correspondientes a los terremotos reales son en torno a un 9% inferiores, de media, a los espectros de respuesta de la norma; los espectros envolventes (máximos) son un 24% superiores a los de NCSE-02.
- No obstante, las mayores diferencias pueden darse en periodos distintos a los predominantes de los suelos. En este caso, los espectros de respuesta medios de los terremotos son un 43% superiores a los de NCSE-02, de media, y los envolventes en torno un 110%, más del doble que los espectros de la Norma. En general, los periodos en los que los valores de los espectros de respuesta de la Norma se quedan por debajo de los de los espectros de los

terremotos reales, están en el rango de periodos en los que los terremotos originalmente registrados tienen los picos de aceleración espectral; especialmente se observa en los terremotos de campo cercano.

- Por otra parte, estas diferencias pueden resultar lógicas si se tiene en cuenta que los espectros de respuesta de las normativas sismorresistentes son envolventes de espectros de un gran número de terremotos, teniendo en cuenta todas las zonas del ámbito territorial de dichas normativas. Por la propia definición de envolvente, también hay zonas de los espectros de respuesta de la NCSE-02 están por encima de los espectros de los acelerogramas reales. En general, del lado de la seguridad, las ramas descendentes de los espectros de respuesta de la NCSE-02 comienzan para periodos más altos que las de los espectros de los terremotos reales.

5. CÁLCULOS ESTRUCTURALES.

5.1 Introducción.

Como se ha comentado con anterioridad, la intención de este estudio es la de analizar el tratamiento que la Norma Sismorresistente de Construcción Española NCSE-02 le da al fenómeno de la resonancia.

En este capítulo se va a analizar una estructura calculada sin el efecto de la tabiquería y cerramientos, y la misma estructura considerando estos elementos no estructurales. La diferencia del periodo inicialmente calculado y periodo real que tiene la estructura al considerar la rigidización inducida por los tabiques, puede hacer entrar en resonancia a la estructura. Al realizar los cálculos en régimen no lineal, se podrá apreciar el nivel de daños estructurales alcanzado.

Como en el resto del estudio, se han tomado señales de terremotos registrados en Almería.

El programa de cálculo utilizado es SAP2000 (*Computers and Structures, Inc.* (CSI), 1976-2009). Este programa de cálculo de estructuras, ampliamente reconocido a nivel mundial, permite introducir espectros y acelerogramas, y trabaja en régimen lineal y no lineal.

5.2 Características de las Estructuras.

Para realizar los cálculos se ha partido de un ejemplo. Se ha considerado un edificio de 4 plantas, de 3m de altura entre planta, cimentado sobre zapatas (empotramiento en la base de los pilares). La distancia entre pilares es de 5m en el eje X y de 3.5m en el eje Y. Para el cálculo se ha considerado un pórtico interior paralelo al plano XZ; la distancia entre pórticos sólo influye en el ancho de banda de las cargas superficiales.

A continuación se pasa a definir cada estructura, armado, materiales, etc.

5.2.1 ESTRUCTURA E1.

Se trata del pórtico tipo anterior, denominado para este ejemplo estructura E1. Esta estructura está modelizada sin tabiques ni cerramientos, es decir, como lo haría un programa convencional de cálculo de estructuras.

El modelo de cálculo es el que aparece representado en la figura 5-1.

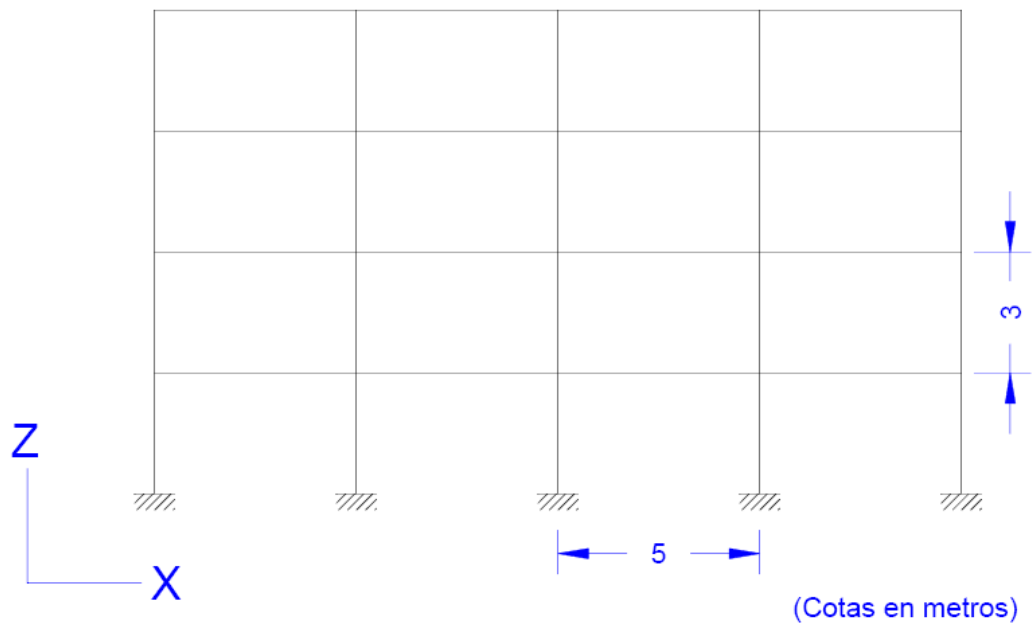


Fig. 5-1. Modelo de cálculo de la estructura E1.

5.2.2 ESTRUCTURAS E2 Y E3.

Las otras dos estructuras, E2 y E3, se ha creado a partir de E1, pero introduciendo el efecto de la tabiquería y cerramientos mediante arriostramientos, de diferente límite elástico. Es decir, los pilares y las vigas son idénticas a las de E1. En E3, los arriostramientos que modelizan el efecto de la tabiquería trabajan igual que los de E2 en régimen elástico, pero plastifican y colapsan antes que E2. El comportamiento de E2 y E3 en régimen lineal es idéntico.

El modelo estructural de cálculo de E2 y E3 aparece representado en la figura 5-2.

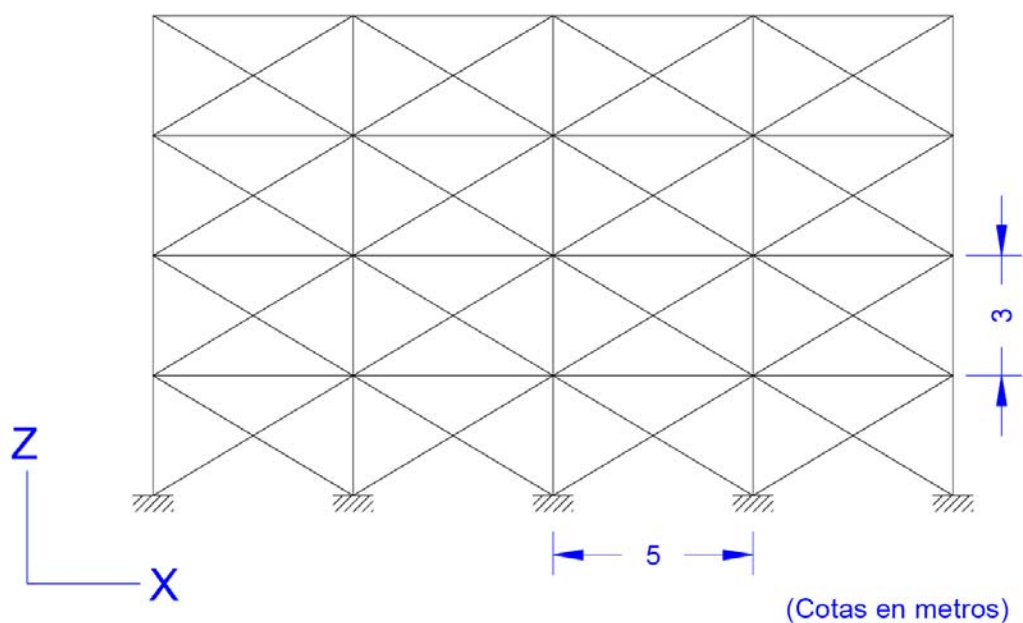


Fig. 5-2. Modelo de cálculo de las estructuras E2 y E3.

5.2.3 MATERIALES.

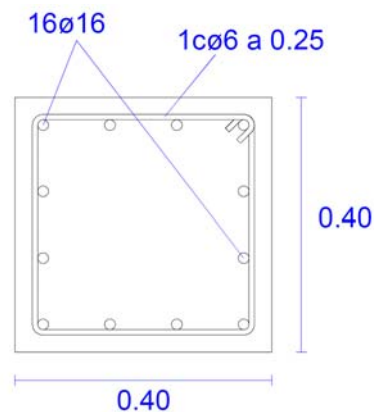
Los materiales del hormigón armado de los elementos de la estructura:

- **HORMIGÓN:**
 - Límite elástico: $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$.
 - Módulo de elasticidad: $E = 20000 \text{ MPa}$.
- **ACERO:**
 - Límite elástico: $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$.
 - Módulo de elasticidad $E = 200000 \text{ MPa}$.

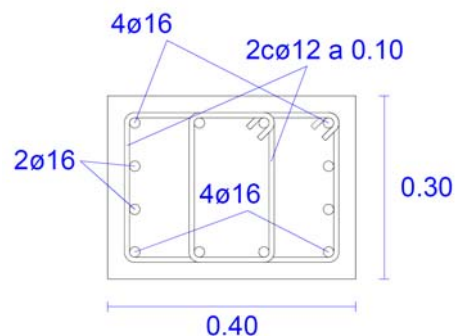
5.2.4 PILARES, VIGAS Y TABIQUERÍA.

Las dimensiones de las secciones de los elementos que forman la estructura, así como su armado, se recoge a continuación:

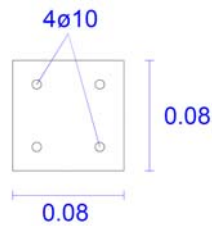
- **PILARES:**



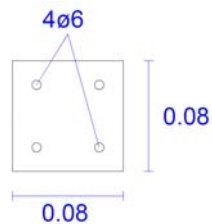
- **VIGAS:**



- TABIQUERÍA E2:



- TABIQUERÍA E3:



NOTAS:

- El armado a cortante de los pilares es el que resultaría del cálculo, pero sin aplicar el Art. 4.5.3.1 de la NCSE-02. La norma, independientemente de los resultados de los esfuerzos, obligaría a disponer al menos estribos $\phi 8$ a 0.10 en las zonas extremas de los pilares. La norma, probablemente para subsanar distintos aspectos que pudieran dar algún problema, obliga a armar mucho más y evitar así las roturas por cortante. En este trabajo se intenta ofrecer un análisis comparativo con y sin resonancia, y por tanto se necesita que se alcancen plastificaciones (ver apdo. 5.6. “Cálculo Dinámico Transitorio No Lineal”). Está bien que la norma se quede del lado de la seguridad, puesto que su método es un método simplificado, pero en este estudio se centra más en la interacción entresuelo y estructura, desde el punto de vista dinámico.
- En cuanto a la tabiquería, tras analizar distintos estudios como las FEMA-273-274 (Federal Emergency Management Agency, 1997) y tesis doctorales (Vielma, 2008) se ha elegido un modelo que simule la realidad. Se ha adoptado un modelo formado por barras de hormigón armado, similares a los pilares o vigas), con unas dimensiones geométricas de las secciones tales que en régimen lineal le confiera una rigidización a la estructura y se alcancen periodos cercanos a los que se pueden medir *in situ*, y por tanto, más cercanos a la realidad. El armado de estos elementos es tal que ante un sismo moderado, comenzarían a plastificar y posteriormente a colapsar, tal y como se ha comentado anteriormente en el “Informe del Sismo de Lorca de 11 de mayo de 2011” (IGN y otros, 2011).

5.2.5 ACCIONES.

Las cargas gravitatorias, y por tanto influyentes en el cálculo de la acción sísmica, son las siguientes (las cargas lineales en las barras son el producto de las cargas superficiales por el ancho de banda (3.5m)):

- Peso Propio (**PP**): a partir de las secciones y longitudes de las vigas y pilares y el peso específico del hormigón armado, el programa calcula directamente el peso propio de la estructura.
- Peso de los Forjados: $\mathbf{PF} = 0.325 \text{ T/m}^2 \cdot 3.5 \text{ m} = 1.138 \text{ T/ml}$.
- Cargas Muertas: $\mathbf{CM} = 0.200 \text{ T/m}^2 \cdot 3.5 \text{ m} = 0.700 \text{ T/ml}$.
- Sobrecarga de Uso: $\mathbf{Q} = 0.200 \text{ T/m}^2 \cdot 3.5 \text{ m} = 0.700 \text{ T/ml}$.
- La tabiquería está incluida en las cargas muertas.

La participación de cada tipo de carga gravitatoria en el cálculo de la acción sísmica, tal y como indica la NCSE-02, es del 100% de las cargas permanentes y el 50% de la sobrecarga de uso, es decir:

$$1 \cdot (\mathbf{PP} + \mathbf{PF} + \mathbf{CM}) + 0.5 \cdot \mathbf{Q}$$

Esta participación de las cargas también ha sido considerada para el cálculo de los modos propios de vibración de la estructura.

Las otras dos estructuras, E2 y E3, se ha creado a partir de E1, pero introduciendo el efecto de la tabiquería y cerramientos mediante arriostramientos, de diferente límite elástico. Es decir, los pilares y las vigas son idénticas a las de E1. En E3, los arriostramientos que modelizan el efecto de la tabiquería trabajan igual que los de E2 en régimen elástico, pero plastifican y colapsan antes que E2. El comportamiento de E2 y E3 en régimen lineal es idéntico.

Los modos propios de vibración de las estructuras se recogen en la siguiente tabla.

Estructura	1º Modo (fundament.)		2º Modo		3º Modo	
	T_{x1} (s)	Part (%)	T_{x2} (s)	Part. (%)	T_{x3} (s)	Part. (%)
E1	0.8	81.6	0.237	11.8	0.121	4.8
E2 = E3	0.311	85.7	0.105	9.3	0.065	2.8

Tabla 5-1. Periodos de vibración de las estructuras y grado de participación de cada modo.

El efecto que producen los arriostramientos en régimen lineal es reducir el periodo fundamental de vibración del edificio. El periodo fundamental de vibración de E2 y E3 está muy cerca del periodo predominante del suelo S6, por lo que E2 y E3 van a estar en resonancia con los terremotos bajo el suelo S6. La estructura E2, al tener los arriostramientos con mayor límite elástico que E3, tardarán más en plastificar y mantendrán más tiempo a la estructura en resonancia que los de E3, y por tanto, E2 sufrirá más daños que E3.

Para obtener resultados comparables, se ha quitado el peso de los arriostramientos; no obstante la diferencia no hubiera resultado significativa.

En cuanto al amortiguamiento de la estructura, se adopta un valor proporcional del 5%, calculando el programa los coeficientes proporcionales de masa y rigidez.

5.3 Modelo de Suelo utilizado.

El modelo de suelo considerado en los cálculos es el S6, que de acuerdo con el capítulo 3, tiene las características mecánicas y dinámicas detalladas en la tabla 5-2. La aceleración básica es la correspondiente al municipio de Almería, $a_b/g = 0.14$.

Suelo	C	T_p (s)	V_s (m/s)	a_c/g	S	γ (T/m ³)
S6	1.5	0.319	376.33	0.164	1.173	1.961

Tabla 5-2. Características del modelo de suelo S6, adoptado en el cálculo.

Como se ha comentado en apartados anteriores, se ha buscado un suelo con un periodo predominante (0.319s) cercano al periodo fundamental de las estructuras E2 y E3 (0.311s), es decir, un suelo que ante un evento sísmico podría estar en resonancia con la estructura tabicada.

5.3.1 ACELEROGRAMAS DE CÁLCULO.

Los acelerogramas introducidos en el cálculo estructural, acordes con el suelo S6, son los de la figura 4-3. La aceleración pico, PGA, es de 0.164 g (igual a la aceleración de cálculo). Su obtención se realizó en los capítulos 3 y 4.

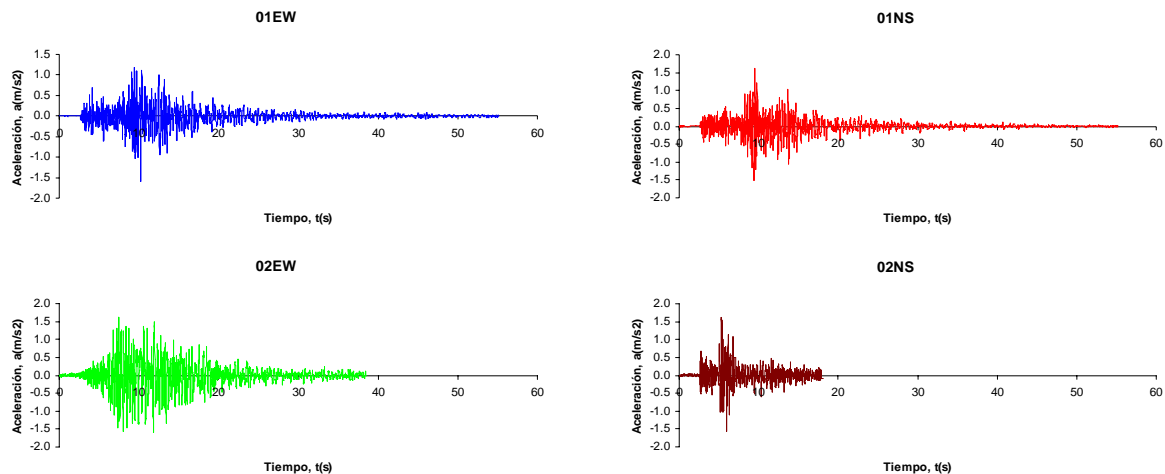


Fig. 5-3. Acelerogramas horizontales para el modelo de suelo S6, introducidos en el cálculo estructural.

5.3.2 ESPECTROS DE RESPUESTA DE CÁLCULO.

Para poder realizar los cálculos estructurales mediante el tipo de análisis dinámico modal, se han calculado los espectros de respuesta (capítulo 3) de los acelerogramas anteriores. Los espectros de respuesta y de energía de entrada están representados gráficamente en las figuras 5-4 y 5-5.

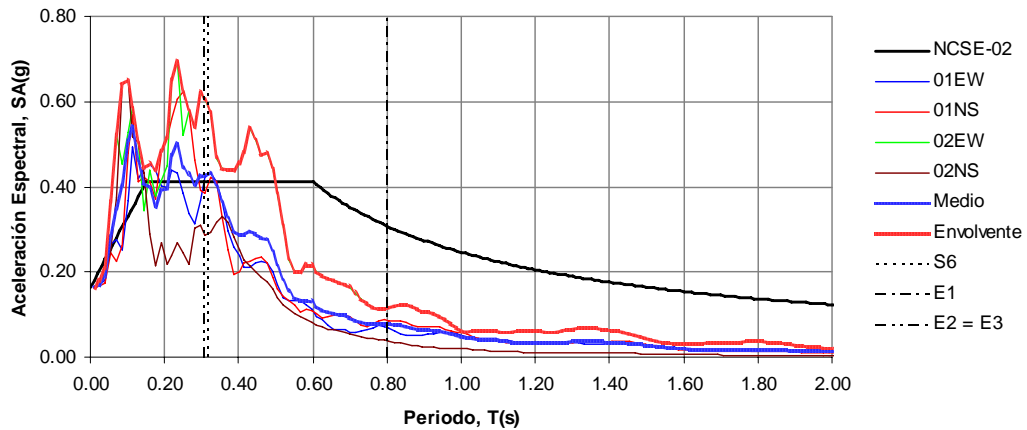


Fig. 5-4. Espectros de respuesta correspondientes al modelo de suelo S6, en función del periodo.

Los espectros de respuesta correspondientes a los acelerogramas definidos para el suelo S6, tal y como se vio en el capítulo 4 y se refleja en la figura 5-4, contienen puntos por encima del espectro de respuesta de la NCSE-02, en el rango de periodos de la zona de la meseta, es decir, de la zona de resonancia (estructuras E2 y E3). Para periodos altos, como el de la estructura E1, los espectros de los acelerogramas se sitúan por debajo del de la norma española.

A continuación se recogen los valores de aceleración espectral (expresadas como fracción de g) de los terremotos para los periodos fundamentales de las estructuras:

Estructura	01EW	01NS	02EW	02NS	Medio	NCSE02
E1	0.069	0.087	0.115	0.039	0.078	0.308
E2 = E3	0.414	0.387	0.609	0.288	0.425	0.411

Tabla 5-3. Ordenadas de los espectros de aceleración en los periodos fundamentales de las estructuras.

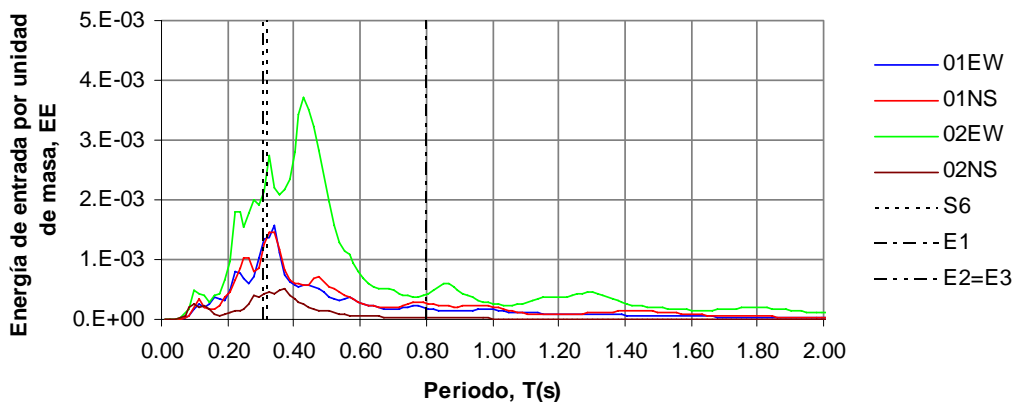


Fig. 5-5. Espectros de energía correspondientes al modelo de suelo S6, en función del periodo.

En la figura 5-5 se observa como destaca la zona de periodos cercanos al periodo predominante del suelo S6 (0.319s). Es decir, un terremoto o evento sísmico cuya señal atravesase un suelo S6,

afectará a todas las estructuras que se apoyen en este suelo, pero “canalizará” la mayor parte de su energía sobre las estructuras cuyo periodo fundamental de vibración se acerque al periodo predominante del suelo S6, es decir, en torno a 0.319s.

5.4 Cálculo Dinámico Modal Lineal.

Los cálculos se han realizado a partir de los espectros de respuesta obtenidos en el capítulo 4 y en el apartado anterior, así como el espectro de la NCSE-02. También se ha introducido en los cálculos el espectro de la Norma sin la rama descendente, es decir, plano. No se ha considerado reducción por ductilidad, posteriormente se explicará el motivo.

De los resultados obtenidos, se han extraído los que realmente interesan para este estudio. Son los siguientes:

- **Cortante Basal (Q):** suma de de las reacciones horizontales máximas de cada pilar.
- **Aceleración máxima (A):** se ha obtenido la aceleración horizontal absoluta máxima en un punto de la cubierta.
- **Desplazamiento máximo (D):** se ha obtenido el desplazamiento horizontal relativo máximo en un punto de la cubierta (es relativo porque se mide con respecto a la base de la estructura, es decir, con respecto al suelo).

5.4.1 ESTRUCTURA E1.

Los resultados obtenidos en el cálculo dinámico modal para la estructura E1 (sin tabiques ni cerramientos), se recogen en la siguiente tabla:

ESPECTRO	Q (Ton)	A (m/s ²)	D (m)
01EW	18.788	2.288	0.015
01NS	24.737	3.112	0.019
02EW	29.998	3.563	0.025
02NS	12.250	1.584	0.008
Medio	21.443	2.637	0.017
NCSE	58.772	4.512	0.066
NCSE-P	77.421	5.752	0.087

Tabla 5-4. Resultados de los cálculos de la estructura E1 en régimen dinámico modal.

5.4.2 ESTRUCTURAS E2 Y E3.

Los resultados obtenidos en el cálculo dinámico modal para las estructuras E2 y E3 (con tabiques, cerramientos, etc.) se recogen en la tabla siguiente. Las estructuras E2 y E3 son iguales en régimen lineal, por lo que sus resultados también lo son.

ESPECTRO	Q (Ton)	A (m/s ²)	D (m)
01EW	92.931	6.138	0.015
01NS	85.390	5.755	0.013
02EW	133.092	8.764	0.021
02NS	63.565	4.568	0.010
Medio	93.744	6.306	0.015
NCSE	89.967	5.900	0.014
NCSE-P	89.967	5.900	0.014

Tabla 5-5. Resultados de los cálculos de la estructuras E2 y E3 en régimen dinámico modal.

5.5 Cálculo Dinámico Transitorio Lineal.

Los cálculos se han realizado introduciendo los acelerogramas obtenidos en el apartado 5.3.1. El cálculo estructural se realiza en régimen lineal, mediante integración directa (paso a paso). Se obtienen resultados para cada instante (con pasos de 0.01s).

Análogamente al caso espectral, de los resultados obtenidos, se han extraído los que realmente interesan para este estudio. Son los siguientes:

- **Cortante Basal (Q):** suma de las envolventes de las reacciones horizontales (máximas) de cada pilar.
- **Aceleración máxima (A):** se ha calculado la aceleración horizontal absoluta máxima en un punto de la cubierta en cada instante y se ha obtenido su envolvente (máxima).
- **Desplazamiento máximo (D):** se ha calculado el desplazamiento horizontal relativo máximo en un punto de la cubierta para cada instante y se ha obtenido su envolvente (máxima).

5.5.1 ESTRUCTURA E1.

Los resultados obtenidos en el cálculo dinámico transitorio (paso a paso) lineal para la estructura E1 (sin tabiques ni cerramientos), se recogen en la siguiente tabla:

TERREMOTO	Q (Ton)	A (m/s ²)	D (m)
01EW	16.962	2.528	0.016
01NS	21.438	2.853	0.020
02EW	29.153	3.843	0.026
02NS	12.308	1.564	0.008
Medio	19.965	2.697	0.017

Tabla 5-6. Resultados de los cálculos de la estructura E1 en régimen dinámico transitorio lineal.

En la figura 5-6 se representan los acelerogramas obtenidos en la cubierta. Se corresponden a los que se habrían registrado con un acelerómetro instalado en la cubierta del edificio, si para cada terremoto el edificio se hubiera mantenido en régimen elástico.

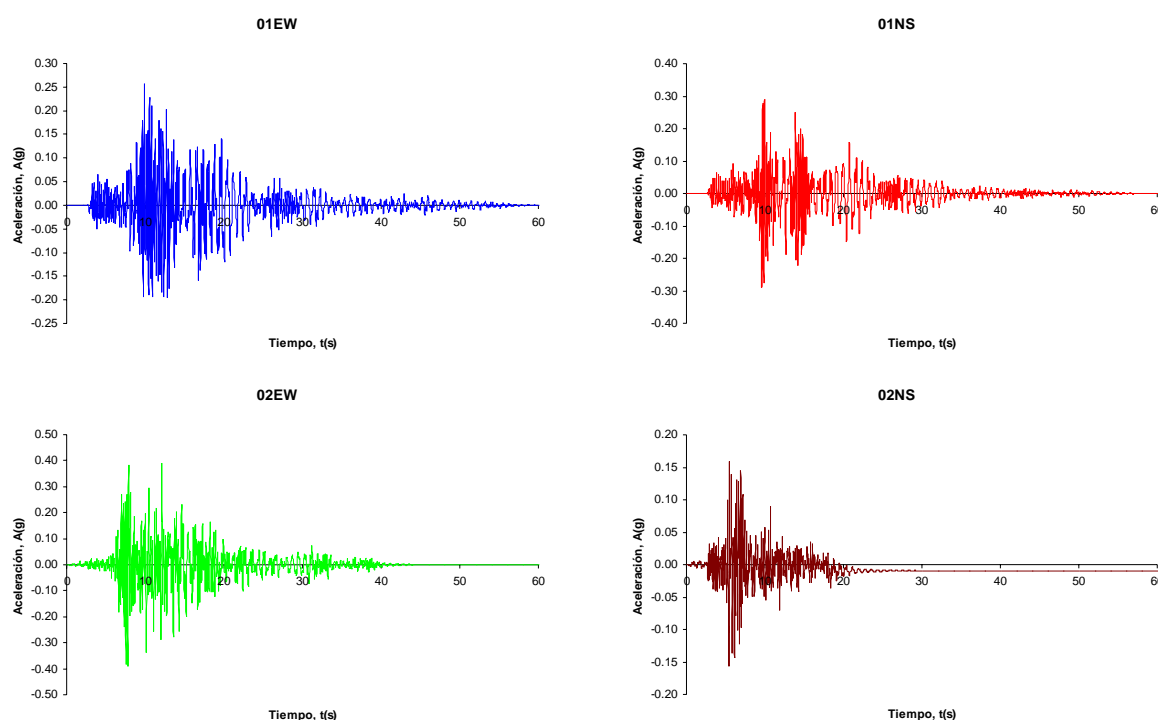


Fig. 5-6. Acelerogramas horizontales en cubierta obtenidos en la estructura E1 en régimen dinámico transitorio lineal.

Para analizar el comportamiento dinámico de la estructura, en régimen lineal, se han calculado los espectros de Fourier de los acelerogramas anteriores, obtenidos en la cubierta. Se recogen en la figura 5-7. Se puede observar cómo destaca el periodo fundamental (1^{er} modo) de la estructura (0.8s) y el 2^o modo (0.237s). Evidentemente, no hay ningún rastro de los periodos de las estructuras E2 ni E3, puesto que la E1 no tiene en cuenta la tabiquería.

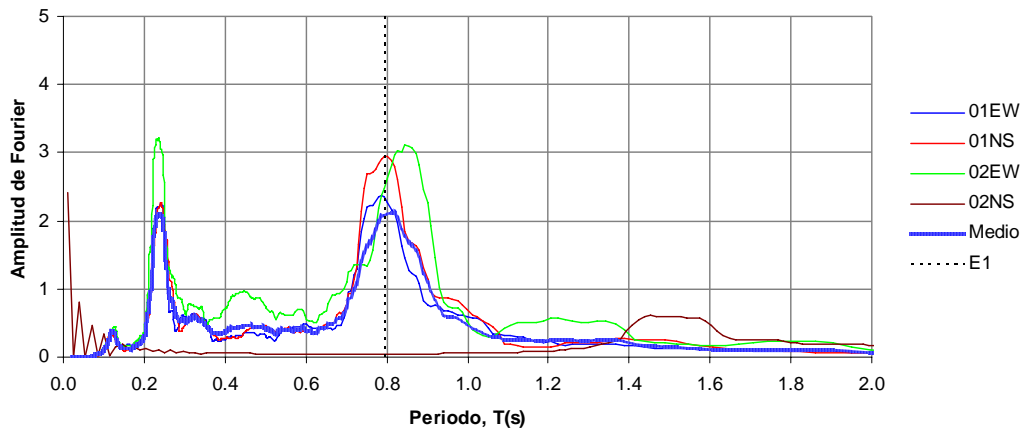


Fig. 5-7. Espectros de Fourier de aceleraciones horizontales en cubierta, obtenidos en la estructura E1 en régimen dinámico transitorio lineal, en términos de periodo.

5.5.2 ESTRUCTURAS E2 Y E3.

Los resultados obtenidos en el cálculo dinámico transitorio (paso a paso) lineal para las estructuras E2 y E3 (con tabiques, cerramientos, etc.) se recogen en la tabla siguiente. Las estructuras E2 y E3 son iguales en régimen lineal, por lo que sus resultados también lo son.

TERREMOTO	Q (Ton)	A (m/s^2)	D (m)
01EW	101.308	7.328	0.016
01NS	101.673	6.562	0.016
02EW	142.174	8.835	0.022
02NS	65.193	5.132	0.011
Medio	102.587	6.964	0.016

Tabla 5-7. Resultados de los cálculos de las estructuras E2 y E3 en régimen dinámico transitorio lineal.

De forma similar al caso de la estructura E1, se recogen los acelerogramas de la cubierta en la figura 5-8.

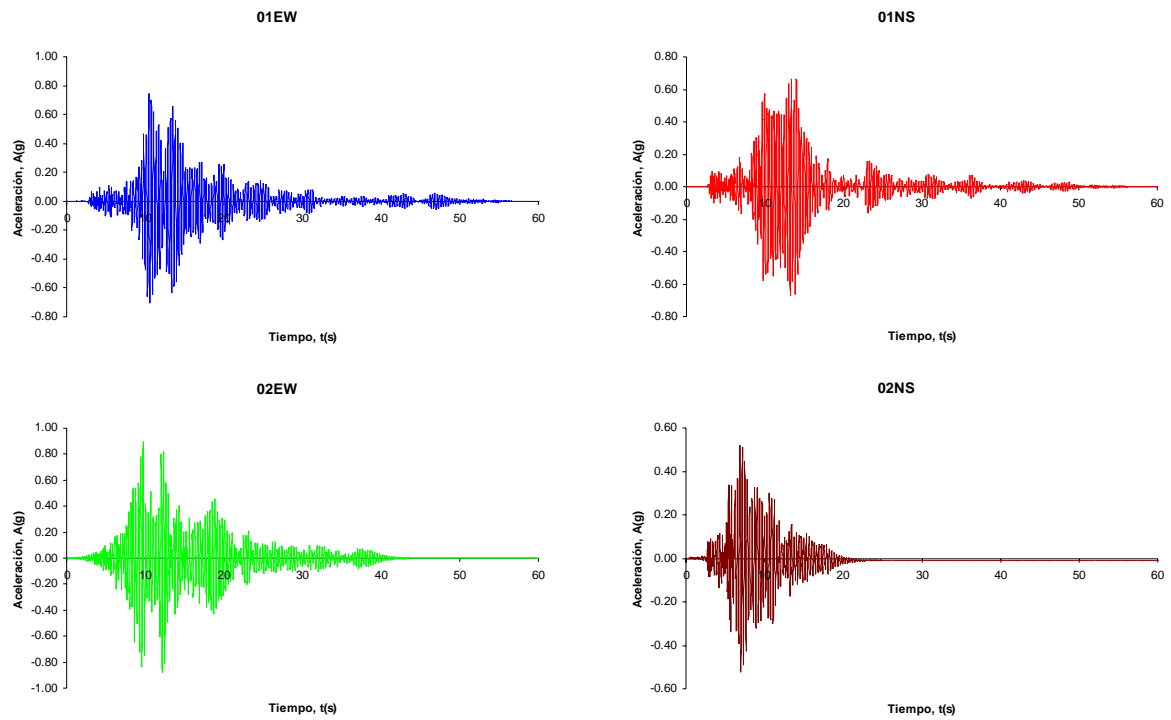


Fig. 5-8. Acelerogramas horizontales en cubierta obtenidos en las estructuras E2 y E3 en régimen dinámico transitorio lineal.

Análogamente a la estructura E1, se han calculado los espectros de Fourier de los acelerogramas obtenidos en la cubierta en las estructuras E2 y E3. Se recogen en la figura 5-9. Se puede observar cómo destaca el periodo fundamental (1^{er} modo) de la estructura (0.311s) y el 2^{o} modo (0.105s). Evidentemente, no hay ningún rastro del periodo de la estructura E1, puesto que las E2 y E3 tienen un periodo distinto al tener en cuenta la tabiquería.

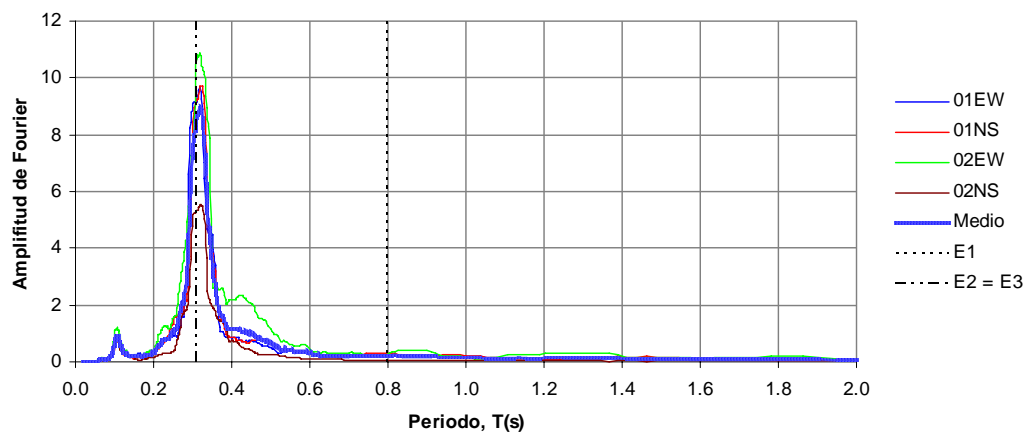


Fig. 5-9. Espectros de Fourier de aceleraciones horizontales en cubierta, obtenidos en las estructuras E2 y E3 en régimen dinámico transitorio lineal, en términos de periodo.

5.6 Cálculo Dinámico Transitorio No Lineal.

El cálculo es similar al caso dinámico transitorio lineal, es decir, con los mismos acelerogramas de entrada. En cambio, las estructuras se han modelizado considerando la posibilidad de que pueda plastificar ante un evento sísmico. Para tener en cuenta estas plastificaciones se ha considerado la posibilidad de que puedan formarse rótulas plásticas en los siguientes elementos:

- Pilares:
 - Interacción axil-flector
 - Cortante
- Vigas:
 - Flector
 - Cortante
- Tabiquería (arriostramientos):
 - Axil

Se calcula mediante integración directa, donde cada paso tiene en cuenta el anterior, es decir, si una sección plastifica, se redistribuyen los esfuerzos a partir del grado de plastificación sufrido por cada rótula plástica. Se obtienen resultados para cada instante (en pasos de 0.01s). El programa SAP2000 tiene en cuenta la formación de plastificaciones, siguiendo los criterios de las normativas ATC-40 (Applied Technology Council, 1996), y FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency, 2000) y varias FEMA (Federal Emergency Management Agency), como la 273 (1995) y 357 (2000) El armado de los elementos que pueden plastificar es el mismo para cada estructura es el que se describe en el apartado correspondiente.

Conforme se van formando las rótulas, el programa de cálculo SAP2000 va asignando a cada una de ellas, según el nivel de plastificación alcanzado, las siguientes denominaciones y código de colores:

B		Se alcanza el límite elástico de la sección
IO	<i>immediate occupancy</i>	Comienza el rango plástico
LS	<i>life safety</i>	Sigue plastificando pero todavía no ha colapsado
CP	<i>collapse prevention</i>	Se alcanza un nivel de plastificación que roza el colapso de la sección
C		Se produce el colapso de la sección
D		Comienza la rotura de la sección, hasta que finalmente rompe. El cálculo tiene problemas de convergencia y el programa tiene dificultades para seguir calculando.
E		

Tabla 5-8. Código del programa SAP2000 de los niveles de plastificación de las rótulas.

Además de obtener resultados de parámetros análogos al régimen transitorio lineal (cortante basal Q , aceleración máxima A y desplazamiento máximo D , acelerogramas y espectros), también se han recogido las plastificaciones producidas (tanto gráficamente como en tablas resumen)

5.6.1 ESTRUCTURA E1.

Los resultados obtenidos en el cálculo dinámico transitorio no lineal (paso a paso) para la estructura E1 (sin tabiques ni cerramientos), se recogen en la siguiente tabla:

TERREMOTO	Q (Ton)	A (m/s ²)	D (m)
01EW	15.214	2.397	0.014
01NS	18.931	2.477	0.017
02EW	24.110	3.228	0.027
02NS	12.258	1.559	0.008
Medio	17.628	2.415	0.017

Tabla 5-9. Resultados de los cálculos de la estructura E1 en régimen dinámico transitorio no lineal.

El estado final en el que queda la estructura cuando ha terminado cada terremoto se representa en las gráficas de la figura 5-10. Se puede observar el nivel de plastificación de cada rótula, siguiendo el código de colores que usa el programa.

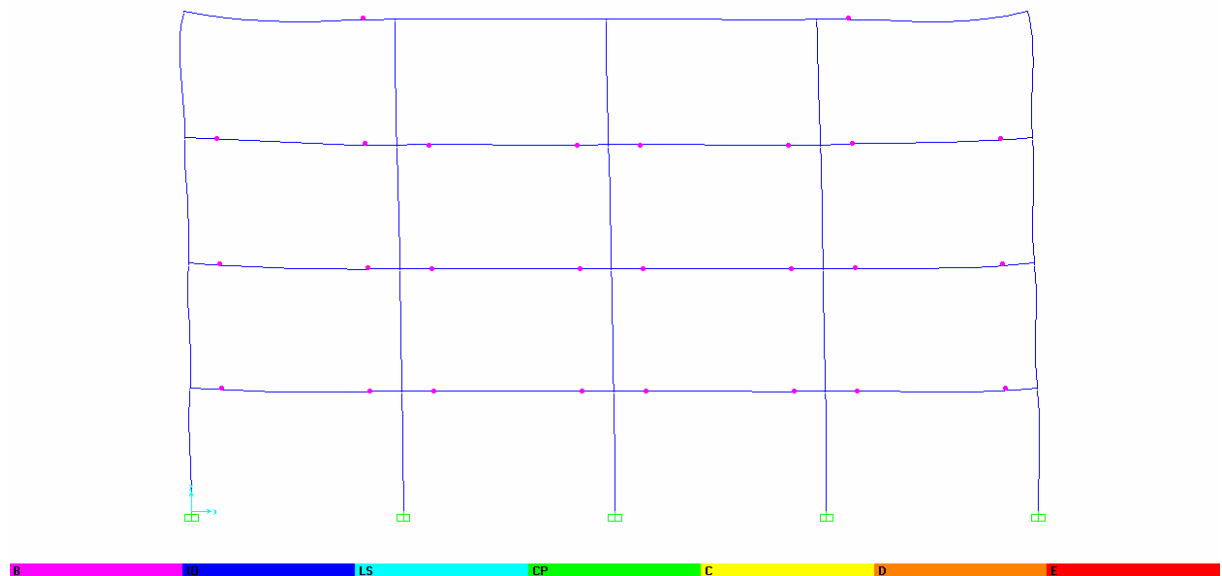


Fig. 5-10a. Plastificaciones en la estructura E1 debidas al terremoto 01EW.

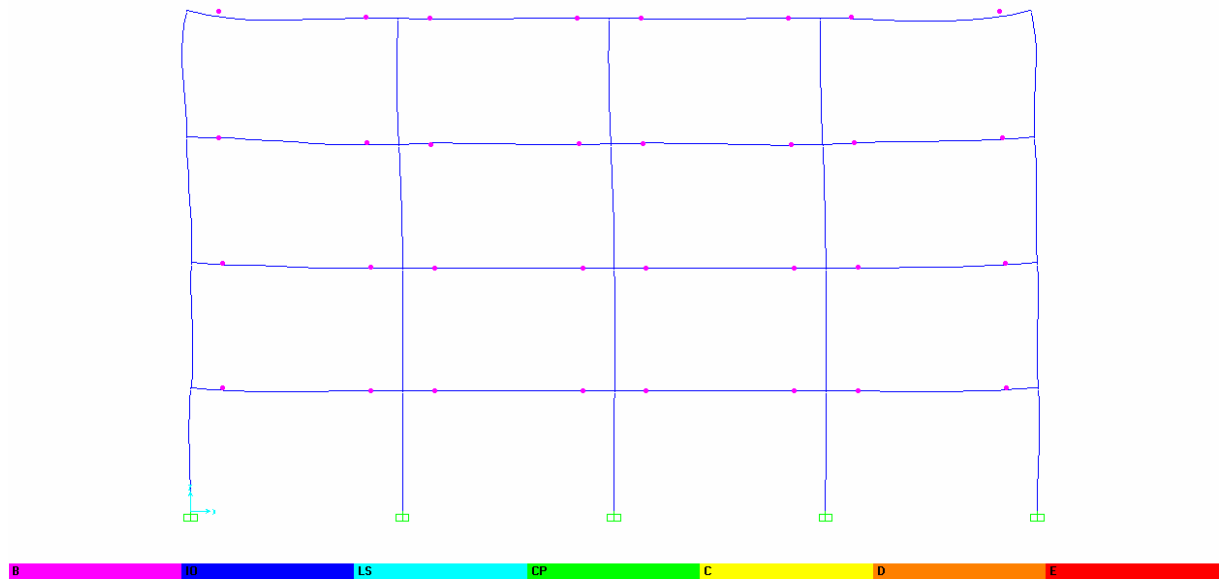


Fig. 5-10b. Plastificaciones en la estructura E1 debidas al terremoto 01NS.

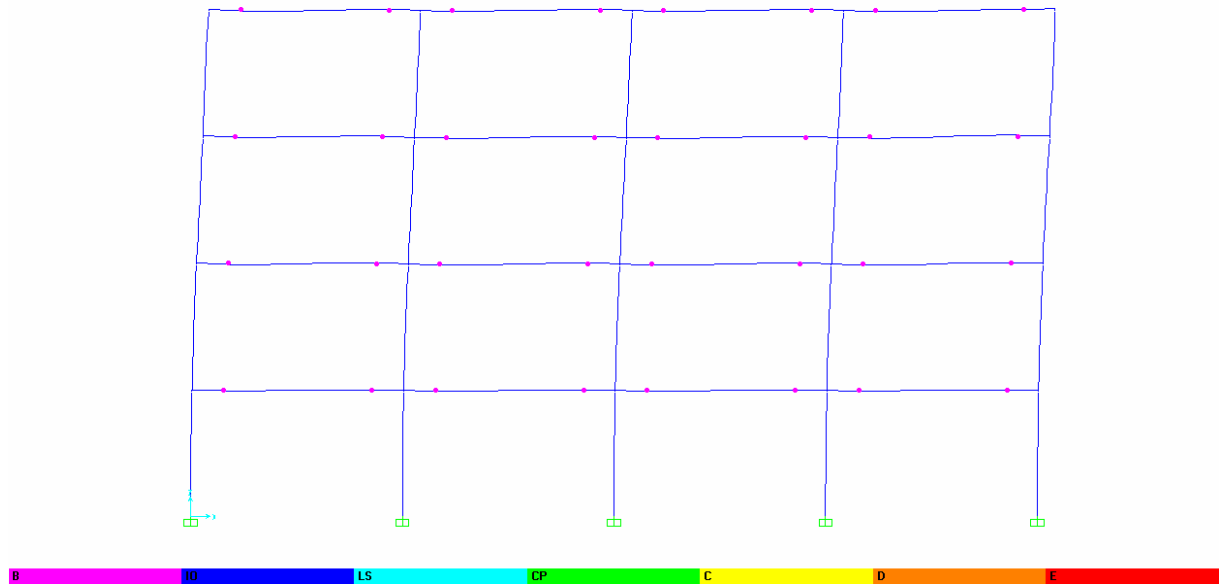


Fig. 5-10c. Plastificaciones en la estructura E1 debidas al terremoto 02EW.

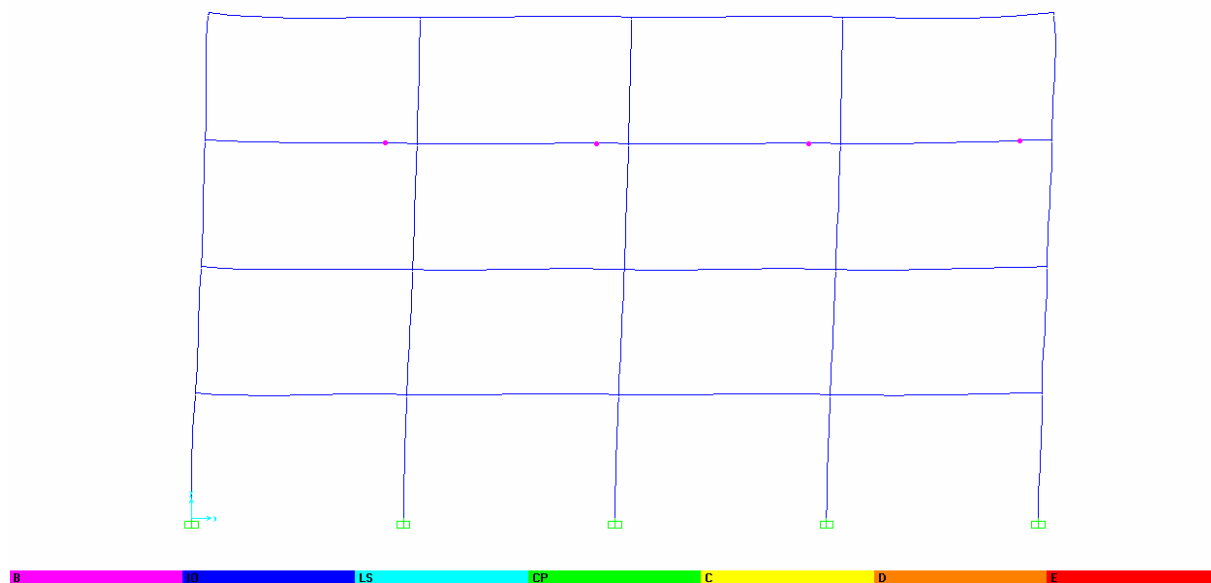


Fig. 5-10d. Plastificaciones en la estructura E1 debidas al terremoto 02NS.

El resumen de la plastificación sufrida por la estructura se recoge en la siguiente tabla. En ella se separan los daños según el tipo de elemento, es decir, pilares, vigas y cerramientos (en el caso de la estructura E1 no hay cerramientos).

TERRE- MOTO	Estructura									Cerramientos				TOTAL
	Pilares				Vigas				Tot. Estr.					
	B	IO - CP	> C	Tot.	B	IO - CP	> C	Tot.		B	IO - CP	> C	Tot.	
01EW	0	0	0	0	26	0	0	26	26	-	-	-	-	26
01NS	0	0	0	0	32	0	0	32	32	-	-	-	-	32
02EW	0	0	0	0	32	0	0	32	32	-	-	-	-	32
01NS	0	0	0	0	4	0	0	4	4	-	-	-	-	4
Med.	0	0	0	0	23.5	0	0	23.5	23.5	-	-	-	-	23.5

Tabla 5-10. Rótulas formadas en la estructura E1 y grado de plastificación de las mismas.

En la figura 5-11 se representan los acelerogramas obtenidos en la cubierta. Se corresponden a los que se habrían registrado con un acelerómetro instalado en la cubierta del edificio, teniendo en cuenta las posibles plastificaciones sufridas por los elementos de la estructura, para cada terremoto.

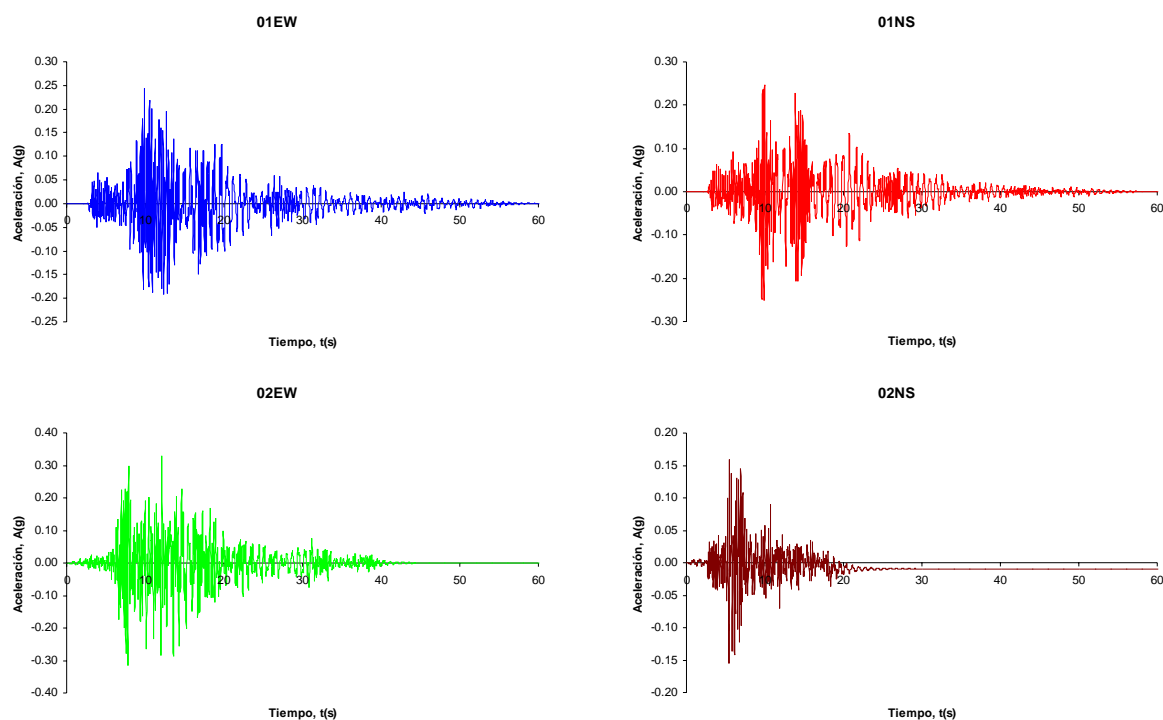


Fig. 5-11. Acelerogramas horizontales en cubierta obtenidos en la estructura E1 en régimen dinámico transitorio no lineal, en términos de periodo.

Para estudiar el comportamiento dinámico de la estructura, en régimen dinámico no lineal, se han calculado los espectros de Fourier de los acelerogramas obtenidos en la cubierta. Se recogen en la figura 5-12. Se puede observar cómo los periodos que destacan son similares a los del caso lineal (figura 5-7). Esto se debe a que las rótulas formadas han alcanzado su límite elástico, pero no han seguido plastificando (se han redistribuido los esfuerzos sin que plastifiquen), y por tanto el edificio se ha mantenido en régimen elástico, si bien está rozando la plastificación. Si analizamos los esfuerzos (cortantes basales), se observa que son muy similares, aunque evidentemente, son un poco mayores en el caso lineal (en torno a un 10%).

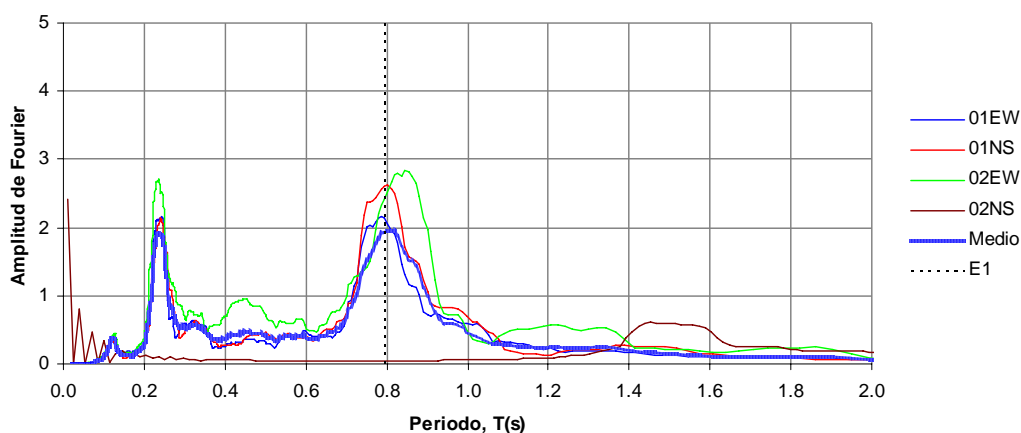


Fig. 5-12. Espectros de Fourier de aceleraciones horizontales en cubierta, obtenidos en la estructura E1 en régimen dinámico transitorio no lineal, en términos de periodo.

5.6.2 ESTRUCTURA E2.

Los resultados obtenidos en el cálculo dinámico transitorio no lineal (paso a paso) para la estructura E2 (con tabiques, cerramientos, etc.) se recogen en la tablasiguiente.

TERREMOTO	Q (Ton)	A (m/s ²)	D (m)
01EW	88.818	6.697	0.019
01NS	86.916	5.476	0.016
02EW	94.439	6.260	0.048
02NS	63.153	5.120	0.011
Medio	83.331	5.888	0.024

Tabla 5-11. Resultados de los cálculos de la estructura E2 en régimen dinámico transitorio no-lineal.

Análogamente al caso de la estructura E1, en las gráficas de la figura 5-13 se representa el estado final en el que queda la estructura cuando ha terminado cada terremoto. Se puede observar el nivel de plastificación de cada rótula, siguiendo el código de colores que usa el programa.

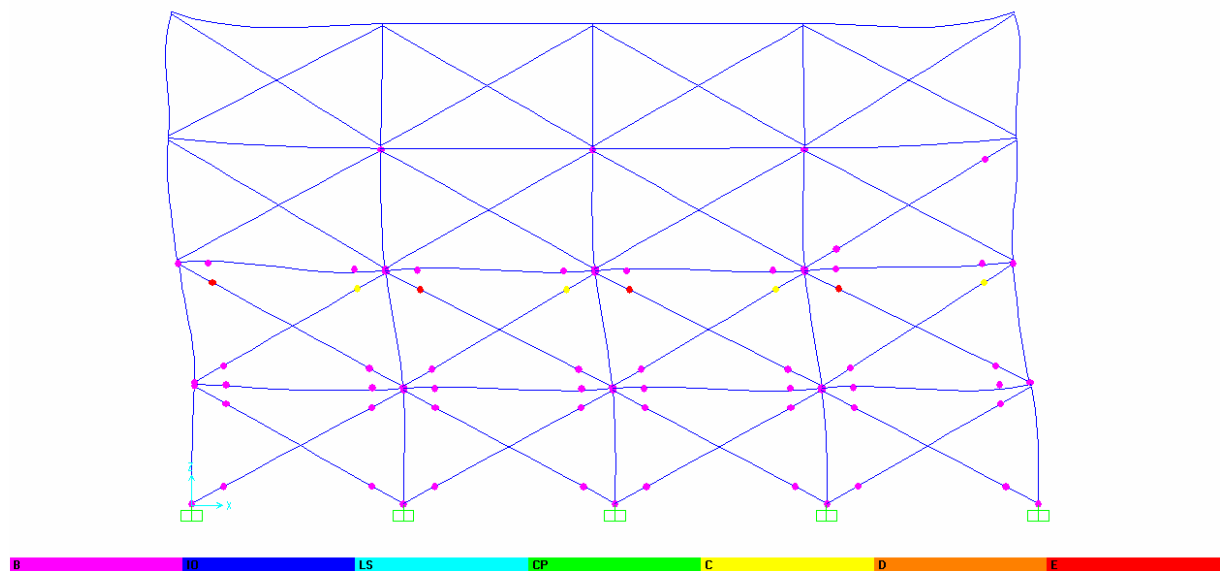


Fig. 5-13a. Plastificaciones en la estructura E2 debidas al terremoto 01EW.

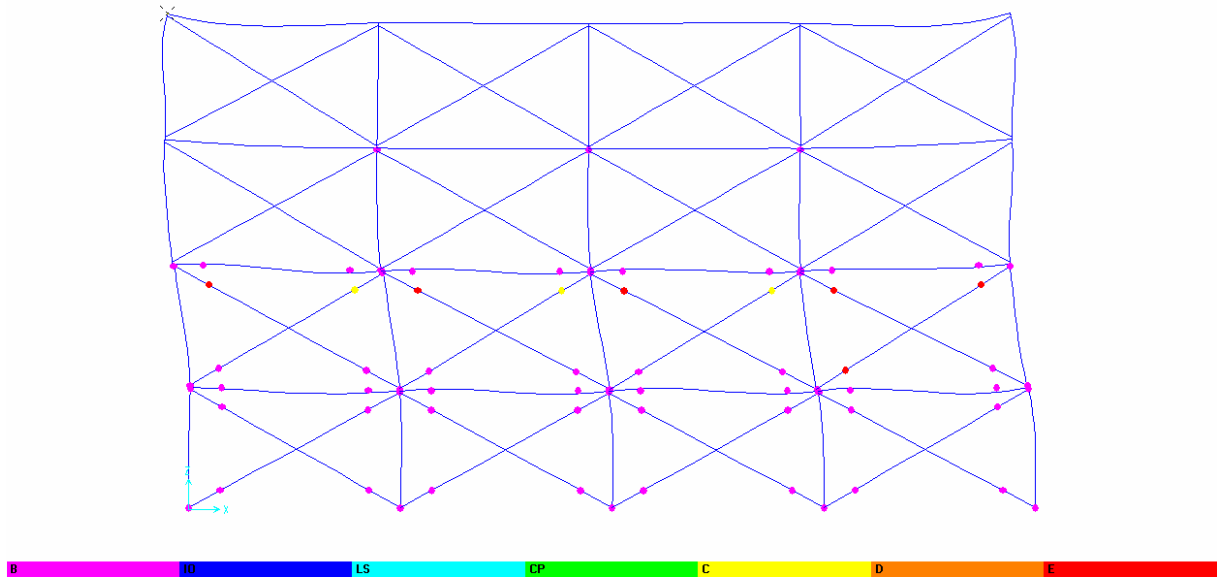


Fig. 5-13b. Plastificaciones en la estructura E2 debidas al terremoto 01NS.

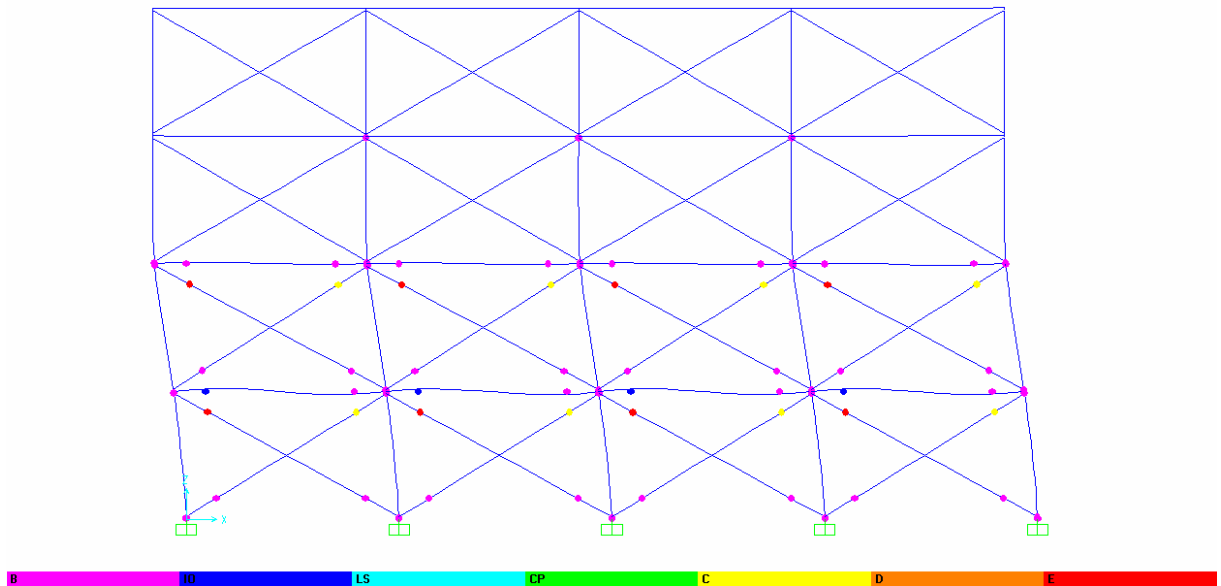


Fig. 5-13c. Plastificaciones en la estructura E2 debidas al terremoto 02EW.

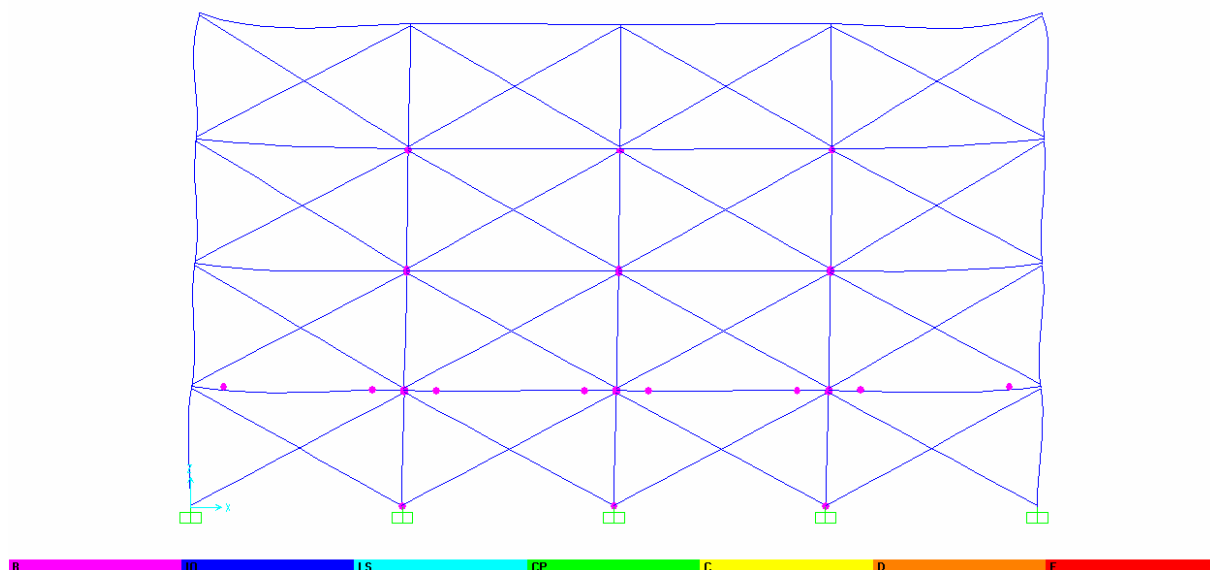


Fig. 5-13d. Plastificaciones en la estructura E2 debidas al terremoto 02NS.

El resumen de la plastificación sufrida por la estructura se recoge en la siguiente tabla. En ella se separan los daños según el tipo de elemento, es decir, pilares, vigas y cerramientos.

TERRE- MOTO	Estructura									Cerramientos				TOTAL
	Pilares				Vigas				Tot. Estr.	Cerramientos				
	B	IO - CP	> C	Tot.	B	IO - CP	> C	Tot.		B	IO - CP	> C	Tot.	
01EW	25	0	0	25	16	0	0	16	41	26	0	8	34	75
01NS	26	0	0	26	16	0	0	16	42	23	0	9	32	74
02EW	36	0	0	36	12	4	0	16	52	16	0	16	32	84
01NS	12	0	0	12	8	0	0	8	20	0	0	0	0	20
Med.	24.8	0	0	24.8	13.0	1	0	14.0	38.8	16.3	0	8.3	24.5	63.3

Tabla 5-12. Rótulas formadas en la estructura E2 y grado de plastificación de las mismas.

En la figura 5-14 se recogen los acelerogramas de la cubierta. Se corresponden a los que se habrían registrado con un acelerómetro instalado en la cubierta del edificio, teniendo en cuenta las posibles plastificaciones sufridas por los elementos de la estructura, para cada terremoto.

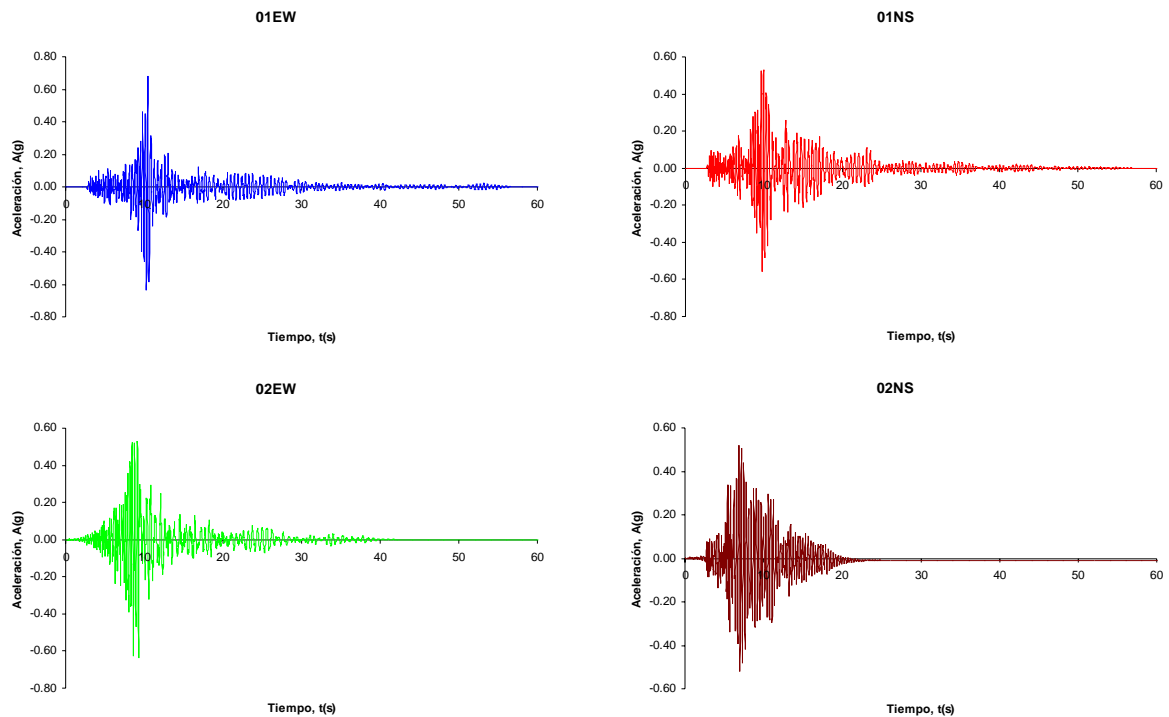


Fig. 5-14. Acelerogramas horizontales en cubierta obtenidos en la estructura E2 en régimen dinámico transitorio no lineal.

Análogamente a los casos anteriores, para estudiar el comportamiento dinámico de la estructura, en régimen no lineal, se han calculado los espectros de Fourier de los acelerogramas obtenidos en la cubierta. Se recogen en la figura 5-15. Se puede observar cómo los periodos que destacan ya no son como los del caso lineal (figura 5-9). Esto se debe a que las rótulas formadas han alcanzado su límite elástico, y muchas han seguido plastificando, hasta llegar a colapsar algunos elementos de los cerramientos. Es decir, el edificio no se ha mantenido en régimen elástico y su periodo de vibración ha ido aumentando. Si analizamos los esfuerzos (cortantes basales), se observa que son bastante inferiores al caso lineal (menos de la mitad).

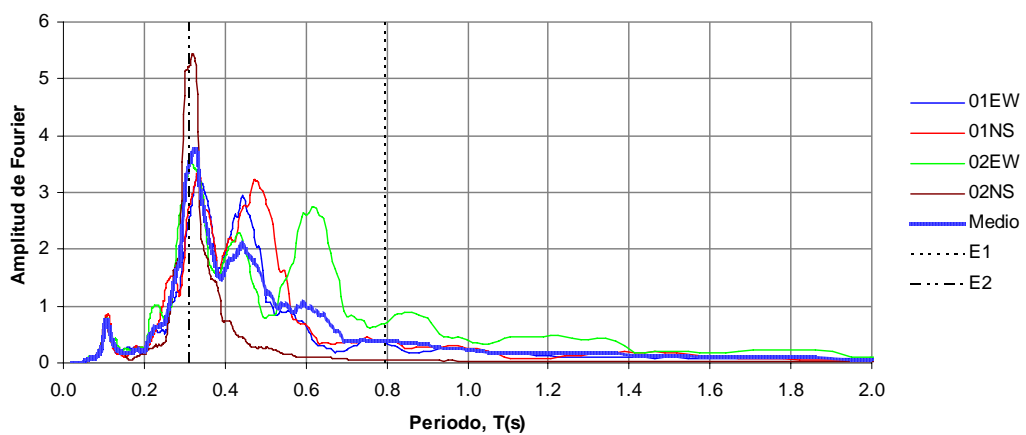


Fig. 5-15. Espectros de Fourier de aceleraciones horizontales en cubierta, obtenidos en la estructura E2 en régimen dinámico transitorio no lineal, en términos de periodo.

5.6.3 ESTRUCTURA E3.

Los resultados obtenidos en el cálculo dinámico transitorio no lineal (paso a paso) para la estructura E3 (con tabiques, cerramientos, etc.) se recogen en la tabla siguiente.

TERREMOTO	Q (Ton)	A (m/s ²)	D (m)
01EW	43.502	3.273	0.024
01NS	39.055	2.857	0.017
02EW	37.604	3.162	0.027
02NS	43.300	3.300	0.020
Medio	40.865	3.148	0.022

Tabla 5-13. Resultados de los cálculos de la estructura E3 en régimen dinámico transitorio no-lineal.

Análogamente a los casos anteriores, en las gráficas de la figura 5-16 se representa el estado final en el que queda la estructura cuando ha terminado cada terremoto. Se puede observar el nivel de plastificación de cada rótula, siguiendo el código de colores que usa el programa.

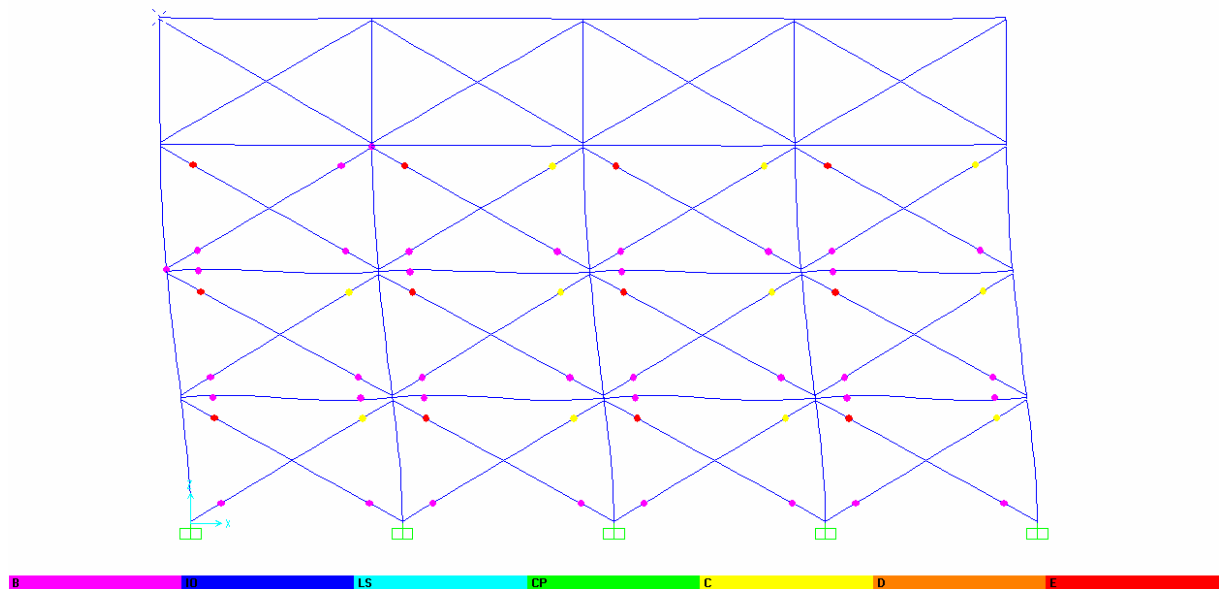


Fig. 5-16a. Plastificaciones en la estructura E3 debidas al terremoto 01EW.

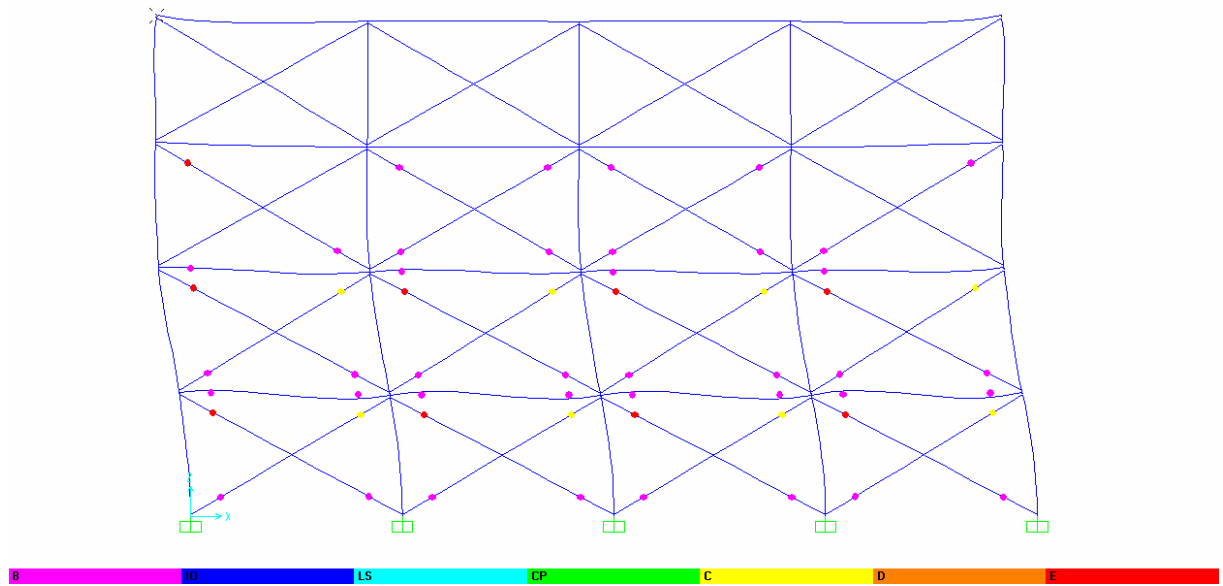


Fig. 5-16b. Plastificaciones en la estructura E3 debidas al terremoto 01NS.

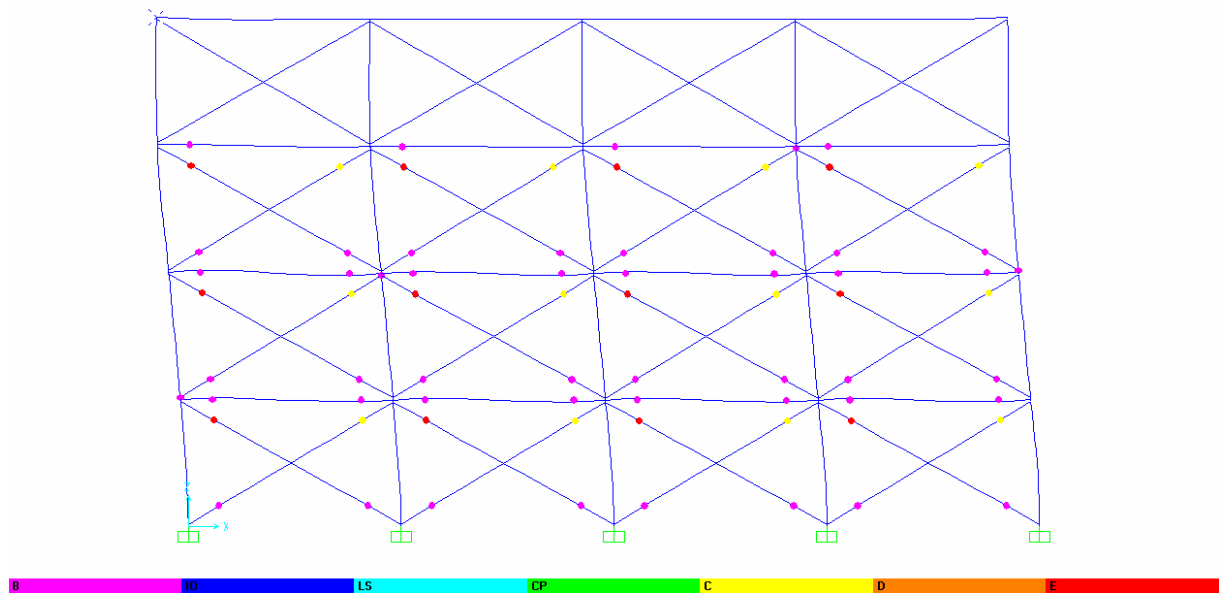


Fig. 5-16c. Plastificaciones en la estructura E3 debidas al terremoto 02EW.

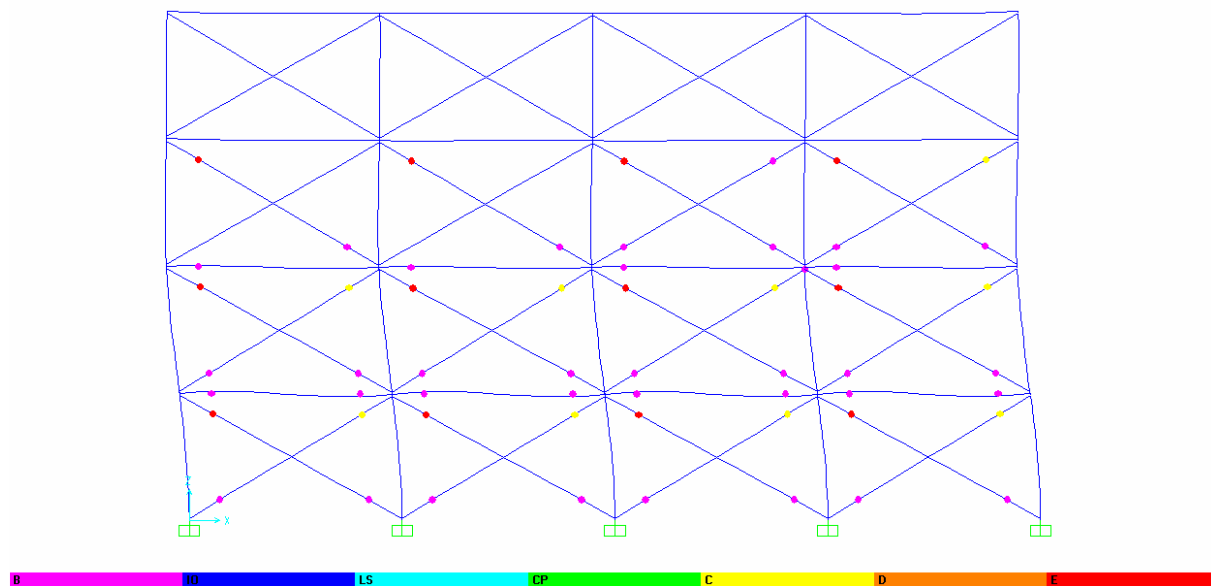


Fig. 5-16d. Plastificaciones en la estructura E3 debidas al terremoto 02NS.

El resumen de la plastificación sufrida por la estructura se recoge en la siguiente tabla. En ella se separan los daños según el tipo de elemento, es decir, pilares, vigas y cerramientos.

TERRE-MOTO	Estructura									Cerramientos				TOTAL
	Pilares				Vigas				Tot. Estr.					
	B	IO - CP	> C	Tot.	B	IO - CP	> C	Tot.		B	IO - CP	> C	Tot.	
01EW	2	0	0	2	10	0	0	10	12	25	0	23	48	60
01NS	0	0	0	0	11	0	0	11	11	27	0	17	44	55
02EW	4	0	0	4	20	0	0	20	24	24	0	24	48	72
01NS	1	0	0	1	12	0	0	12	13	23	0	21	44	57
Med.	1.8	0	0	1.8	13.3	0	0	13.3	15.0	24.8	0	21.3	46.0	61.0

Tabla 5-14. Rótulas formadas en la estructura E3 y grado de plastificación de las mismas.

En la figura 5-17 se recogen los acelerogramas de la cubierta. Se corresponden a los que se habrían registrado con un acelerómetro instalado en la cubierta del edificio, teniendo en cuenta las posibles plastificaciones sufridas por los elementos de la estructura, para cada terremoto.

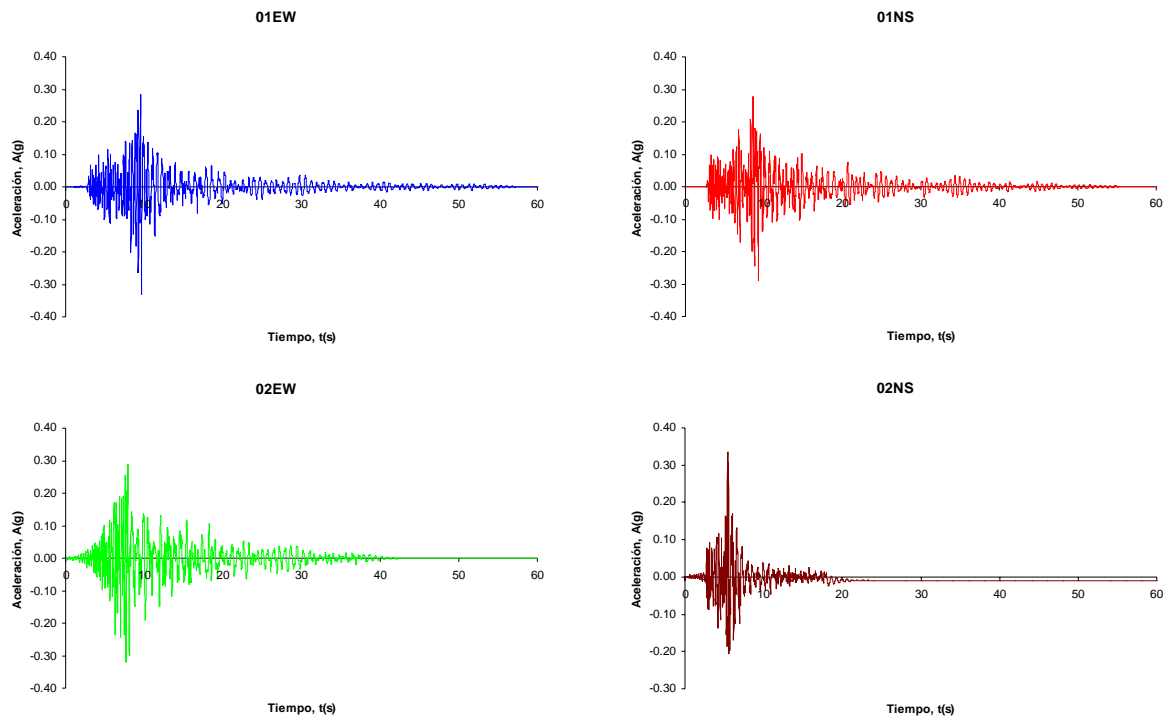


Fig. 5-17. Acelerogramas horizontales en cubierta obtenidos en la estructura E3 en régimen dinámico transitorio no lineal.

Análogamente a los casos anteriores, para estudiar el comportamiento dinámico de la estructura, en régimen no lineal, se han calculado los espectros de Fourier de los acelerogramas obtenidos en la cubierta. Se recogen en la figura 5-18. Se pueden observar aspectos parecidos a los de la estructura E2. Si analizamos los esfuerzos (cortantes basales), se observa que adoptan valores inferiores a los del caso lineal.

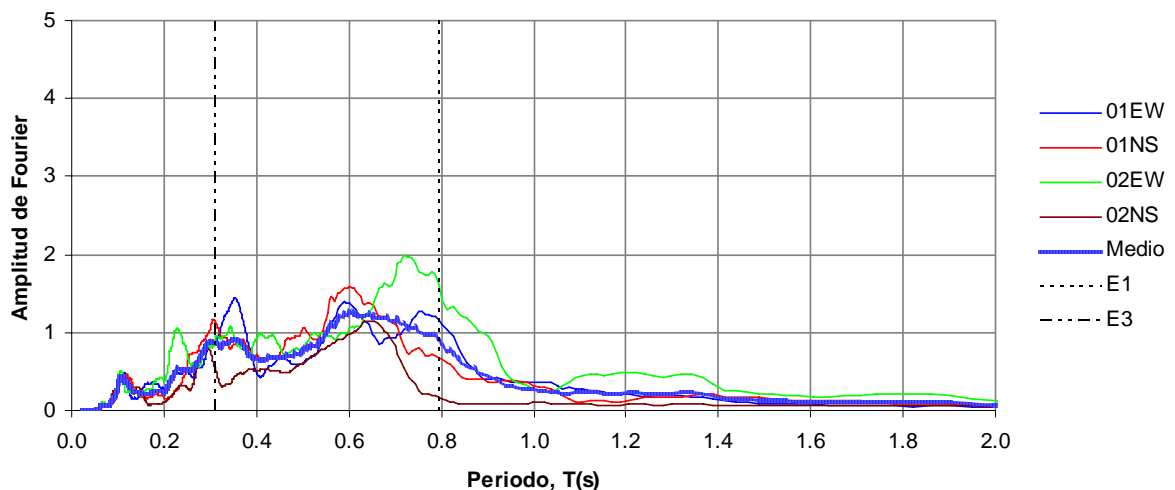


Fig. 5-18. Espectros de Fourier de aceleraciones horizontales en cubierta, obtenidos en la estructura E3 en régimen dinámico transitorio no lineal, en términos de periodo.

5.7 Análisis de Resultados.

A continuación se van a comparar los resultados de varias formas. Se han calculado 3 estructuras, con 3 tipos de cálculo (dinámico modal, dinámico transitorio lineal y dinámico transitorio no lineal), y 4 acelerogramas de entrada, convenientemente calculados para apreciar el fenómeno de la resonancia, por lo que se ha obtenido una gran cantidad de valores y parámetros que conviene analizar desde varios puntos de vista.

5.7.1 CÁLCULO DINÁMICO MODAL LINEAL:

Para comparar los resultados obtenidos de las estructuras calculadas mediante el análisis dinámico modal lineal, se ha confeccionado la siguiente tabla, que contiene los cocientes de los resultados de unas estructuras frente a otras (los resultados individuales están en las tablas de los apartados anteriores).

- **E2 y E3 frente a E1:**

La tabla 5-15 contiene los resultados de E2 y E3 frente a los de E1 (cocientes), de los cálculos en régimen dinámico modal lineal. Se recuerda que en régimen lineal, los resultados de E2 y E3 son idénticos.

Se ha empleado la siguiente notación:

$$q_{E2/E1} = Q_{E2}/Q_{E1} \text{ (cociente de cortantes basales).}$$

$$a_{E2/E1} = A_{E2}/A_{E1} \text{ (cociente de aceleraciones máximas en cubierta).}$$

$$d_{E2/E1} = D_{E2}/D_{E1} \text{ (cociente de desplazamientos máximos en cubierta).}$$

ESPECTRO	$q_{E2/E1}$	$a_{E2/E1}$	$d_{E2/E1}$
01EW	4.946	2.683	0.973
01NS	3.452	1.849	0.711
02EW	4.437	2.460	0.839
02NS	5.189	2.884	1.174
Medio	4.506	2.469	0.924
NCSE	1.531	1.308	0.216
NCSE-P	1.162	1.026	0.162

Tabla 5-15. Cociente de los resultados de E2 y E3 frente a E1, en régimen dinámico modal lineal.

A la vista de los resultados de la comparación, se aprecia cómo las estructuras E2 y E3, cuyo periodo fundamental de vibración es de 0.311s sufren un cortante basal del orden de entre 3.5 y 5.2 veces (4.5 de media) el que sufre la estructura E1, de periodo fundamental de vibración de 0.799s. En los espectros de respuesta (de entrada), los valores de aceleración espectral para el modo fundamental de vibración de la estructura E1 eran de entre 4.4 y 7.3 veces (5.4 de media) los valores de E2 y E3. Esta ligera desviación (ya que no se ha considerado reducción por ductilidad) se debe a la forma de los espectros de los acelerogramas, que varían mucho de un punto a otro; los modos superiores aprecian esta forma de los espectros.

5.7.2 CÁLCULO DINÁMICO TRANSITORIO LINEAL:

Para comparar los resultados obtenidos de las estructuras calculadas mediante el análisis dinámico transitorio lineal, se han confeccionado las siguientes tablas, que contienen los cocientes de los resultados de unas estructuras frente a otras (los resultados individuales están en las tablas de los apartados anteriores).

- **E2 y E3 frente a E1:**

La tabla 5-16 contiene los resultados de E2 y E3 frente a los de E1 (cocientes), de los cálculos en régimen dinámico transitorio lineal. Se recuerda que en régimen lineal, los resultados de E2 y E3 son idénticos. Se ha empleado una notación análoga al caso anterior.

TERREMOTO	$q_{E2/E1}$	$a_{E2/E1}$	$d_{E2/E1}$
01EW	5.973	2.898	1.020
01NS	4.743	2.300	0.818
02EW	4.877	2.299	0.848
02NS	5.297	3.280	1.361
Medio	5.222	2.694	1.012

Tabla 5-16. Cociente de los resultados de E2 y E3 frente a E1, en régimen dinámico transitorio lineal.

A la vista de los resultados de la comparación, se aprecia cómo las estructuras E2 y E3, cuyo periodo fundamental de vibración es de 0.311s sufren un cortante basal del orden de entre 4.7 y 6 veces (5.2 de media) el que sufre la estructura E1, de periodo fundamental de vibración de 0.799s. Estos valores se acercan mucho más a los del apartado anterior, ya que realmente, los espectros de entrada son directamente los espectros de respuesta de los acelerogramas introducidos en el cálculo dinámico.

En la gráfica siguiente, tal y como se comentaba en el apartado 5.5 “Cálculo Dinámico Transitorio Lineal”, se aprecian perfectamente los modos propios de vibración de las estructuras en régimen lineal, incluso pueden verse los segundos modos.

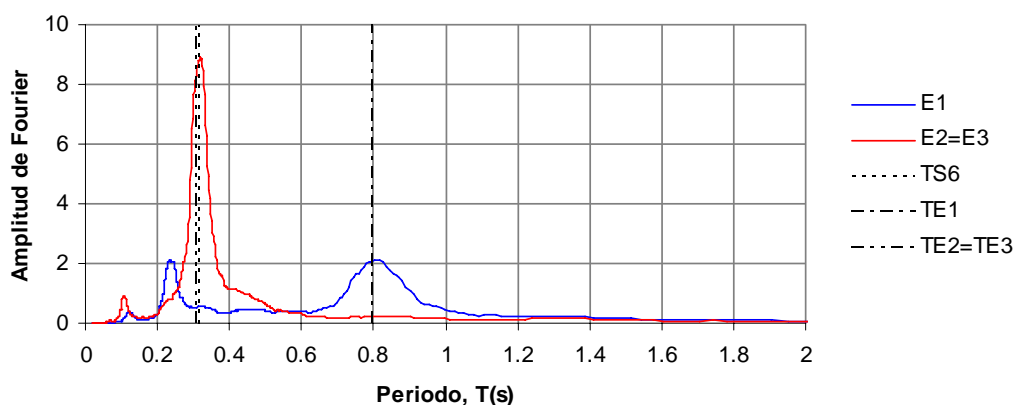


Fig. 5-19. Espectros medios de Fourier de aceleraciones horizontales en cubierta, obtenidos en las estructuras E1, E2 y E3 en régimen dinámico transitorio lineal, en términos de periodo.

Lo más significativo de la figura anterior resulta al observar que las estructuras E2 y E3 sufren mayores amplificaciones al estar en resonancia (su periodo fundamental (0.311s) está muy cercano al periodo predominante del suelo S6 (0.319s). La estructura E1 vibra en su periodo fundamental (0.8s) principalmente, pero no es afectada por la resonancia.

5.7.3 CÁLCULO DINÁMICO TRANSITORIO NO LINEAL:

Para comparar los resultados obtenidos de las estructuras calculadas mediante el análisis dinámico transitorio no lineal, se han confeccionado las siguientes tablas, que contienen los cocientes de los resultados de unas estructuras frente a otras (los resultados individuales están en las tablas de los apartados anteriores).

- **E2 frente a E1:**

La tabla 5-17 contiene los resultados de E2 frente a los de E1 (cocientes), de los cálculos en régimen dinámico no lineal. Se ha empleado una notación análoga al caso anterior.

TERREMOTO	$q_{E2/E1}$	$a_{E2/E1}$	$d_{E2/E1}$
01EW	5.838	2.793	1.385
01NS	4.591	2.211	0.945
02EW	3.917	1.939	1.757
02NS	5.152	3.284	1.348
Medio	4.875	2.557	1.359

Tabla 5-17. Cociente de los resultados de E2 frente a E1, en régimen dinámico transitorio no lineal.

A la vista de los resultados de la comparación, se aprecia cómo la estructura E2 sufre un cortante basal del orden de entre 3.9 y 5.8 veces (4.9 de media) el que sufre la estructura E1.

- **E3 frente a E1:**

La tabla siguiente contiene los resultados de E3 frente a los de E1 (cocientes), de los cálculos en régimen dinámico no lineal. Se ha empleado una notación análoga al caso anterior.

TERREMOTO	$q_{E3/E1}$	$a_{E3/E1}$	$d_{E3/E1}$
01EW	2.859	1.365	1.762
01NS	2.063	1.154	0.969
02EW	1.560	0.980	0.967
02NS	3.532	2.117	2.517
Medio	2.504	1.404	1.554

Tabla 5-18. Cociente de los resultados de E3 frente a E1, en régimen dinámico transitorio no lineal.

A la vista de los resultados de la comparación, se aprecia cómo la estructura E3 sufre un cortante basal del orden de entre 1.6 y 2.9 veces (2.5 de media) el que sufre la estructura E1.

- **E2 frente a E3:**

La tabla siguiente contiene los resultados de E2 frente a los de E3 (cocientes), de los cálculos en régimen dinámico no lineal. Se ha empleado una notación análoga al caso anterior.

TERREMOTO	$q_{E2/E3}$	$a_{E2/E3}$	$d_{E2/E3}$
01EW	2.042	2.046	0.786
01NS	2.225	1.916	0.975
02EW	2.511	1.980	1.816
02NS	1.459	1.551	0.536
Medio	2.059	1.873	1.028

Tabla 5-19. Cociente de los resultados de E3 frente a E1, en régimen dinámico transitorio no lineal.

A la vista de los resultados de la comparación, se aprecia cómo la estructura E2 sufre un cortante basal del orden de entre 1.5 y 2.5 veces (2.1 de media) el que sufre la estructura E3. Recordemos que estas estructuras tienen los mismos modos de vibración en régimen lineal. La estructura E2 tiene los arriostramientos que modelizan la tabiquería, con un límite elástico superior a E3. Como se ha explicado con anterioridad, aunque tienen la misma rigidez elástica, los arriostramientos de E2 plastifican más tarde que los de E3. Es decir, que la estructura E2 permanece más tiempo en la zona de resonancia que E3, y por tanto sufre mayor acción sísmica (en torno al doble de cortante basal que E3).

El análisis no lineal también ha servido para analizar la variación de los periodos fundamentales de vibración de las estructuras, conforme va transcurriendo el terremoto. Representando conjuntamente los espectros de Fourier (espectros medios de los 4 terremotos) de las aceleraciones horizontales obtenidas en un punto de la cubierta de cada estructura (figuras 5-12, 5-15 y 5-18) en la figura 5-20.

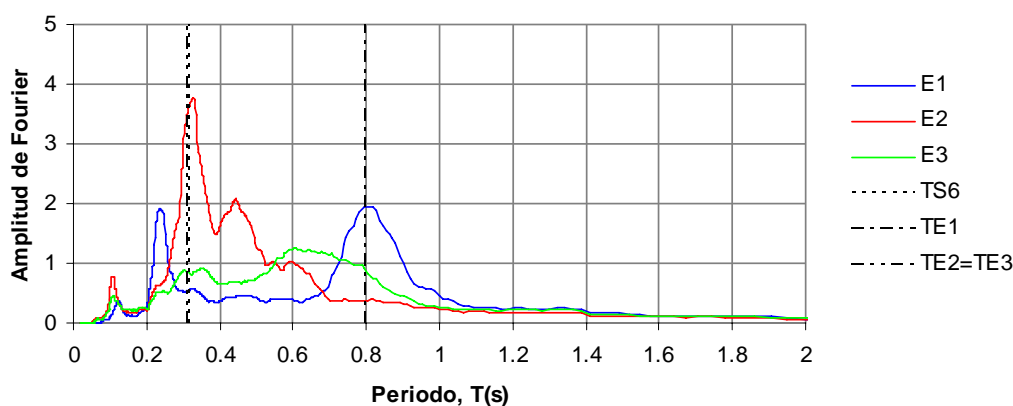


Fig. 5-20. Espectros medios de Fourier de aceleraciones horizontales en cubierta, obtenidos en las estructuras E1, E2 y E3 en régimen dinámico transitorio no lineal, en términos de periodo.

Al observar la figura se ve claramente como la estructura E2, que estaba inicialmente en resonancia, al ir plastificando, su periodo ha ido aumentando alejándose de la zona peligrosa. Tiene varios periodos significativos: 0.31-0.33s (su periodo fundamental y de resonancia), 0.44s y 0.59s. También se observa como la estructura E1 sigue vibrando según su periodo fundamental, 0.8s, sin sufrir variaciones.

Todo esto puede explicarse si se toman las tablas 5-10, 5-12 y 5-14, que son los resultados de las plastificaciones del análisis dinámico transitorio no lineal, y plasmamos los valores medios en la siguiente tabla (5-17). Los valores medios son los promedios de los 4 terremotos, para cada estructura.

ESTRUC- TURAS	Estructura									Cerramientos				TOTAL
	Pilares				Vigas				Tot. Estr.					
	B	IO - CP	> C	Tot.	B	IO - CP	> C	Tot.		B	IO - CP	> C	Tot.	
E1	0	0	0	0	23.5	0	0	23.5	23.5	-	-	-	-	23.5
E2	24.8	0	0	24.8	13.0	1	0	14.0	38.8	16.3	0	8.3	24.5	63.3
E3	1.8	0	0	1.8	13.3	0	0	13.3	15.0	24.8	0	21.3	46.0	61.0

Tabla 5-20. Valor medio de rótulas formadas en la estructura E3 y grado de plastificación de las mismas.

En el caso de la estructura E2 se ha alcanzado el límite elástico en elementos estructurales en una media de 38.8 puntos, incluyendo una rótula que roza el colapso. En la tabiquería se ha alcanzado el límite elástico en 16.3 puntos de media y se han producido 8.3 colapsos, llegando a alcanzar en total 24.5 plastificaciones y colapsos de media en la tabiquería. En el conjunto de estructura y tabiquería se han producido de media 63.3 plastificaciones y colapsos. También cabe destacar, que la mayoría de las rótulas formadas en los pilares, han sido por esfuerzo cortante. En las vigas, todas las plastificaciones han sido por flexión.

En el caso de la estructura E1, aparecen 23.5 puntos de media en los que se alcanza el límite elástico en las vigas (no en pilares), no produciéndose ninguna plastificación, es decir, que algunas secciones alcanzan su límite elástico pero no entran en el rango plástico ni colapsan. Las plastificaciones producidas, en las vigas, han sido por flexión, ninguna por cortante.

Esto pone de manifiesto que la estructura E2, en resonancia con el terreno por el efecto de la tabiquería y cerramientos, ha sufrido más daños en elementos estructurales que la E1. Es decir, que una estructura “en uso” puede tener un periodo fundamental de vibración más bajo que el que se previó en su diseño, y por este hecho puede estar en resonancia con el terreno subyacente. Como se ha podido comprobar, los daños son mucho mayores.

En el caso de la estructura E3, sucede algo parecido. Su periodo coincide con el de E2, pero los cerramientos y tabiques se rompen antes; este hecho hace que la estructura permanezca muy poco tiempo en la zona de resonancia, ya que el periodo empieza a aumentar con la primera plastificación en tabiques. Por ello, sufre más daños en tabiques que E2 (obviamente son más débiles). En cuanto a los daños estructurales, también son menores que en E2. En cambio, a la vista de la tabla 4-20 se observa que existen menos plastificaciones en vigas que las que hay en E1; sin embargo, al analizar los resultados con mayor detalle, se ve cómo las plastificaciones alcanzadas en E3 son más dañinas, puesto que las que se forman en los pilares son rótulas de cortante (la estructura E1 no tenía ninguna plastificación en pilares).

Otro aspecto a tener en cuenta, es el nivel de esfuerzos. Independientemente de las plastificaciones, los esfuerzos alcanzados por las estructuras varían enormemente según si se han considerado o no los efectos arriostrantes de la tabiquería. Como se ha visto en las tablas 5-17 y 5-18 del análisis dinámico no lineal, los cortantes basales sufridos por las estructuras E3 y E2 son 2.5 y 4.9 veces respectivamente, superiores a los obtenidos en E1. Es decir, que si la estructura calculada es E1, y la realmente construida es E2, el armado a cortante de los pilares sería insuficiente para resistir los esfuerzos laterales; de hecho, por eso se producen tantas rótulas de cortante en los pilares de E2. La diferencia entre resultados de E2 y E1 es mayor que la diferencia entre las ordenadas del espectro para los periodos de E2 y E1 (tabla 5-3).

Hasta ahora, en los cálculos realizados con el método modal-espectral no se ha contemplado la reducción por ductilidad de la estructura. Para este tipo de estructuras, la NCSE-02 asigna una ductilidad de $\mu = 2$. Esto indica que el espectro elástico de respuesta puede reducirse a la mitad, y por tanto, también su acción sísmica. Los resultados de los cortantes basales adoptarían también la mitad de los valores obtenidos sin considerar la ductilidad. El estudio de la ductilidad cae fuera del ámbito de este trabajo y por tanto no se va a entrar en la discusión de la estimación de dicha ductilidad. Sin embargo, se quiere poner de manifiesto que si con el cálculo modal-espectral sin reducción por ductilidad los resultados pueden estar del lado de la inseguridad, si se hubiera aplicado esta reducción, el desastre producido en la estructura hubiera sido todavía mayor.

Por último, se explica por fases lo que realmente ha ocurrido.

1. Se calcula la estructura E1, por el método dinámico modal de la NCSE-02. El cortante basal resultante es 58.77T (tabla 5-4).
2. Se construye la estructura y se añaden los tabiques y cerramientos, por tanto, tenemos la estructura E2. Llega el terremoto y sufre un cortante basal de 83.33T (tabla 5-11), con un nivel de plastificaciones alcanzado muy elevado. Este resultado es el más cercano a la realidad puesto que se ha analizado mediante el cálculo dinámico transitorio no lineal y se han utilizado acelerogramas procedentes de registros reales locales. Si en lugar de E2, la estructura construida fuera E3, el cortante sufrido habría sido de 40.87T (tabla 5-13); aparentemente es más bajo que el que se ha obtenido con el método modal-espectral, pero recordemos que no se ha tenido en cuenta la reducción por ductilidad, por lo que sigue estando del lado de la inseguridad.

Si por lo menos se hubiera calculado con un espectro sin rama descendente, es decir, plano, el resultado del cálculo modal-espectral hubiera sido de un cortante basal igual a 77.42T (tabla 5-4), bastante más parecido al que realmente ha sufrido la estructura.

6. CONCLUSIONES

En cada capítulo se han ido obteniendo distintas conclusiones. A continuación se pasa a resumirlas.

En primer lugar, es posible procesar acelerogramas procedentes de registros reales. En este estudio se han utilizado 4, pero puede resultar útil confeccionar un gran banco de registros sísmicos locales y trabajar con ellos.

Es fundamental caracterizar dinámicamente el terreno sobre el que se van a cimentar las estructuras. Las técnicas actuales permiten medir *in situ* la velocidad de las ondas transversales y de esta forma obtener un valor del coeficiente del terreno C exacto; recordemos que lo habitual es que este parámetro del estudio geotécnico venga estimado de una manera un tanto subjetiva. De la misma forma se puede obtener el periodo predominante de vibración del terreno, parámetro fundamental como se ha visto a lo largo de este estudio.

Con estos parámetros del terreno se puede calcular el efecto de sitio a los acelerogramas de partida. El filtrado que los suelos realizan sobre estos acelerogramas puede comprobarse mediante espectros de Fourier, espectros de Energía, de Aceleraciones, etc.

En este estudio no se ha entrado en la discusión de la amplificación del terreno, sino que se ha adoptado la que establece la NCSE-02.

En cuanto a los cálculos estructurales, se ha puesto de manifiesto que la forma convencional de analizar una estructura puede conllevar a resultados no previstos debido a errores en la estimación del periodo fundamental de vibración. Se puede pensar que se está lejos de la resonancia suelo-estructura, pero sin embargo estar realmente muy cerca. Se ha realizado un ejemplo de un pórtico de un edificio de hormigón armado y se han observado las diferencias entre los resultados de los cálculos, con y sin tabiquería, tanto a nivel de esfuerzos como a nivel de plastificaciones.

Una forma de subsanar esta deficiencia, si se va a seguir usando el cálculo dinámico modal como el de referencia de la NCSE-02, puede ser la de considerar el espectro de la Norma sin rama descendente, es decir, suponer que la estructura siempre va a estar en resonancia (en la meseta). Independientemente de que los espectros de los acelerogramas reales estén por encima de la meseta del espectro de la NCSE-02, no se trata de elevar la ordenada espectral sino de agrandar la meseta. No se pretende modificar las condiciones de amplificación, eso cae fuera del ámbito de este trabajo, sino de incluir un rango de periodos mucho mayor en la zona de la meseta del espectro.

Por último, decir que es posible medir *in situ* el periodo fundamental de vibración de una estructura construida; por tanto, si se analiza la desviación de la medición real con respecto a la teórica será posible predecir los daños que sufrirá ante un posible terremoto.

7. DESARROLLOS FUTUROS

A la vista de este estudio, se hace necesario analizar la forma de implantar por normativa la caracterización dinámica del terreno con técnicas de vibración ambiental o *microtremors*, que como se ha visto, resulta ser determinante.

Si se realizan cálculos en un gran número de edificios, con distintas modelizaciones de los tabiques, será posible adecuar la NCSE-02 para tener en cuenta la rigidización indirecta que transmite la tabiquería y cerramientos, y así disminuir el periodo fundamental de vibración de la estructura que calcula un programa convencional de cálculo de estructuras. Si se sigue utilizando el método dinámico modal, será necesario desarrollar otro coeficiente que tenga en cuenta estos efectos. La NCSE-02 contempla la compartimentación a través del amortiguamiento, haciendo aumentar o disminuir la ordenada del espectro, pero no varía el periodo, es decir, no se mueve la meseta.

Avanzar en la predicción de daños a partir de mediciones reales de los periodos fundamentales de vibración, antes y después del suceso sísmico.

8. BIBLIOGRAFÍA

8.1 Normativas

NCSE-02 (Ministerio de Fomento, 2002): Norma de Construcción Sismorresistente: Parte General y Edificación.

NCSP-07 (Ministerio de Fomento, 2007): Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes.

ATC-40 (Applied Technology Council, 1996): "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1".

FEMA-273-274 (Federal Emergency Management Agency, 1997): "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings".

FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency, 2000): "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings".

FEMA-357 (Federal Emergency Management Agency, 2000): "Global Topics Report on the Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings".

8.2 Programas informáticos de cálculo.

DEGTRA A4, v.5.1.0 (2005). Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Manual de Ayuda desarrollado por M. Ordaz (1990-2002).

SAP2000 v.14 (2009). Computers and Structures, Inc. (CSI), Universidad de Berkeley, California.

8.3 Publicaciones y libros.

AKIYAMA, Hiroshi. (1999). Metodología de Proyecto Sismorresistente de Edificios basada en el Balance Energético (trad. Benavent-Climent, A., 2003). Editorial Reverté, S.A.

BENAVENT-CLIMENT, Amadeo (2010). Estructuras Sismorresistentes. Maia Ediciones.

BENAVENT-CLIMENT, Amadeo (2010). Estructuras IV: Hormigón pretensado, edificios en zonas sísmicas, edificios de gran altura, diafragmas horizontales, losas, muros y pilotes. Colección Manuales - Ingeniería y Tecnología. Editorial Universidad de Granada.

BONETTI, R., PUJADES, L.G., HURTADO, J. Generación de acelerogramas artificiales compatibles con un espectro de respuesta. Aplicación a eventos recientes en Colombia y España Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería, Vol. 18, 2, 297-308 (2002).

CANAS, J.A., PUJADES, L.G. Espectros y Pseudoespectros de Respuesta. Monografía de Sismología Aplicada (Antonio M. Posadas Chinchilla y otros, 1996) de la Universidad de Almería.

CHOPRA, Anil K. (1995). Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering. University of California at Berkeley.

HERRMANN, Robert B. (2002). An overview of synthetic seismogram computation. Saint Louis University.

Instituto Geográfico Nacional (IGN), Universidad Complutense de Madrid, Universidad Politécnica de Madrid, Instituto Geológico y Minero de España (IGME), Asociación Española de Ingeniería Sísmica (AEIS). (2011). “Informe del Sismo de Lorca del 11 de mayo de 2011”.

NAVARRO, M., JEREZ, A., VIDAL, F., ENOMOTO, T., YAMAMOTO, T. “Características del comportamiento dinámico de los edificios en la región de Murcia a partir de medidas de vibración ambiental”. 3^{er} Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Mayo 2007

OLIVEIRA, C.S., NAVARRO, M. “Fundamental periods of vibration of RC buildings in Portugal from in-situ experimental and numerical techniques”. Springer Science+Business Media B.V., 2009.

PAZ, Mario. (1992). Dinámica Estructural. Teoría y Cálculo. Universidad de Louisville, Kentucky.

8.4 Tesis doctorales y otros trabajos.

CARRASCO DURÁN, Felipe A. (2009). Efecto de la duración de los terremotos en la respuesta inelástica de estructuras. Memoria para título Ingeniero Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile. Director: Edwin Behrens R.

DOMÍNGUEZ, Sergio. (2007). Efecto de la peligrosidad sísmica del subsuelo por efecto de sitio. Realizado en la empresa DECISIONES GEOCONSTRUCTIVAS, S.L., en diversos terrenos de distintos municipios de la provincia de Almería.

MARTÍNEZ CASTILLO, María Andrea. Evaluación del uso de Espectros de Diseño al Análisis del Riesgo Sísmico. Aplicación a Barcelona (España). Tesina de Máster. Directores: Nieves Lantada, Luis G. Pujades Beneit.

RODRÍGUEZ SEGURADO, Montserrat. Caracterización de la respuesta sísmica de los suelos. Aplicación a la ciudad de Barcelona. Tesis UPC, Luis G. Pujades Beneit y José Antonio Canas Torres.

SONG, Hoon. (2010). Respuesta dinámica de una estructura y caracterización del terreno ante cargas sísmicas, caso de estudio: Puente La Misión, B.C., Mexico TESIS Centro de Investigación Científica y Educación Superior de Ensenada (CICESE).

TRIGO SALAS, Tania A. (2007). Influencia de la Amplificación Local de las Ondas Sísmicas y la Interacción Suelo-Fundación en el Puente Marga-Marga. Memoria para título Ingeniero Civil, Universidad de Chile. Profesor guía: Mauricio Sarrazin Arellano.

VIELMA PÉREZ, Juan C. (2008). Caracterización del Comportamiento Sísmico de Edificios de Hormigón Armado mediante la Respuesta No Lineal. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. Directores: Alez H. Barbat Barbat y Sergio H. Oller Martínez.