

Utilización de amortiguadores y conectores sísmicos en puentes

Use of dampers and seismic connectors in bridges

◆
**Jacinto Forment Costa
Juan Miquel Canet
Ángel C. Aparicio Bengoechea**

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona

RESUMEN

Los terremotos han representado siempre uno de los fenómenos destructivos más temidos, pues afectan a la estabilidad última de las estructuras. La sociedad moderna ya no está dispuesta a aceptarlos como catástrofes, y la tendencia hoy en día es proveer a las estructuras situadas en zonas sísmicas críticas aparatos específicos que anulen, o en cualquier caso, moderen el efecto de los terremotos.

En este artículo se estudian los efectos que producen en distintas tipologías de puentes la implantación de dos tipos parecidos de aparatos antisísmicos: los amortiguadores y los conectores sísmicos.

SUMMARY

The earthquakes have always represented one of the most dread destructive phenomena, for they affect the last stability of the structures. The modern societies are not prepared any more to accept them as a fatality, and the trend is now to provide, for structures situated in critical seismic zones, specific devices which nullify, or at least reduce the effect of the earthquakes.

In this paper we are going to present the effects that the establishment of two similar seismic devices - the dampers and the seismic connectors - produces in different kinds of bridges.

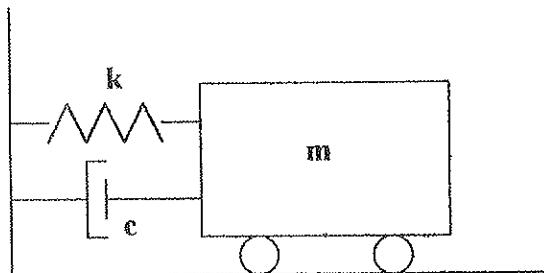
1. INTRODUCCIÓN: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los puentes situados en zonas de alto o moderado riesgo sísmico deben ser proyectados para hacer frente a unas solicitudes que, aunque se producen de forma muy infrecuente, pueden causar la ruina de la estructura. Los movimientos y aceleraciones del terreno que se producen cuando actúa un sismo excitan las estructuras, las cuales entran en vibración según diversos modos naturales propios, existiendo una frecuencia fundamental con su correspondiente modo de vibración que resulta ser la más importante. La respuesta de las estructuras a esta excitación depende de sus características dinámicas (valor y distribución de las masas y de las rigideces, amortiguación), de la interacción suelo-estructura e, incluso, del daño que ésta sufre después de la acción sísmica [1].

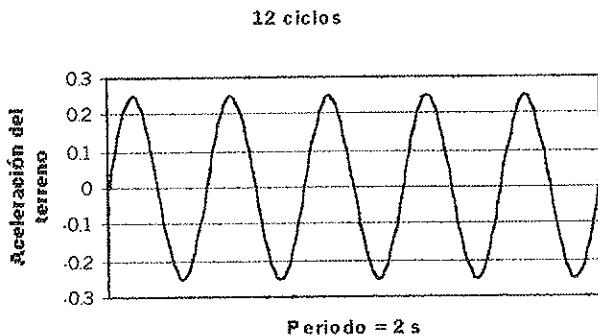
La aceleración horizontal de la estructura puede alcanzar valores varias veces superiores a la aceleración del terreno. Por ejemplo, si una estructura de un grado de libertad es excitada con un acelerograma sinusoidal (Figura 1), se observa que, según las características dinámicas de la estructura, las aceleraciones máximas del terreno se amplifican considerablemente en la estructura. Las aceleraciones inducidas en ésta, producen fuerzas de inercia que pueden ser de gran magnitud, y que, por tanto, pueden producir tensiones más allá de las admisibles.

Las señales de los sismos reales, aunque no son sinusoidales, contienen una serie de frecuencias principales, entre las cuales puede encontrarse la frecuencia natural de la estructura.





Estructura de un grado de libertad en la que se ha considerado un 5% de amortiguamiento



Excitación sinusoidal
Aceleración máxima: 0.25 g

Relación entre la aceleración absoluta máxima de la estructura y la aceleración máxima del terreno en función del periodo de la estructura

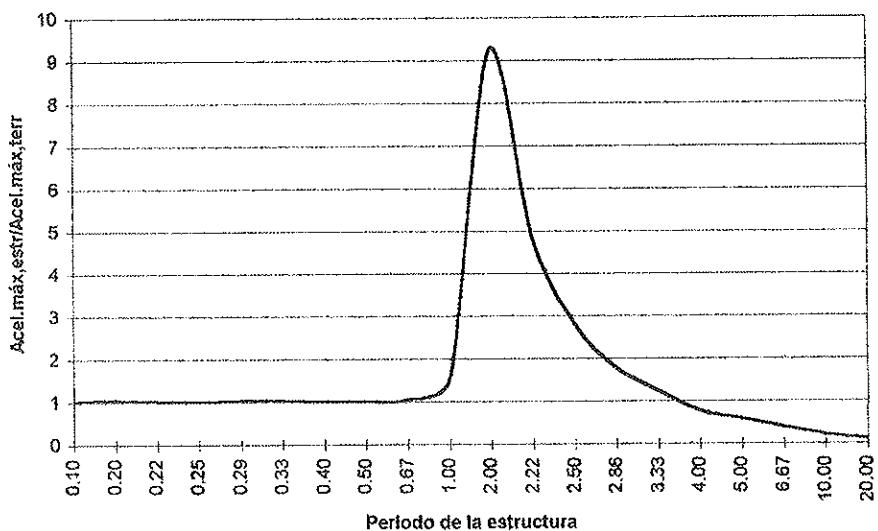


Figura 1. Amplificación de la aceleración en una estructura de un grado de libertad.

ra y, por tanto, producirse igualmente el fenómeno de resonancia.

En los puentes, el efecto de los terremotos es un incremento brusco y muy elevado de los desplazamientos o de los esfuerzos internos, o de ambos, que puede afectar directamente a su estabilidad última. Esto puede ilustrarse con los siguientes ejemplos. Imaginemos, en primer lugar, un puente de varios vanos modelado como una viga continua, con aparatos de apoyo de neopreno zunchado en todos sus apoyos (Figura 2). Ante una solicitud sísmica elevada, el puente puede sufrir unos desplazamientos superiores a los máximos desplazamientos admisibles por los aparatos de apoyo, con lo cual la estructura perdería su vinculación con el terreno y se convertiría un mecanismo. Si se sitúa esta estructura en la zona de mayor riesgo sísmico de España y se excita con unos acelerogramas sintéticos obtenidos a partir del espectro de cálculo de la IAP (Instrucción sobre las acciones a considerar

en el proyecto de puentes de carretera) [2], se obtienen unos desplazamientos de 7 cm. Los aparatos de apoyo de neopreno zunchado colocados en esta estructura para hacer frente al resto de solicitudes horizontales y verticales, son tales que sus desplazamientos máximos admisibles son de 1.7 cm, por lo que se deduce la insuficiencia de tales aparatos para confiar la estabilidad horizontal de la estructura frente al sismo.

En la Figura 3, se observa un puente de varios vanos sustentado sobre pilas altas. La pila central está empotrada al tablero, mientras que el resto de pilas y estribos tienen movimientos libres. En este caso, ante solicitudes sísmicas elevadas, se producen grandes momentos en la base de la pila fija, con lo que las tensiones podrían superar las admisibles del material, provocando su rotura.

Realmente, la forma de resistir estas solicitudes es con estructuras muy monolíticas [1], empotrando las pilas y los

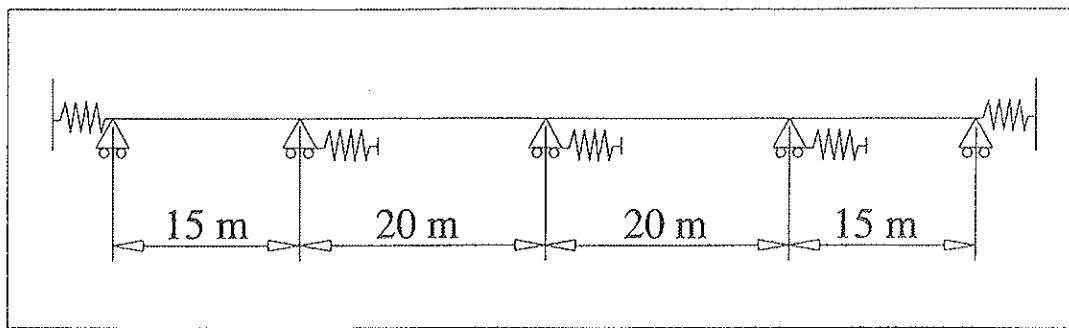


Figura 2. Puente de varios vanos con aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

estribos a los tableros, para dar mayor hiperestatismo al sistema. Así se evitan caídas o pérdidas de apoyo de los tableros y se obliga a todos los elementos a colaborar en la resistencia del sismo. Desgraciadamente, esta solución no es compatible con los movimientos lentos a los que se ve sometido el tablero, tales como fluencia, retracción y variación térmica, y que deben ser permitidos.

Por tanto, o no se colocan empotramientos, o si se colocan, deben articularse las bases de las pilas, o deben disponerse juntas intermedias cada dos o tres vanos, con los problemas que éstas ocasionan [3].

Sin embargo, recientemente han aparecido en el mercado unos dispositivos que podrían ser la solución del futuro. Estos aparatos, colocados en los puentes, ayudan a esos a resistir el sismo, a la vez que permiten los movimientos lentos a los que se ve sometida la estructura.

El objetivo principal de este artículo es mostrar cómo la incorporación de estos aparatos mejora el comportamiento dinámico de los puentes. Para ello se revisarán en primer lugar algunos conceptos del cálculo dinámico, así como algunos de los métodos de análisis empleados para resolver el problema sísmico. A continuación se describirá el funcionamiento de los dispositivos antisísmicos y, finalmente, se mostrarán algu-

nos ejemplos, comparando los resultados de puentes provistos y desprovistos de estos aparatos, lo cual nos permitirá obtener algunas conclusiones sobre su uso en puentes.

2. REVISIÓN DE ALGUNOS CONCEPTOS DEL CÁLCULO DINÁMICO

Ecuaciones del movimiento:

Se dice que una acción tiene carácter dinámico si su variación con el tiempo es rápida y da origen a fuerzas de inercia en las estructuras de intensidad comparable a las producidas por las fuerzas estáticas. Los movimientos sísmicos, son por tanto, según esta definición, acciones dinámicas.

Las expresiones matemáticas que gobiernan la respuesta dinámica de las estructuras se conocen con el nombre de ecuaciones de movimiento y pueden obtenerse a partir del principio de los trabajos virtuales [4]. Para una excitación sísmica cualquiera, el movimiento de un sistema de varios grados de libertad está regido por el siguiente sistema de ecuaciones:

$$[M] \{ \ddot{u} \} + [C] \{ \dot{u} \} + [K] \{ u \} = -[M] [J] a(t) \quad (!)$$

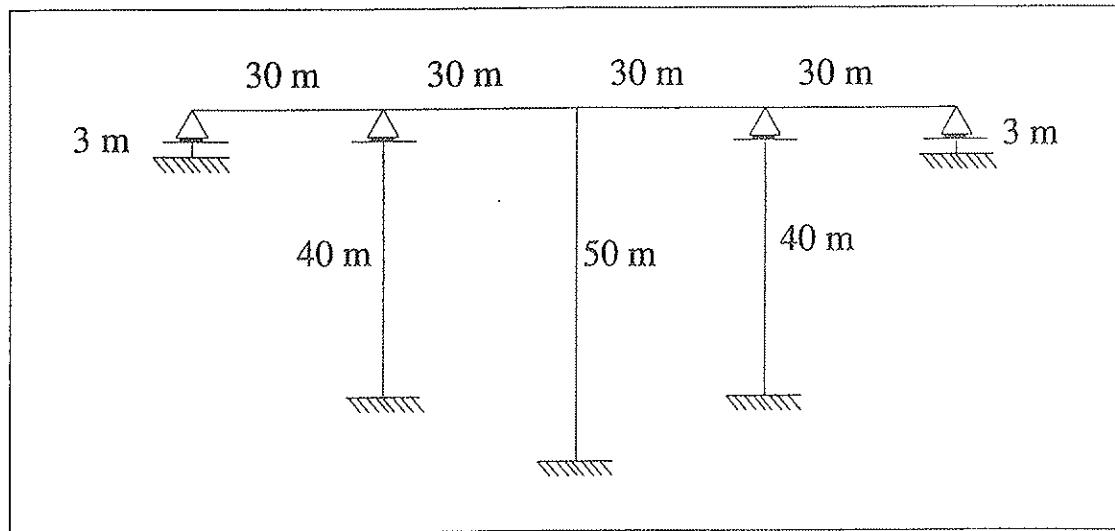


Figura 3. Puente de varios vanos sobre pilas altas.



donde $[M]$, $[C]$, y $[K]$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura, $\{\ddot{u}\}$, $\{\dot{u}\}$ y $\{u\}$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento de la estructura (función del tiempo), $[J]$ es un vector denominado de arrastre, que indica la dirección del sismo y $a(t)$ es la aceleración del terreno.

El principal problema del análisis sísmico es la definición de la acción sísmica, la cual sólo queda completamente descrita cuando se conocen las tres componentes de la aceleración del terreno, cosa imposible de predecir a priori. La utilización de acelerogramas de terremotos pasados ocurridos en la zona de estudio implica serios riesgos, puesto que existe una alta probabilidad de que se produzcan en la misma región terremotos con características totalmente diferentes. Sin embargo, la respuesta estructural depende principalmente de las amplitudes máximas, del contenido de frecuencias y de la duración del terremoto [5]. Por eso, en el ámbito académico, suelen utilizarse como señales sísmicas acelerogramas sinusoidales, variando su frecuencia y amplitud.

Especetros de respuesta y especetros de cálculo:

Desde los años 80 ha tenido una amplia aceptación en la práctica del diseño antisísmico el concepto de *espectro de respuesta* (o *respuesta espectral*). Expresado brevemente, el espectro de respuesta de una excitación específica es un diagrama que muestra la máxima respuesta (máximo desplazamiento, máxima velocidad, máxima aceleración, o el máximo de cualquier otra magnitud de interés) que se produce durante la excitación, para todos los sistemas posibles con un grado de libertad [6].

La gran ventaja de los especetros de respuesta es que su uso no se limita tan solo a sistemas de un grado de libertad, sino que, como veremos más adelante, pueden usarse también para el cálculo sísmico de sistemas de múltiples grados de libertad, y de hecho constituyen la base de uno de los principales métodos de análisis sísmico de estructuras.

Las normas sísmicas utilizan *especetros de cálculo* (también llamados *especetros de diseño*), conceptos muy parecidos a los del *espectro de respuesta*, pero que sin embargo conviene no confundir. Aunque la forma en que se aplican ambos especetros es la misma, la manera como se han obtenido es bastante diferente. El espectro de respuesta proporciona la máxima respuesta para una excitación específica. Sin embargo, parece muy arriesgado diseñar una estructura basándose solamente en una única excitación, puesto que pueden ocurrir en esa zona excitaciones con características diferentes. Es por eso, que las normas sísmicas no proponen un espectro de una sola excitación, sino que proporcionan un espectro ficticio, que representa la envolvente de varios especetros de excitaciones distintas, adaptadas a la región sísmica en la que se enmarca la norma [7]. Los especetros así obtenidos son llamados *especetros de cálculo* o *de diseño*, y ofrecen, al igual que los especetros de respuesta, la máxima respuesta para cualquier sistema con un grado de libertad.

Las normas suelen dar un único especetro de cálculo para toda la región sísmica, el cual se adapta a las distintas subzonas

de la región mediante su multiplicación por diferentes coeficientes, generalmente empíricos, que caracterizan dicha subzona a partir de criterios tales como: sismicidad, peligrosidad sísmica, importancia socio-económica, geología, etc. Utilizando otros coeficientes se acaba de ajustar el espectro a la estructura que se diseña, considerando como criterios: el tipo de estructura, su rigidez, ductilidad, las características de los materiales utilizados, el tipo de cimentación, las características de amortiguamiento, la importancia de la estructura en los instantes posteriores a los terremotos, etc.

Acelerogramas sintéticos:

Hemos señalado que la utilización de acelerogramas reales implica un alto riesgo de definición incorrecta de la acción, ya que, generalmente, no se dispone de un número elevado de registros en la zona. Sin embargo, es posible generar de forma aleatoria acelerogramas sintéticos (acelerogramas obtenidos de forma artificial) que tengan el mismo efecto sobre las estructuras que el del terremoto que se quiere simular. Aunque pueden generarse tanto acelerogramas no compatibles con especetros predefinidos como acelerogramas cuyo espectro se ajuste a uno dado, en el diseño antisísmico es mejor la utilización de estos últimos, puesto que así se tienen en cuenta las condiciones locales del terreno y de la estructura, al incorporar dichos especetros cierta información acerca de éstas.

La generación de acelerogramas sintéticos requiere la utilización de modelos matemáticos basados en la teoría de los procesos estocásticos [4]. La mayoría de los métodos que generan acelerogramas compatibles con un espectro de respuesta prefijado, se basan en la posibilidad de expandir la aceleración de la señal sísmica en una serie de ondas sinusoidales:

$$\ddot{x}(t) = I(t) \cdot \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sin(\omega_i \cdot t + \phi_i) \quad (2)$$

donde ϕ_i , ω_i , y A_i son un conjunto de ángulos de fase, frecuencias y amplitudes, respectivamente. $I(t)$ es una función de intensidad envolvente, determinista, predefinida, y que permite simular el carácter transitorio de los acelerogramas. Las frecuencias ω_i se fijan equi-espaciadas en el rango de interés, de manera que el registro contenga todo el rango de frecuencias deseado. Los ángulos de fase ϕ_i se generan de manera aleatoria, con valores entre 0 y 2π , lo que da a la señal el carácter estocástico. Las amplitudes se calculan de forma que el espectro de velocidades de los acelerogramas generados coincida con el espectro de velocidades prefijado. En la Figura 4 puede verse un acelerograma sintético obtenido de esta forma a partir del especetro de cálculo mostrado en la misma figura.

3. MÉTODOS DE ANÁLISIS

Existen varios métodos para resolver las ecuaciones de movimiento. Explicaremos brevemente los tres métodos de cálculo sísmico más utilizados y que proponen la mayoría de las normas sísmicas.

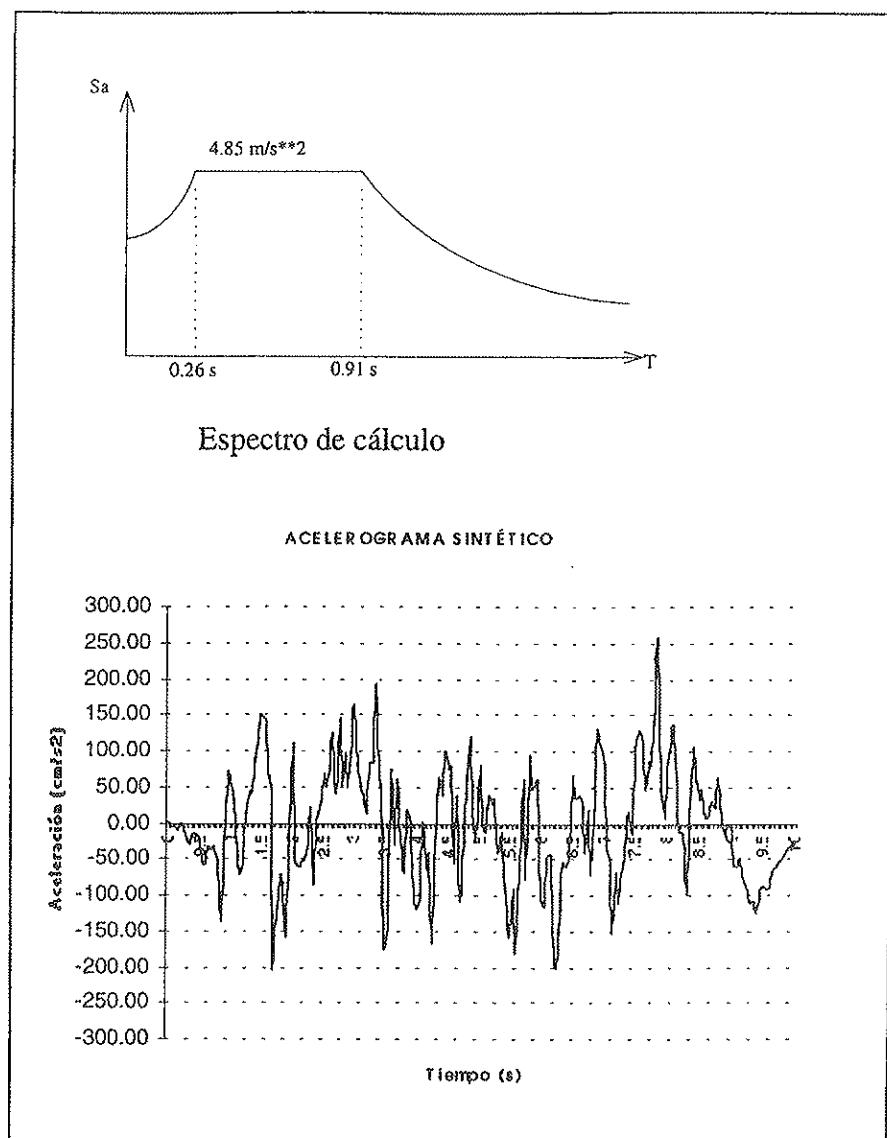


Figura 4. Acelerograma sintético obtenido a partir de un espectro de cálculo.

Desacoplamiento modal

Consiste este método en superponer las diferentes soluciones modales. Las ecuaciones de movimiento (ec. 1) son un sistema acoplado de ecuaciones diferenciales ordinarias de 2.º orden, pero si se expresa la solución en función de los modos normales, las ecuaciones pueden desacoplarse y ser fácilmente resueltas como si se tratases de varios sistemas de 1 grado de libertad cada uno. La resolución de estos sistemas da como resultado las soluciones modales, y superponiendo éstas de forma adecuada se obtienen las soluciones buscadas: las soluciones nodales.

Las ecuaciones desacopladas pueden resolverse por varios métodos distintos. Utilizando, por ejemplo, la integral de Duhamel, se obtiene un análisis completo en el campo del tiempo [6]. Pero la mayoría de las veces no son necesarios más que los valores máximos de la respuesta, con lo que pueden utilizarse los espectros de cálculo para resolver cada uno de los sistemas de 1 grado de libertad.

Gracias al desacoplamiento de las ecuaciones del movimiento, el análisis espectral es aplicable, como ya anunciamos, a sistemas con múltiples grados de libertad. El análisis espectral con superposición modal es el método más adecuado de cálculo sísmico cuando sólo interesa obtener el valor de la respuesta máxima, puesto que es el método más rápido y proporciona una buena aproximación de los resultados.

Los métodos de desacoplamiento modal tienen sin embargo la desventaja de que sólo son aplicables en un análisis lineal, ya que la no linealidad de las ecuaciones impide el desacoplamiento de las mismas.

Fuerza estática equivalente (análisis simplificado)

Muchas de las normas admiten el uso de un análisis simplificado, empleando cargas estáticas equivalentes, de manera que la respuesta de la estructura ante estas cargas sea lo más parecida posible a la respuesta que se obtiene con las cargas diná-

micas. De esta forma, la respuesta se obtiene resolviendo un problema estático, y no un problema dinámico. Este método sólo puede ser usado cuando el comportamiento dinámico de la estructura pueda ser suficientemente aproximado mediante un modelo dinámico de un solo grado de libertad [8].

La ventaja de este método radica en su rapidez y sencillez. Por eso ha sido adoptado por alguna de las normas sísmicas. Su desventaja es que no recoge la evolución temporal y apenas es válido para efectuar estimaciones de los esfuerzos máximos a que están sometidas las estructuras durante terremoto, a menos que la estructura se comporte claramente como si tuviera un único grado de libertad. Montans y Alarcón señalan que los cálculos tanto pueden resultar excesivamente conservadores como por debajo de la seguridad mínima exigible [9].

Los autores han realizado varios ejemplos de cálculo sísmico con distintas estructuras para comparar este método con el del desacoplamiento modal. Si se toma como modelo de referencia los resultados obtenidos con el método de desacoplamiento modal, utilizando los 4 primeros modos, con el método de la fuerza estática equivalente se obtienen resultados afectados por un error de hasta el 25%.

Integración paso a paso en el tiempo

Los métodos de integración paso a paso son métodos de integración directa de las ecuaciones de equilibrio dinámico, por lo que pueden ser aplicados tanto a problemas lineales como a no lineales. Son, por tanto, métodos más potentes que los usados en el análisis lineal, si bien el esfuerzo de cálculo que requieren es superior.

Las ecuaciones incrementales que expresan las condiciones de equilibrio dinámico para un sistema con múltiples grados de libertad pueden obtenerse tomando la diferencia entre las condiciones de equilibrio dinámico en el instante t_i y en el instante $t_{i+1} = t_i + \Delta t$:

$$[M] \cdot \{\Delta \ddot{y}_i\} + [C(\dot{y})] \cdot \{\Delta \dot{y}_i\} + [K(y)] \cdot \{\Delta y_i\} = \{\Delta F_i\} \quad (3)$$

donde el signo Δ indica la variable valorada en el instante t_{i+1} menos la variable valorada en el instante t_i . ΔF_i es el incremento de fuerza dinámica aplicada a la estructura entre el instante i y el instante anterior $i-1$. Para el caso sísmico, la fuerza dinámica es: $-[M] \cdot \{J\} \cdot \{a\}$. Por tanto,

$$\{\Delta F_i\} = -[M] \cdot \{J\} \cdot \{a_i - a_{i-1}\} \quad (4)$$

Para el caso de una fuerza de frenado, $\Delta F_i = 0$, excepto en el instante de tiempo en que se produce el salto de fuerza, en el que ΔF_i toma precisamente el valor del salto.

Las anteriores ecuaciones representan las condiciones más generales posibles: la rigidez no lineal viene representada por la dependencia de la matriz de rigidez de los desplazamientos y la amortiguación viscosa no lineal por la dependencia de la matriz de amortiguación de las velocidades.

De entre los métodos que existen de integración paso a paso, se ha utilizado, en los ejemplos que posteriormente se mostrarán, el método beta de Newmark, el cual supone que la aceleración varía linealmente durante cada intervalo de tiempo incremental. El método, en la forma original propuesta por Newmark (1959), contiene dos parámetros: β y γ . Estos parámetros se fijan habitualmente como $\beta = 0.25$ y $\gamma = 0.5$, ya que, en la práctica, se ha descubierto que valores de γ diferentes a 0.5 introducen amortiguación superflua en el sistema y, para el valor de β escogido, el método es incondicionalmente estable y, en general, da resultados de exactitud satisfactoria.

Con el método de integración paso a paso la acción sísmica viene definida mediante acelerogramas. Sin embargo, aún es posible utilizar el espectro de cálculo de la norma, generando acelerogramas sintéticos a partir de él. Hay que señalar que no hay que conformarse con generar únicamente un acelerograma, sino que la estructura debe excitarse con varios acelerogramas y promediar posteriormente los resultados, debido a que existe una ligera desviación de los resultados en función de la excitación producida, a pesar de provenir todas del mismo espectro de cálculo.

Tras revisar algunos conceptos generales del cálculo sísmico, estamos ya en condiciones de presentar los dispositivos antisísmicos más importantes utilizados en puentes, los cuales hacen variar el tratamiento matemático del comportamiento dinámico de la estructura.

4. BREVE DESCRIPCIÓN DE LOS DISPOSITIVOS ANTISÍSMICOS UTILIZADOS EN PUENTES

Los dispositivos antisísmicos más importantes son los amortiguadores y los conectores sísmicos, aparatos que, como veremos, son muy parecidos.

La idea de su utilización nace de encontrar unos apoyos de rigidez nula (para poder permitir los movimientos lentos), que sin embargo "se transformaran" en apoyos de rigidez infinita cuando actuara un sismo. De esta forma, la estructura se comporta como isostática bajo cargas de servicio, y se vuelve hiperestática durante un ataque sísmico o cualquier otra carga horizontal de corta duración.

En el pasado se ha confiado en muchos casos la estabilidad horizontal de la estructura a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado, material que ofrece el doble de rigidez para acciones instantáneas que para acciones de larga duración. Con respecto a la acción sísmica actúan principalmente como un muelle horizontal, que además de centrar la posición de la estructura, disminuyen su rigidez, y por tanto incrementan su periodo de vibración natural, reduciéndose la aceleración espectral bajo la acción sísmica. Además, permiten capacidad rotacional. No obstante, como veremos en los ejemplos, cuando el puente se sitúa en una zona de alto riesgo sísmico, no se puede confiar la estabilidad horizontal a este tipo de apoyos, sino que es necesario un adecuado diseño sísmico, lo cual es fácil de conseguir con la incorporación en puntos estratégicos de los aparatos que a continuación se describen.

Conecadores sísmicos

Empecemos viendo lo que son los conectores sísmicos, también llamados transmisores de impacto, y conocidos en inglés como Shock Transmission Units (STU).

Un STU es un mecanismo especial que une estructuras separadas o elementos separados de estructuras. Su propiedad esencial es que permite movimientos lentos entre las estructuras conectadas sin ofrecer apenas resistencia, al mismo tiempo que permite actuar temporalmente como un conector rígido entre las estructuras capaz de transmitir fuerzas de elevada magnitud.

Su funcionamiento es el siguiente (Figura 5): el aparato consta de un cilindro de acero que contiene un émbolo (un pistón) fijado a la barra de transmisión. El hueco creado alrededor de la barra está lleno de una masilla de silicona. El STU se conecta a las dos estructuras o elementos estructurales separados mediante ojales, situados en el cilindro, en un extremo y, en la barra de transmisión, en el otro extremo.

Bajo movimientos lentos entre las estructuras (Figura 6), el fluido, al ser empujado por el pistón, discurre por los agujeros situados en éste, y es desplazado de un extremo del cilindro al otro, generándose solamente pequeñas fuerzas de rozamiento entre las estructuras unidas. De la gráfica de la Figura 6, se deduce que la máxima reacción que produce el conector para movimientos lentos, ocurre para el más rápido de éstos. Esto puede darse durante el ciclo diario de variación de temperaturas. Para un puente de acero la variación puede ser de $4\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{h}$, lo que supone un movimiento de 5 mm/h por cada 100 m de longitud de tablero. Un puente de hormigón sufriría aproximadamente la mitad de ese movimiento. La máxima fuerza de fricción generada por un conector para un vano de 200 m de largo sería, por tanto, la correspondiente a la velocidad de movimiento de 10 mm/h , que sería algo menos de 3T .

Cuando a una de las estructuras se le aplica un impacto de corta duración (Figura 7), el movimiento del pistón es des-

preciable, y la fuerza de compresión o tracción es transmitida a la segunda estructura a través del camino de carga barra de transmisión – cabeza del pistón – masilla de silicona – cilindro. Como se ve en la gráfica de la Figura 7, el movimiento de conector es tanto más grande cuanto mayor es la duración del impacto. Dado que es improbable que la excitación supere los 10 segundos, el movimiento de un conector estaría limitado a los $2\text{-}3\text{ mm}$, durante el periodo de transmisión de carga, actuando temporalmente como un conector rígido.

En la notación utilizada para designar los distintos STU, el número que acompaña a éstos hace referencia a la máxima fuerza de impacto que son capaces de transmitir. Para cada tipo de STU, es posible, además, escoger entre distintas longitudes de barra de transmisión, en función de la magnitud de los movimientos lentos esperados entre las dos estructuras o elementos unidos.

Los transmisores de impacto de entre 250 y 500 kN de capacidad son muy compactos, ligeros y económicos, por lo que si la estructura tiene que soportar grandes fuerzas de impacto es conveniente [10] colocar varios grupos de estos STU, en lugar de un STU de capacidad mayor.

A pesar de que los STU han sido diseñados principalmente para funcionar en posición horizontal, pueden ser también adaptados para solicitudes verticales, simplemente incorporando un muelle interno que haga volver el pistón a la posición neutral. De igual forma, el principio de los STU puede ser extendido a aplicaciones rotacionales para proveer un mecanismo separado entre dos estructuras que permita libremente rotaciones relativas lentas pero que transmita momento durante rotaciones relativas rápidas.

Por último, hay que señalar que las propiedades tixotrópicas de la masilla de silicona no varían significativamente en un amplio rango de temperaturas, con lo que se puede confiar en el perfecto comportamiento de los transmisores bajo la mayoría de condiciones climáticas.

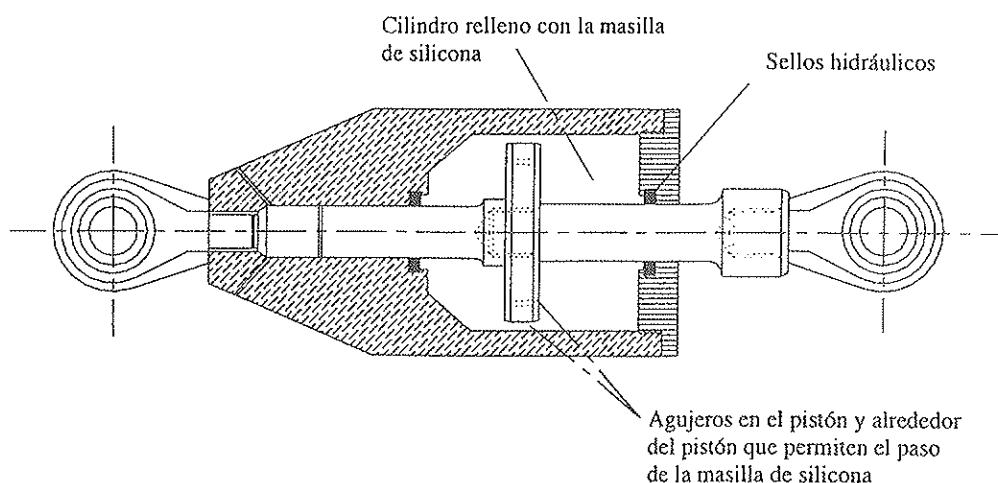


Figura 5. Conector sísmico.

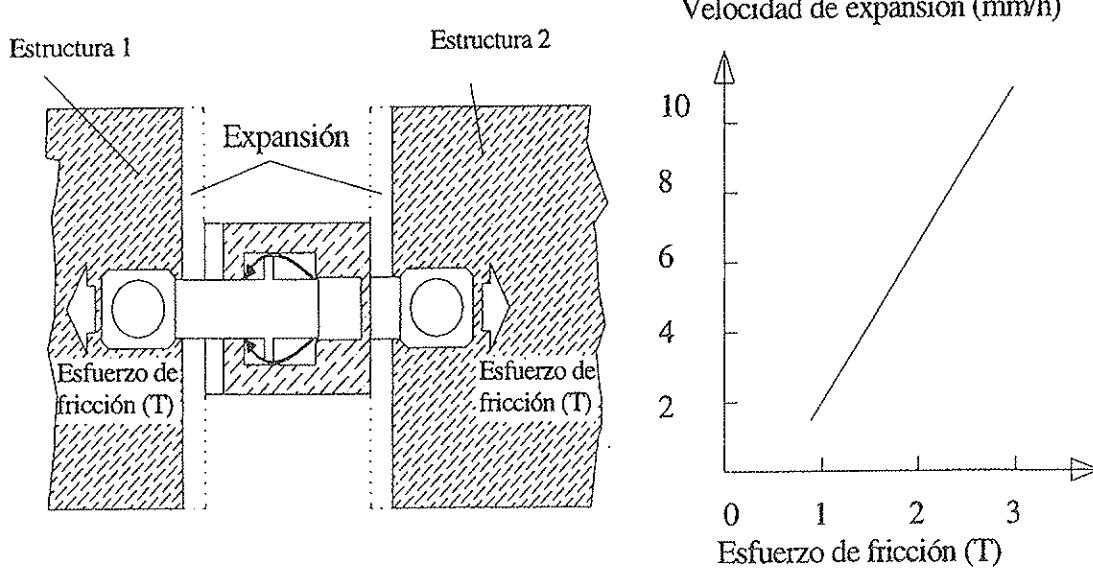


Figura 6. Conector sísmico sometido a cargas lentas.

Uso de los STU en puentes

Vamos a mostrar las ventajas que supone la utilización de conectores sísmicos en puentes. Imaginemos un puente de varios vanos (Figura 8a). Tanto las pilas como los estribos reciben las cargas procedentes del tablero. Estas cargas no sólo son verticales, puesto que el viento, los movimientos lentos del tablero, el sismo, las fuerzas de frenado, y en general cualquier impacto de corta duración provocan fuerzas horizontales.

Lo ideal sería que estas cargas horizontales fueran compartidas por todas las pilas y estribos, para reducir el máximo valor que hubiera de soportar cada uno. Esto es fácil de conseguir empotrandolo el tablero a las pilas y estribos o colocando aparatos de apoyo fijos. Desgraciadamente, sin embargo, los tableros están sometidos a movimientos horizontales tan grandes que generarían fuerzas en las pilas imposibles de resistir a una estructura construida de tal forma.

Para evitar estas fuerzas sobre las pilas, el proyectista debe independizar, inevitablemente, tanto como pueda, el tablero de las pilas y estribos, colocando aparatos de apoyo deslizantes que ofrezcan tan poca resistencia como sea posible. Pero de esta forma, las pilas no pueden repartirse entre ellas las cargas horizontales resultantes de los impactos de corta duración, puesto que sólo una de ellas (o bien un estribo) está fija al tablero. Es esta pila (o estribo) la que recibe prácticamente la totalidad de la carga horizontal, colaborando el resto de pilas con una fracción muy pequeña, según el rozamiento existente entre los aparatos de apoyo y el tablero.

El uso de los conectores sísmicos situados entre las pilas y estribos libres y el tablero (Figura 8b) permite recuperar la ventaja de compartir las cargas horizontales de corta duración, sin crear fuerzas indeseables debidas a los movimientos lentos del tablero.

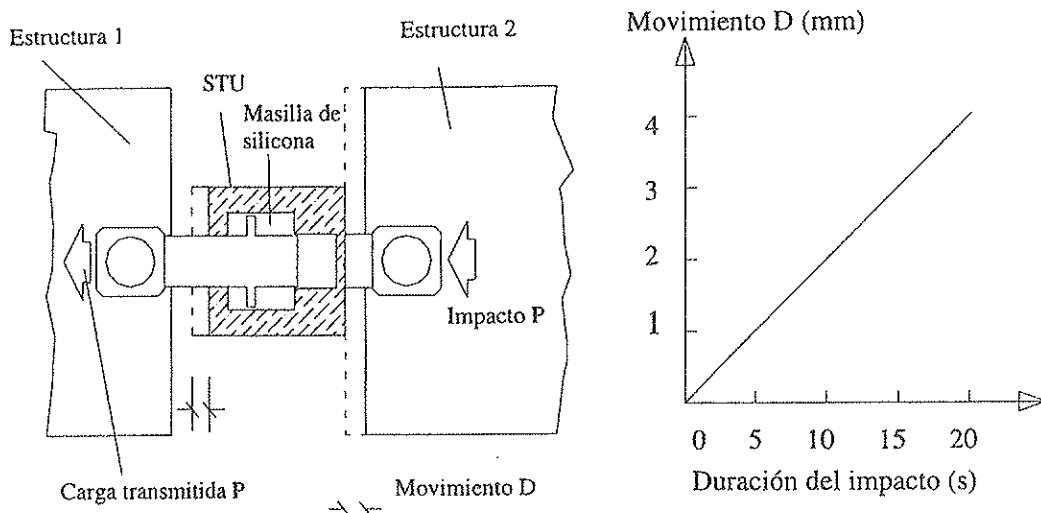


Figura 7. Conector sísmico sometido a una carga rápida.

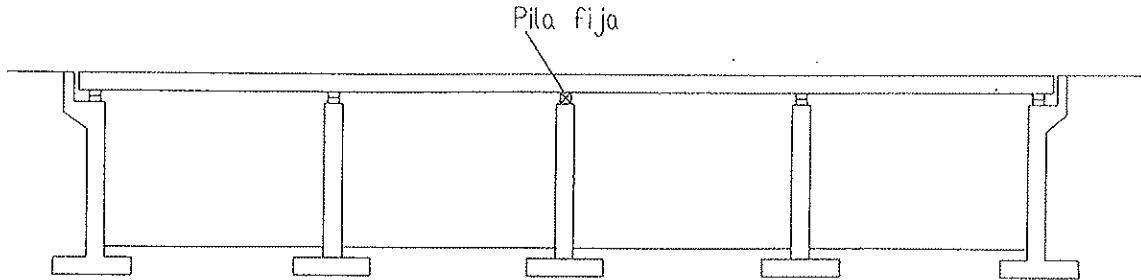


Figura 8a. Puente de varios vanos sin conectores.

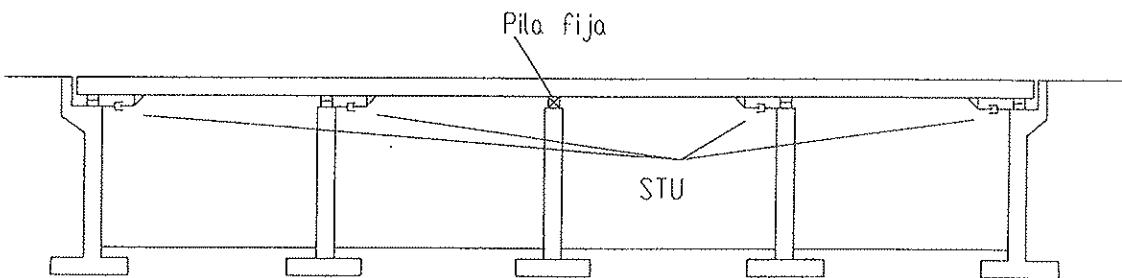


Figura 8b. Conectores colocados en las pilas y estribos libres.

Resumiendo, las características más ventajosas de los STU de cara al proyecto de puentes son: primero, permiten la expansión y contracción libre de las estructuras o elementos estructurales unidos, cuando los movimientos, aunque grandes, son lentos (retracción, fluencia, temperatura) y, segundo, actúan como un apoyo fijo temporal que transmite las cargas de una parte a otra, cuando éstas son impactos de corta duración (terremotos, fuerzas de frenado, impactos accidentales).

Amortiguadores (“dampers”)

Una alternativa al empleo de los conectores sísmicos es el uso de los amortiguadores (Figura 9), en inglés “dampers”, aparatos de disipación de energía capaces de limitar tanto el

desplazamiento como la fuerza a la que está sometida una estructura durante un terremoto. La disipación de energía se puede conseguir de distintas maneras: acción elastoplástica, rozamiento mecánico, y rozamiento viscoso. Los “dampers” más eficientes son los viscosos [11].

Los amortiguadores son aparatos diseñados para funcionar sin oponer ninguna reacción parásita en servicio permitiendo los movimientos lentos de la estructura, tales como los debidos a retracción, fluencia y temperatura, mientras que oponen una reacción cuando la estructura está sujeta a movimientos rápidos tales como los producidos por terremotos. Durante estos rápidos movimientos el aparato disipa energía por pérdida interna de calor. Precisamente ésta es la diferencia entre los amortiguadores y los conectores sísmicos, ya que estos

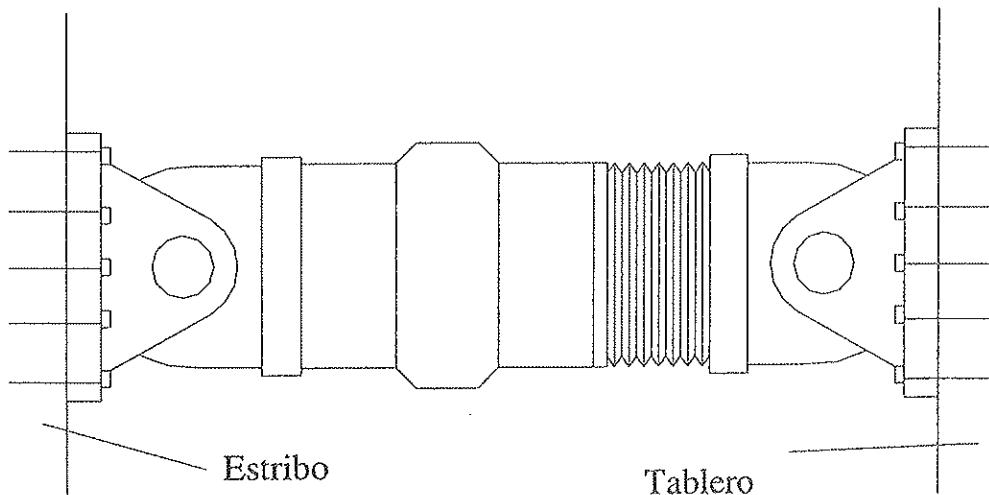


Figura 9. Amortiguador.

últimos no disipan energía. En esencia, los "dampers" son aparatos hidráulicos provistos con dos cámaras de igual volumen separadas por un diafragma. Cuando funcionan bajo la solicitudación de un terremoto, el fluido hidráulico es forzado por un pistón a pasar de una cámara a la otra, a muy alta velocidad, disipando así energía por rozamiento y pérdida de calor. El aparato actúa en las dos direcciones, y por tanto, la disipación de energía ocurre también en el camino de vuelta, siendo el fluido forzado por un segundo pistón.

Los amortiguadores conectan, al igual que los conectores sísmicos, dos miembros de una estructura que pueden moverse uno respecto al otro, tales como, en puentes, los estribos o las columnas por una parte, y el tablero en la otra.

Hemos señalado que los conectores sísmicos no disipan energía. No obstante, es posible dar una interpretación energética de su función: obligando a todos los elementos estructurales a que cooperen, moviéndose juntamente, se aumenta la capacidad global de la estructura para acumular energía y disiparla a través de su capacidad intrínseca [12].

En los ejemplos veremos más claramente las pequeñas diferencias que existen entre los amortiguadores y los conectores sísmicos.

5. ANÁLISIS SÍSMICO DE PUENTES PROVISTOS DE APARATOS ANTISÍSMICOS

Veamos cómo afectan la colocación de estos aparatos en algunas tipologías de puentes distintas. Tanto los amortiguadores como los conectores sísmicos ofrecen una reacción que depende de la velocidad de los movimientos (Figura 10). La ley $F \sim v$ es prácticamente la misma, variando únicamente la velocidad en la que se produce el cambio de régimen (de lineal a no lineal). Para el caso de los conectores esta velocidad es unas 100 veces más pequeña que en el caso de los amortiguadores. La diferencia sólo se aprecia cuando los aparatos actu-

an sin salir del rango lineal, lo cual ocurre para excitaciones de pequeña o mediana magnitud, inferiores a las de proyecto, es decir, cuando la capacidad de los aparatos es muy superior a la requerida para resistir la excitación. En este caso, los conectores ofrecen la reacción de forma más rápida, es decir, se comportan de forma más rígida, siendo los desplazamientos y las velocidades más pequeñas que en el caso de colocar amortiguadores. En cambio, si la excitación es lo suficientemente fuerte, los aparatos deberán ofrecer su máxima reacción, actuando en el régimen no lineal. Los incrementos de reacción que pueden ofrecer estos dispositivos cuando se supera la velocidad de cambio de régimen son muy pequeños, y la velocidad crece prácticamente de igual forma si se colocan amortiguadores que conectores sísmicos. En este caso, el comportamiento de la estructura es muy parecido tanto si se colocan "dampers" o conectores.

La incorporación de estos aparatos en los puentes elimina la linealidad de las ecuaciones de movimiento, con lo que su resolución deberá ser realizada con un análisis no lineal. En los ejemplos que luego se mostrarán, se ha utilizado un método de integración paso a paso, el método beta de Newmark, adaptado a las leyes de los dispositivos antisísmicos.

Hay que distinguir dos situaciones, según la situación en que se encuentren los aparatos:

En primer lugar, el dispositivo antisísmico puede estar colocado entre la estructura y un elemento que pueda considerarse infinitamente rígido, externo a la misma, por ejemplo un estribo muy rígido (Figura 11). En este caso, la reacción que ofrece el aparato puede ser tratada como condición de contorno. La estructura recibe una reacción adicional procedente del exterior, una fuerza que depende de la velocidad y que se añade a las ecuaciones dinámicas.

En cambio, cuando el aparato es colocado entre dos elementos de la misma estructura, el aparato introduce una fuerza en un elemento y la reacción contraria en el otro (Figura 12). De esta forma, a diferencia del caso anterior, la fuerza

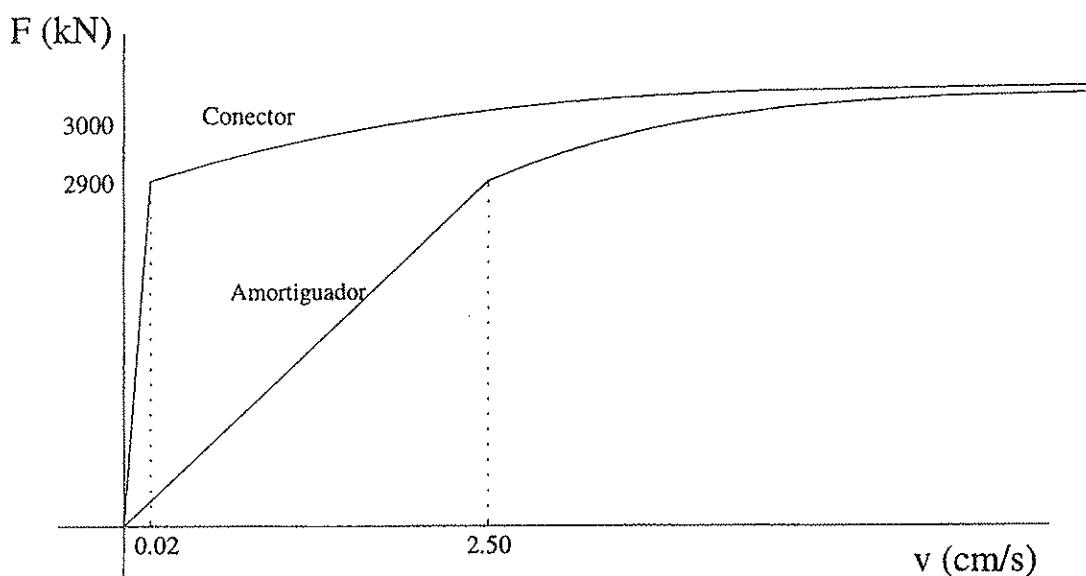


Figura 10. Ley $F - v$ de los amortiguadores y conectores de 3000 kN de capacidad.

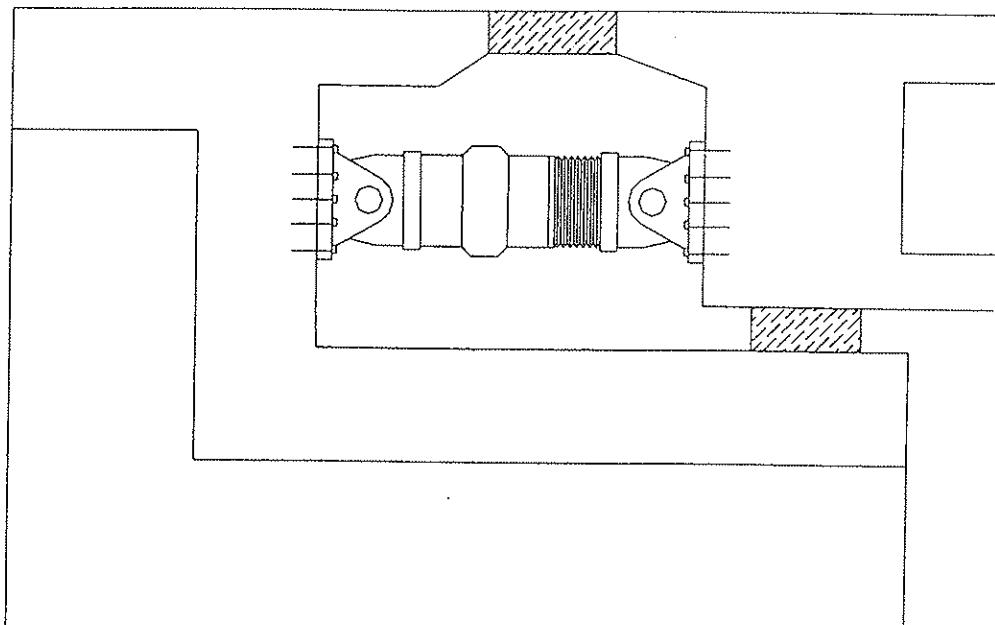


Figura 11. Aparato situado entre un estribo y el tablero.

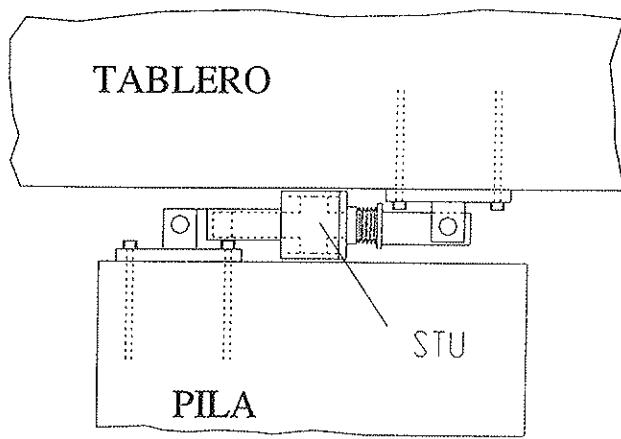


Figura 12. Aparato situado entre una pila y el tablero.

total introducida en la estructura es nula. La fuerza que ofrece el conector en cada elemento depende de la velocidad relativa entre los elementos conectados, pues precisamente ésa es la velocidad a la que se mueve el fluido hidráulico a través del pistón.

Se comprende, por tanto, que según la posición del aparato, el planteamiento matemático es diferente, y además, el efecto sobre la estructura también es diferente, como veremos a continuación.

Caso 1: aparatos situados entre la estructura y elementos infinitamente rígidos

Consideremos un puente de varios vanos modelado como se ve en la Figura 2 como una viga continua de sección constante. Se han colocado aparatos de apoyo de neopreno zunchado en todos los soportes, que se suponen son pilas y estribos muy

rígidos. Los aparatos de apoyo funcionan como muelles. Ante una fuerza horizontal aplicada al tablero (como puede ser una fuerza de frenado o las fuerzas de inercia que se producen al actuar un sismo), los neoprenos sufren unos desplazamientos y oponen unas reacciones. Estos desplazamientos están limitados; si se superan, los aparatos de apoyo quedan fuera de servicio.

Con el dimensionamiento de apoyos efectuados, el periodo del primer modo de vibración es 0.7718 s, el del segundo es 0.042 s, y los del resto de modos son aún menores. Dado que el periodo fundamental está tan separado del resto, la estructura se comporta como si tuviera un solo grado de libertad.

La amortiguación considerada en el sistema es de un 5%, por lo que la amplificación dinámica en resonancia (lo que se amplifica la respuesta estática cuando se excita la estructura en resonancia) vale 10.

Tomando como base esta estructura, se han calculado distintos casos, variando el número de amortiguadores y conectores y la capacidad de los mismos. Los puentes estudiados son los siguientes:

- Puente sin amortiguadores.
- Puente con dos amortiguadores de 1500 kN, uno en cada estribo.
- Puente con dos amortiguadores de 1000 kN, uno en cada estribo.
- Puente con dos amortiguadores de 500 kN, uno en cada estribo.

El mismo estudio se ha hecho colocando conectores sísmicos en lugar de amortiguadores.

Se han excitado estas estructuras con distintas aceleraciones sinusoidales, todas de la misma amplitud (2.55 m/s^2), varian-

do el periodo. Se han utilizado 16 oscilaciones, valor con el cual ya se desarrolla toda la resonancia. Multiplicando la masa total de la estructura por la máxima aceleración se obtiene la fuerza estática equivalente: 3155 kN. El desplazamiento estático, desplazamiento producido al aplicar la fuerza estática equivalente al tablero, es de 3.85 cm. Observaremos los resultados más importantes, resumidos en las Figuras 13 y 14.

El estudio de un caso real debería efectuarse con acelerogramas sintéticos obtenidos a partir del espectro de la norma. No obstante, en los ejemplos se ha preferido utilizar acelerogramas sinusoidales, puesto que muestran más claramente la tendencia de los resultados al variar los distintos parámetros de la estructura.

En la gráfica de la Figura 13 se ven los desplazamientos máximos del tablero, en función del periodo de la aceleración sinusoidal aplicada, en los casos en que el puente no tenga dispositivos antisísmicos y en el caso en que tenga amortiguadores de 500, 1000 y 1500 kN en cada estribo. Cada curva representa uno de estos casos.

Si nos fijamos en el puente sin amortiguadores, observamos que los desplazamientos máximos crecen al acercarse el periodo de excitación al periodo fundamental de la estructura. El desplazamiento máximo en resonancia es justamente el desplazamiento estático amplificado por 10, como era de prever, ya que la estructura se comporta prácticamente como si tuviera un solo grado de libertad. Al aumentar el periodo de excitación los resultados tienden a coincidir con los estáticos.

Al colocar amortiguadores de 500 y 1000 kN, se observa una tendencia parecida: los resultados aumentan al acercarse

el periodo de excitación al periodo fundamental de la estructura y tienden a los resultados estáticos al aumentar el periodo de excitación. Sin embargo, hay una reducción del valor de los desplazamientos, tanto más acusada cuanto mayor es la capacidad de los amortiguadores colocados.

En el caso de colocar amortiguadores de 1500 kN no se produce un aumento de la respuesta alrededor del periodo fundamental de la estructura. Esto es debido a que los amortiguadores introducen tanta amortiguación en la estructura que el sistema pasa de ser infraamortiguado a sobreamortiguado. De esta forma, los desplazamientos crecen a medida que aumenta el periodo, tendiendo al desplazamiento estático.

Se ha estudiado también el caso en que el puente tenga un amortiguador solamente en un estribo, variando la capacidad de aquél. Los resultados siguen la misma tendencia cuando se coloca un amortiguador en cada estribo que uno de doble capacidad en un estribo. Sin embargo, en este último caso, los desplazamientos obtenidos son mayores, de lo que se deduce que se controlan mejor los movimientos del tablero con un "damper" en cada estribo.

En la gráfica de la Figura 14 están representadas la suma de las reacciones máximas, es decir, las reacciones de todos los aparatos de apoyo, más las reacciones que ofrecen los amortiguadores, también en función del periodo de la excitación sinusoidal.

Cuando el puente no tiene amortiguadores, la reacción máxima en resonancia es la fuerza estática equivalente multiplicada por la amplificación dinámica. A medida que

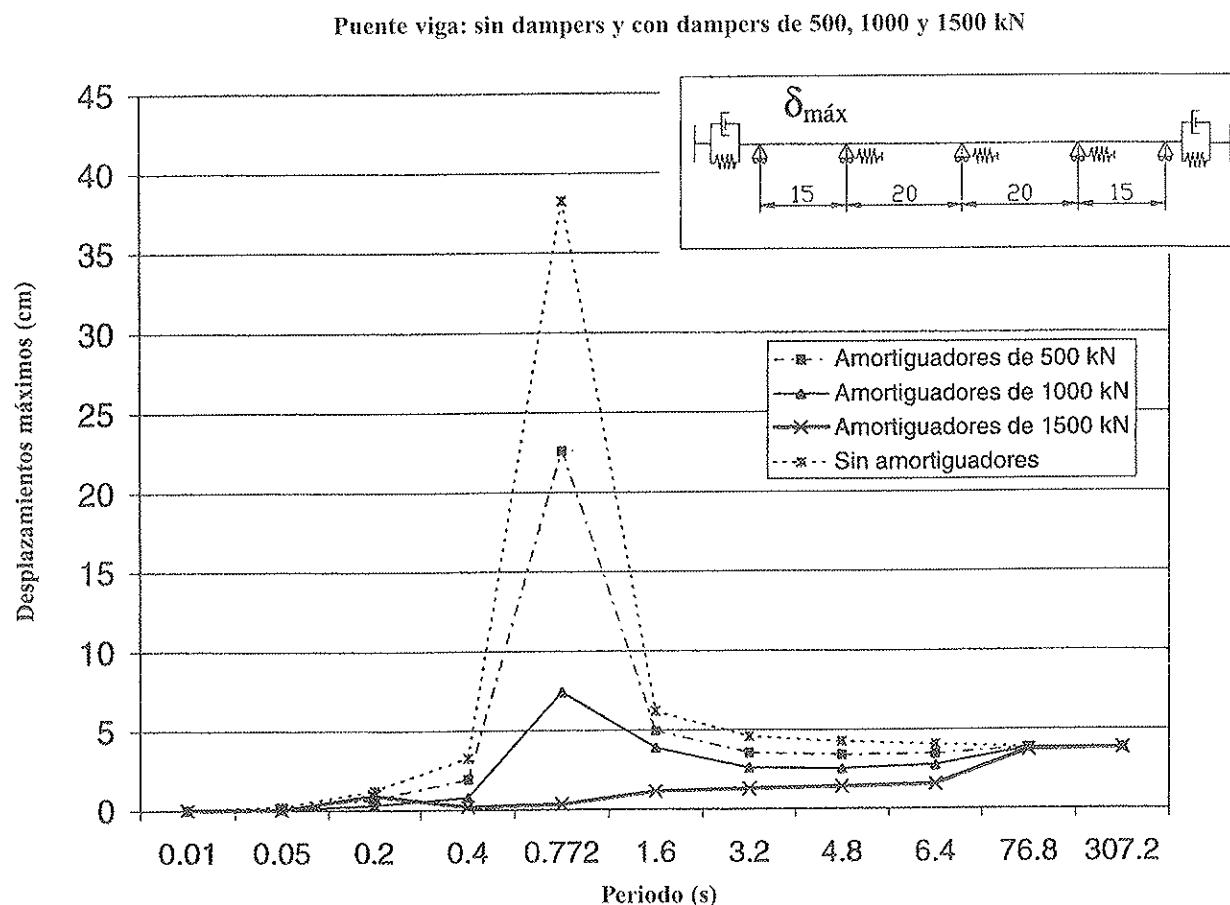


Figura 13. Puente viga: desplazamientos máximos del tablero.

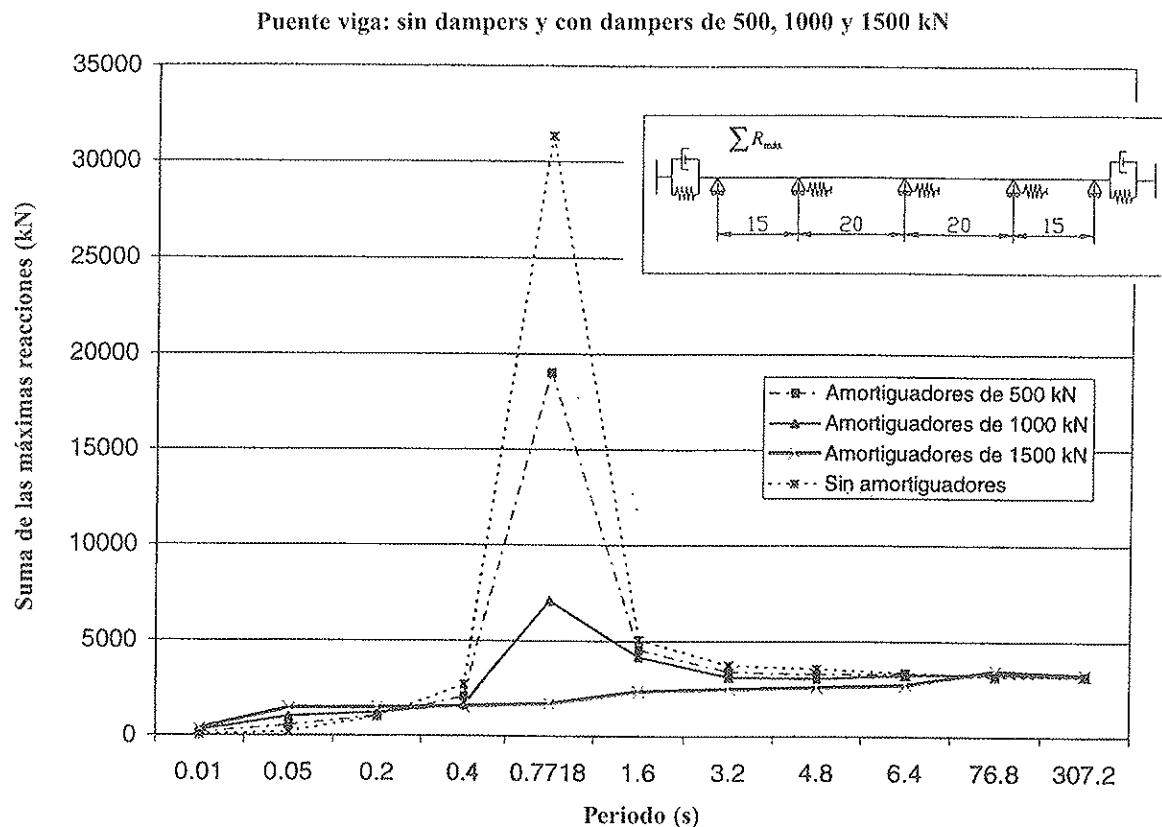


Figura 14. Puente viga: suma de las máximas reacciones.

aumenta el periodo los resultados tienden a la fuerza estática equivalente.

La colocación de amortiguadores introduce dos nuevas reacciones en la estructura. Sin embargo, la suma de las reacciones máximas es menor que cuando no se colocan estos aparatos. Esto es debido al hecho de que los amortiguadores disminuyen los desplazamientos del tablero, por lo que la fuerza que toman los neoprenos es menor. La misión de los amortiguadores consiste, por tanto, en liberar de esfuerzos a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado. Esto se consigue casi plenamente con amortiguadores de 1500 kN, debido a que la suma de las capacidades de los amortiguadores iguala prácticamente la fuerza estática equivalente.

Ante cargas lentas, es decir, cuando el periodo de la excitación es muy grande, los amortiguadores dejan de actuar, y todas las reacciones son ofrecidas por los aparatos de neopreno zunchado. Por eso todos los resultados tienden a coincidir a medida que crece el periodo.

Si se colocan conectores en lugar de amortiguadores, los resultados son muy parecidos. Como ya se señaló, las únicas diferencias se observan cuando los aparatos actúan solamente en el rango lineal. En este caso, los conectores se comportan de forma más rígida, con lo que los desplazamientos son más pequeños. Por contra, las reacciones que ofrecen son mayores.

Para no limitarnos a un ejercicio puramente académico en el que sólo veamos las tendencias de la respuesta de la estructura cuando se colocan aparatos antisísmicos, se han excitado también las anteriores estructuras con varios acelerogramas sintéticos distintos, obtenidos a partir del espectro de cálculo de la IAP. Ello nos proporcionará un criterio de dimensionamiento, ya que veremos cuáles son las respuestas de las estructura ante una posible solicitud sísmica real. En la Tabla 1 se resumen los resultados promediados de todas las excitaciones, mostrándose, además, los desplazamientos máximos admisibles por los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.

Tabla 1. Resultados obtenidos con los acelerogramas sintéticos.

CASO	Máximo desplazamiento (cm) del tablero	Máx. desplazamiento admisible por los aparatos de apoyo	Estado del después del sismo
Puente sin "dampers"	7,0	1,7	Fuera de servicio
"Dampers" de 500 kN	2,1	1,7	Fuera de servicio
"Dampers" de 1000 kN	1,0	1,7	Correcto
"Dampers" de 1500 kN	0,56	1,7	Correcto

Como sucedía con las excitaciones sinusoidales, la colocación de amortiguadores disminuye notablemente los desplazamientos, tanto más cuanto más capacidad tiene el aparato. Pero además, observamos que cuando el puente no tiene dispositivos antisísmicos, los aparatos de apoyo de neopreno zunchado resultan insuficientes para resistir el sismo, y quedan fuera de servicio, puesto que los desplazamientos máximos producidos en el tablero superan los máximos desplazamientos admisibles por los aparatos de apoyo.

Para decidir qué amortiguador es más adecuado colocar, hay que tener en cuenta dos factores: por una parte, se han de limitar los desplazamientos máximos para no superar los desplazamientos máximos admisibles por los aparatos de neopreno zunchado y, por otra parte, se han de controlar las fuerzas introducidas en la estructura por los "dampers". En el caso de un puente viga, estas fuerzas se traducen en un incremento de axil en el tablero, que es prácticamente despreciable, debido a la gran rigidez a axil del tablero. Sin embargo, en el caso de un puente con pilas, es fundamental controlar las fuerzas introducidas por los "dampers", ya que introducen grandes momentos flectores en la base de las pilas, como se verá en el caso siguiente.

Caso 2: aparatos situados entre elementos de la misma estructura

Veamos ahora el caso en el que los aparatos antisísmicos se sitúen entre elementos de la misma estructura. En la Figura 15a, puede verse la estructura base. A partir de ella, se han realizado una serie de casos distintos, variando la posición del punto fijo, la altura de las pilas, su rigidez, los tipos de aparatos de apoyo y colocando dispositivos antisísmicos de distintas capacidades. Realizando distintas combinaciones se han obtenido las conclusiones que más tarde se verán. En primer lugar, sin embargo, vamos a presentar algunos de estos ejemplos para ver los resultados más importantes.

En la Figura 15b se resumen 5 de los distintos casos estudiados, variando la capacidad de los conectores colocados en los estribos. La pila central, de 20 metros de altura, está empotrada al tablero, mientras que el resto de pilas y estribos es libre (lo cual se consigue colocando aparatos de apoyo deslizantes tipo POT). Las características dinámicas del puente sin conectores son las siguientes: el primer modo de vibración corresponde al movimiento del tablero; su periodo es de 1.351 s. El segundo modo de vibración corresponde al movimiento libre de las

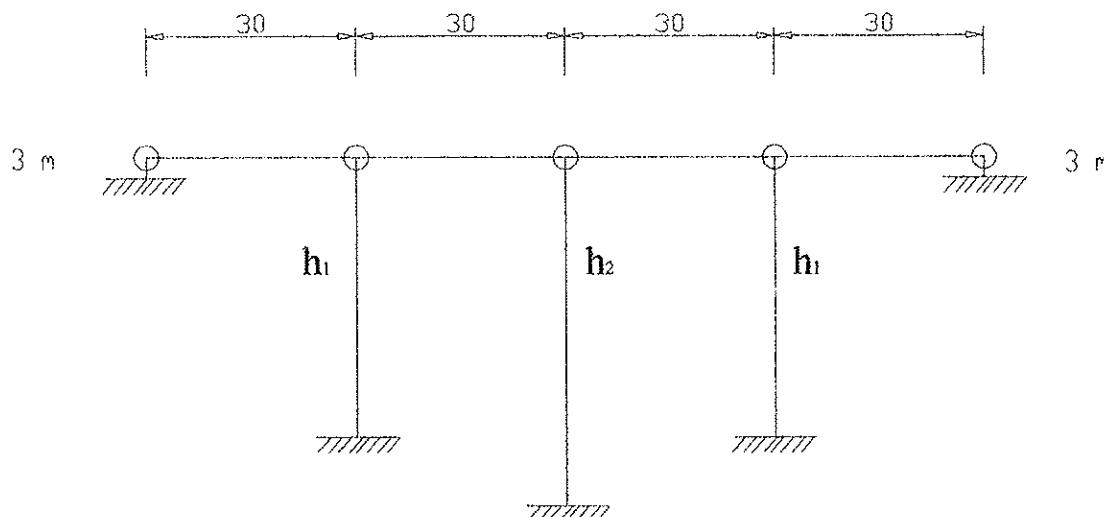


Figura 15a. Estructura base a partir de la cual se han realizado todos los subcasos del caso 2.

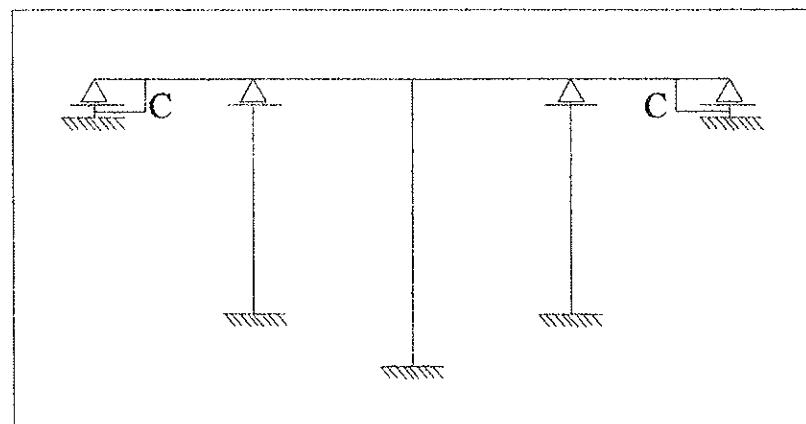


Figura 15b. Estructura con la pila central empotrada al tablero y con conectores de distintas capacidades en los estribos.

pilas de 15 m; su valor es de 0.297 s. La amortiguación considerada en la estructura es del 5%.

En las gráficas de las Figuras 16, 17, 18 y 19 se presentan los resultados más importantes, comparando los cinco casos. El máximo desplazamiento de las pilas de 15 m (Figura 16) es el mismo en todos los casos, tanto si se colocan conectores o no en los estribos, puesto que el movimiento de estas pilas es libre, independiente de los movimientos del tablero. El valor máximo se alcanza para el periodo de resonancia de las pilas.

En las Figuras 17 y 18 se observan los máximos desplazamientos del tablero y los máximos momentos producidos en la base de la pila central. Se aprecia cómo el aumento de la capacidad de los conectores colocados hace disminuir la respuesta. Los valores máximos se alcanzan en resonancia, y para períodos de excitación muy altos los valores tienden a igualarse en todos los casos, puesto que los conectores dejan de actuar.

El máximo momento producido en la base de los estribos está representado en la Figura 19. Cuando no se colocan conectores, los estribos no reciben fuerzas del tablero, con lo que no se producen momentos importantes en su base (únicamente, los debidos al movimiento libre del estribo). Sin embargo, cuando se colocan conectores entre los estribos y el tablero, en la base de aquéllos llega un momento igual a la reacción que transmite el conector por la altura del estribo. A partir de una cierta capacidad del conector, los momentos ya no aumentan. Esto ocurre cuando la capacidad del conector es superior a la fuerza que transmitiría un empotramiento perfecto. Si se colocasen empotramientos el tablero transmitiría una cierta fuerza al estribo. Los conectores intentan transmitir esa fuerza. Si su capacidad es inferior, sólo pueden trans-

mitir una parte de esa fuerza, ofreciendo su reacción máxima. Pero si su capacidad es superior, el conector no transmite su máxima reacción, puesto que el puente no lo necesita. En el dimensionamiento del puente debe desecharse esta solución, ya que implica un sobredimensionamiento innecesario.

Vamos a comparar ahora otros dos casos. Imaginemos el mismo puente con un conector de 2000 kN en cada estribo. Compararemos los resultados obtenidos al colocar en este puente conectores de 500 kN entre las pilas libres y el tablero, con los obtenidos cuando no se colocan tales aparatos.

Los máximos desplazamientos de la pila de 15 m (Figura 20) quedan fuertemente disminuidos cuando se colocan conectores, puesto que éstos arrostran las pilas al tablero. Si no se colocan conectores, el movimiento de las pilas es libre y se alcanzan valores muy altos en resonancia. Puede verse además, que la incorporación de conectores modifica el periodo de resonancia, puesto que los desplazamientos de la pila pasan a ser controlados por el movimiento del tablero. La colocación de aparatos de apoyo de neopreno zunchado en lugar de conectores resulta muy insuficiente, debido a los elevados desplazamientos relativos entre pila y tablero, inadmisibles por los neoprenos.

También los momentos máximos en la base de las pilas de 15 m quedan fuertemente disminuidos con la colocación de conectores (Figura 21). Sin embargo, esta gráfica es algo engañosa, puesto que los momentos no disminuyen tanto más cuanto mayor sea la capacidad del conector colocado entre la pila y el tablero. Hay que tener en cuenta que los momentos en la base de la pila dependen directamente de los desplazamientos en la cabeza de la pila y de la fuerza introducida en ella por el conector. El aumento de la capacidad del conector disminuye los des-

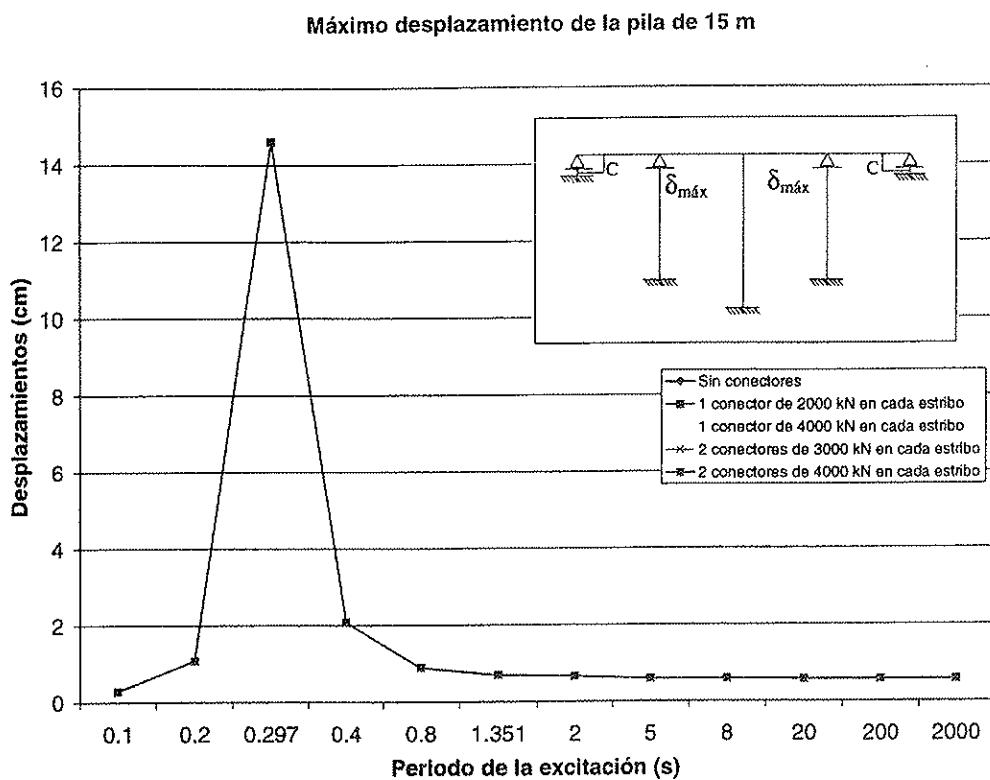


Figura 16. Máximo desplazamiento de las pilas de 15 m.

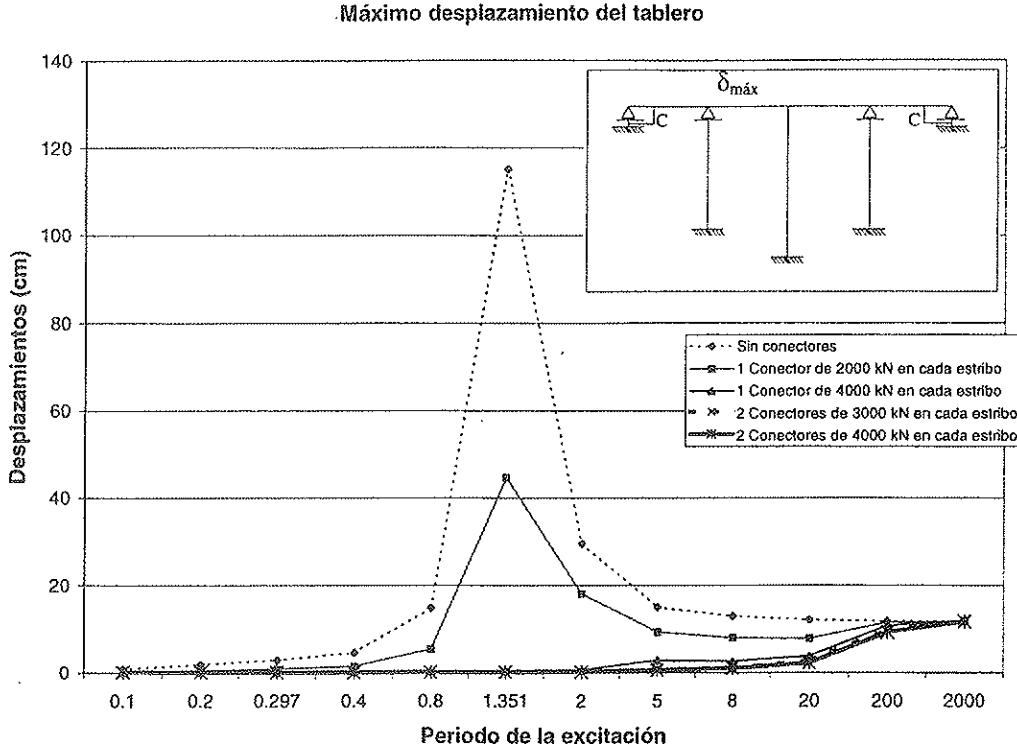


Figura 17. Máximo desplazamiento del tablero.

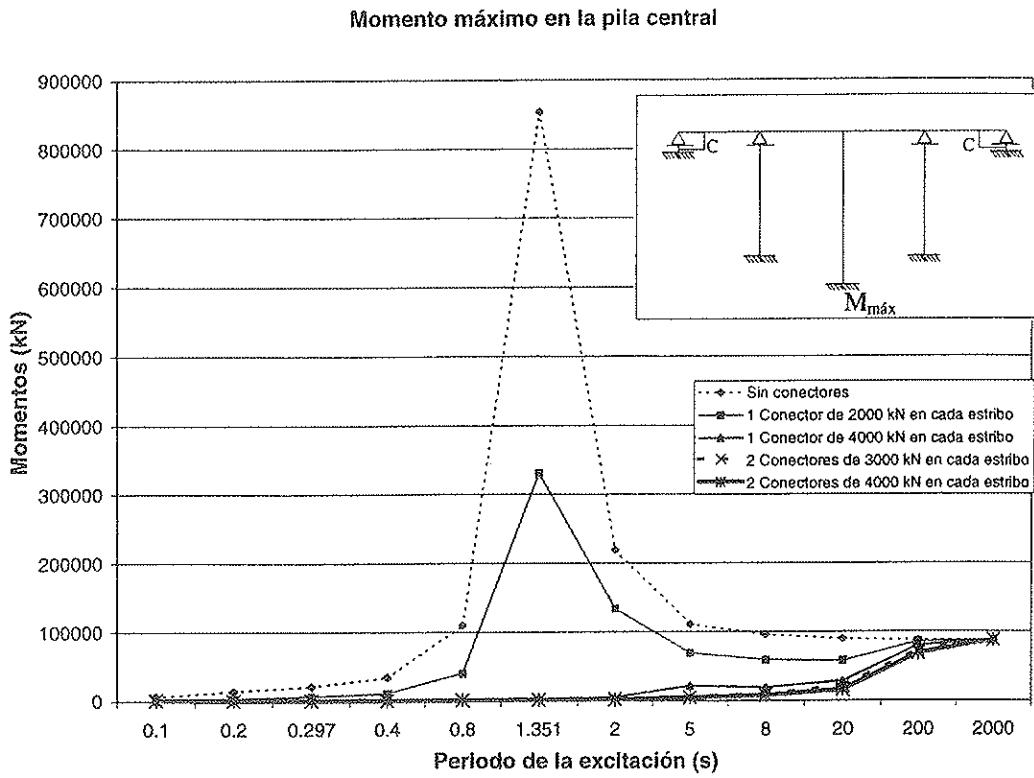


Figura 18. Momento máximo en la base de la pila central.

plazamientos en la cabeza de la pila, lo cual hace disminuir los momentos en su base. Sin embargo, el aumento de la capacidad del conector también introduce una fuerza mayor en la cabeza de la pila, que multiplicada por la altura de la pila, produce momentos cada vez mayores en su base. Debe buscarse, por tanto, un valor óptimo de la capacidad del conector que haga mínimos los momentos en la base de la pila.

Un último ejemplo que queremos mostrar es el caso en que el punto fijo del puente se sitúe en un estribo y no en la pila central. La Figura 22 muestra los desplazamientos máximos del tablero cuando el puente tienen un estribo empotrado al tablero y el resto de pilas y estribos es libre, en los casos en que el estribo libre tenga conector o no. El hecho de colocar conector reduce los desplazamientos, pero además, si se com-

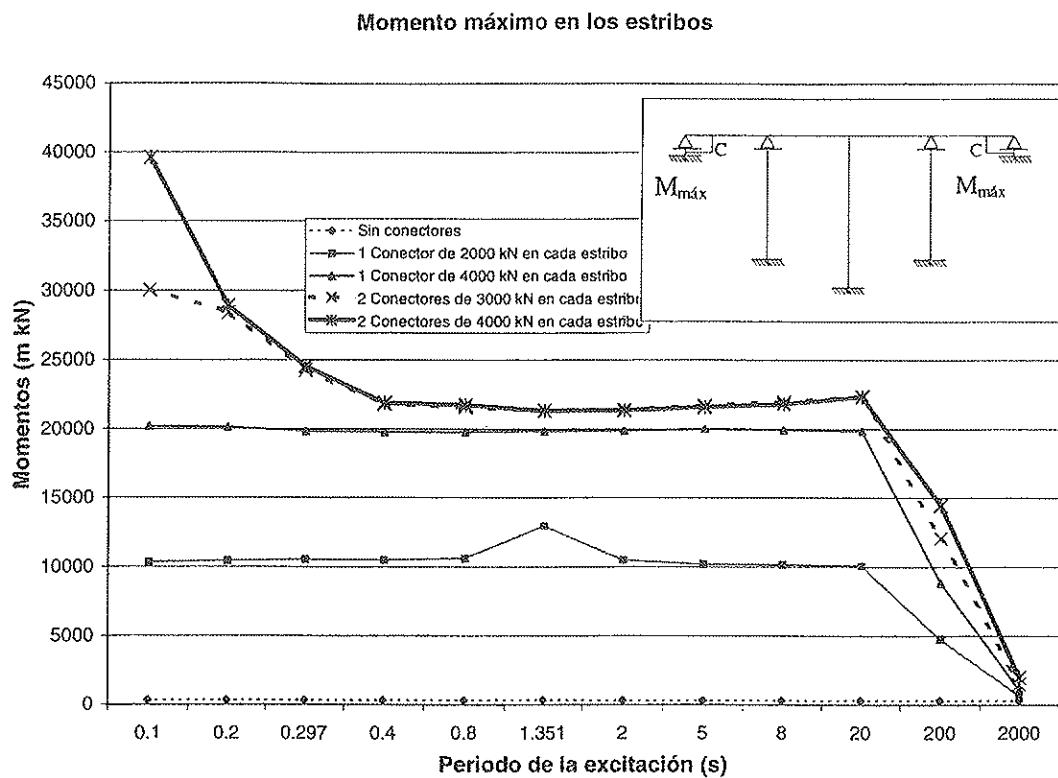


Figura 19. Momento máximo en la base de los estribos.

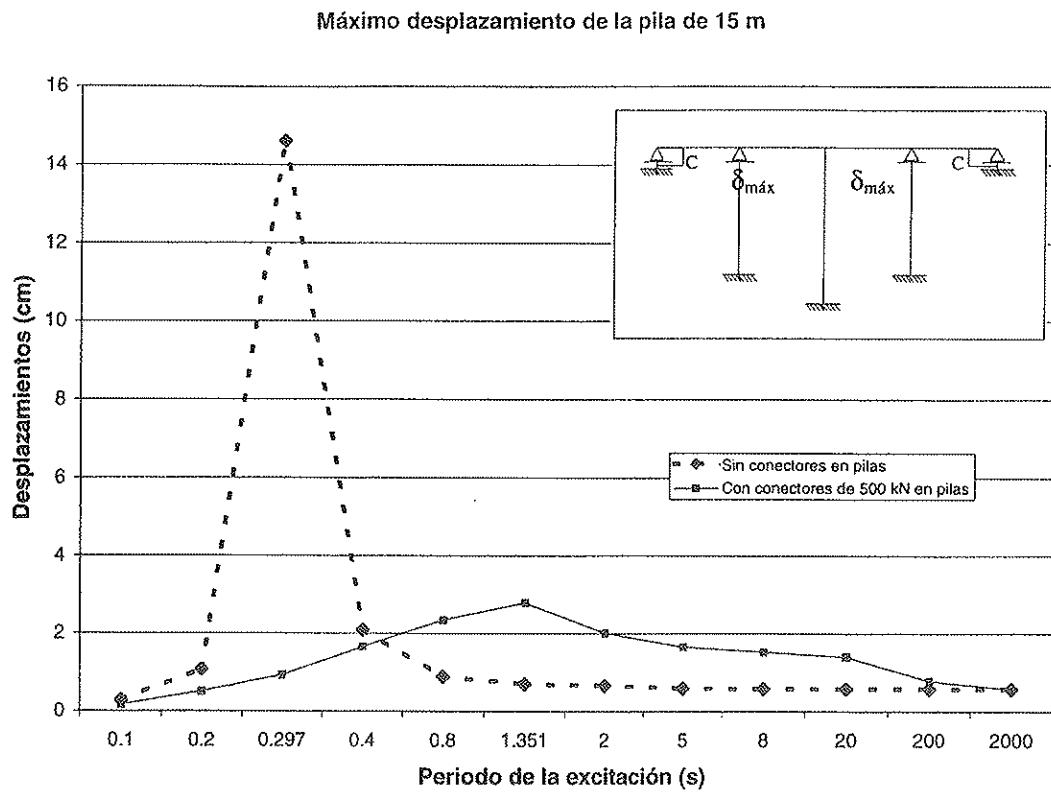


Figura 20. Desplazamiento máximo de la pila de 15 m.

para esta gráfica con la de la Figura 17, en la que el punto fijo se sitúa en la pila central, se observa que la respuesta de la estructura es bastante menor cuando uno de los estribos está empotrado.

6. CONCLUSIONES

El análisis de un puente tipo viga continua con aparatos de neopreno zunchado en todos sus apoyos, y excitado con una

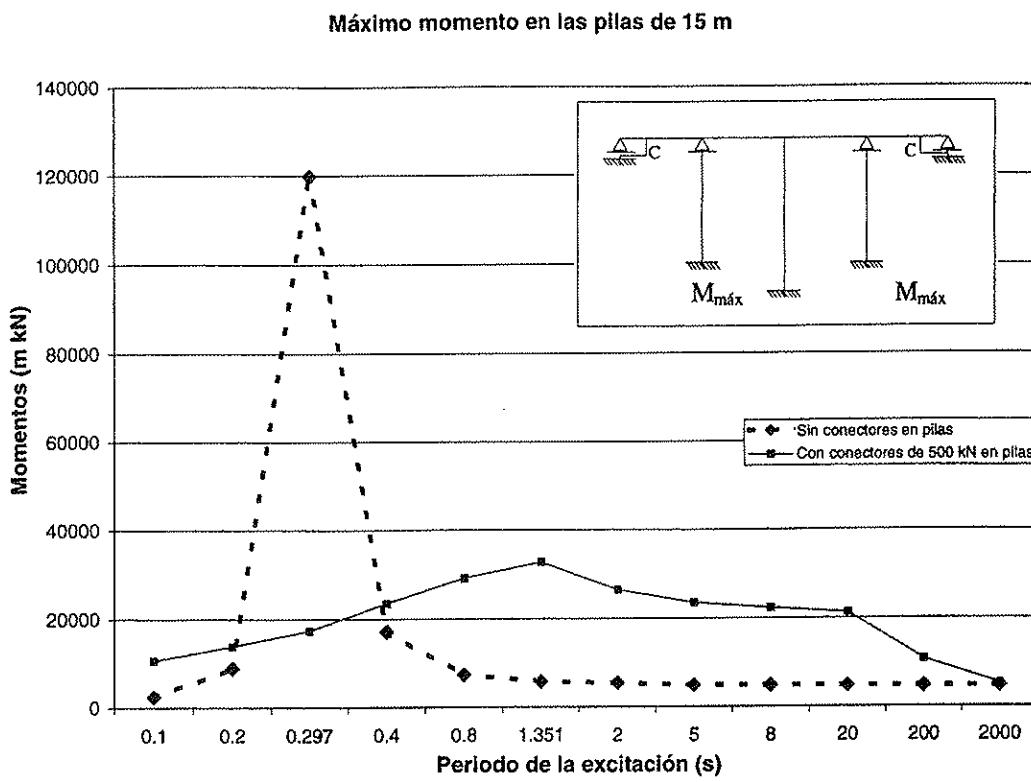


Figura 21. Momento máximo en la base de las pilas de 15 m.

aceleración sinusoidal de amplitud máxima igual a la máxima aceleración sísmica básica esperada en España, ha permitido extraer las siguientes conclusiones:

– Cuando el puente se encuentra desprovisto de aparatos antisísmicos, los aparatos de apoyo de neopreno zunchado, diseñados en condiciones de servicio, resultan insuficientes

para resistir el efecto del terremoto, puesto que los desplazamientos que se producen son muy superiores a los admisibles por tales aparatos de apoyo.

– La introducción de amortiguadores en los estribos reduce considerablemente los desplazamientos, tanto más cuanto mayor es la capacidad del amortiguador.

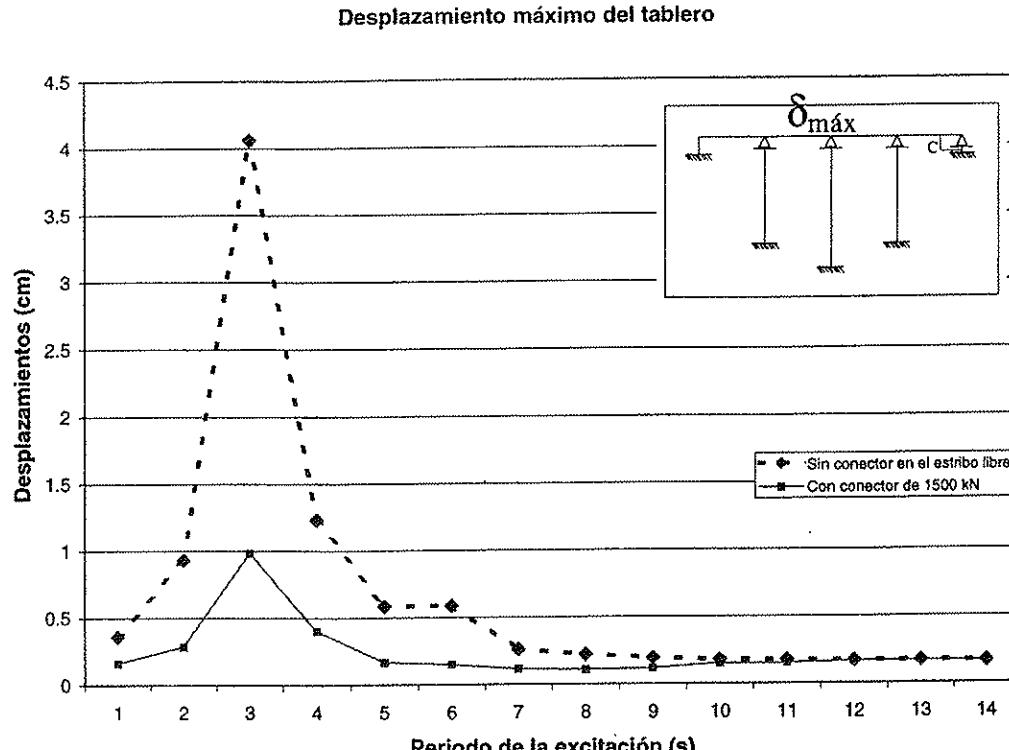


Figura 22. Desplazamiento máximo del tablero.



- Cuando la suma de las capacidades de los amortiguadores colocados en los estribos es cercana a la fuerza estática equivalente, los amortiguadores liberan de esfuerzos a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado y prácticamente la totalidad de la fuerza es resistida por los estribos. En este caso no se produce amplificación dinámica. En cambio, cuando se colocan amortiguadores de menor capacidad, éstos no pueden transmitir a los estribos toda la fuerza, que se reparte, por tanto, en los apoyos, produciéndose además su amplificación, tanto más acusada cuanto menor es la capacidad de los amortiguadores.
- Los esfuerzos axiles crecen con la capacidad de los amortiguadores colocados, lo cual no representa ningún problema, debido a la gran rigidez a axil de la sección.
- Los desplazamientos se controlan mejor con un “damper” en cada estribo que con un “damper” de doble capacidad tan solo en un estribo.
- El uso de conectores sísmicos produce resultados muy parecidos a los obtenidos con amortiguadores cuando se supera el rango lineal. Sin embargo, si la capacidad de los conectores es suficientemente grande y se consigue que éstos trabajen en el régimen lineal, los desplazamientos que se producen son mucho más pequeños que los amortiguadores de igual capacidad. Esto ocurre, para excitaciones de pequeña y mediana magnitud, inferiores a las de proyecto.

Por todo ello, pueden extrapolarse las siguientes conclusiones para puentes tipo viga continua:

- En función de la sismicidad de la zona en la que se sitúe el puente, puede ser inseguro confiar la estabilidad del mismo a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado.
- La colocación de amortiguadores o conectores en los estribos, cuya suma de capacidades se aproxime a la fuerza estática equivalente o sea superior, libera a los aparatos de apoyo de neopreno zunchado de esfuerzos, los cuales son transmitidos a los estribos. La utilización de amortiguadores o conectores de capacidad inferior puede resultar insuficiente.
- El uso de amortiguadores o conectores de gran capacidad en este tipo de puentes, aunque introducen una fuerte reacción en el tablero, no incrementa significativamente las tensiones normales del tablero, al tener éstos una gran área.
- Si es necesario, en cambio, asegurar que los estribos sean capaces de resistir la fuerza transmitida por los dispositivos antisísmicos, con lo que deben ser los más rígidos posibles.

Del estudio efectuado de un puente de varios vanos con pilas altas situado en una zona de elevada sismicidad, se pueden extraer las siguiente conclusiones:

- Si no se colocan conectores, cuando el punto fijo del tablero se sitúa en un estribo, los desplazamientos son mucho más reducidos que cuando el punto fijo está en la pila central, de forma que resulta prohibitivo el diseño de un puente con la pila central fija, sin conectores en los estribos. Los aparatos de apoyo de neopreno zunchado resultan del todo insuficientes.

– El uso de conectores reduce el periodo fundamental de la estructura, ya que aumenta la rigidez de la misma.

– La colocación de conectores en los estribos disminuye en ambos casos los desplazamientos, sobre todo cuando la pila central es fija, puesto que en ese caso los movimientos ya no están controlados por el desplazamiento absoluto de la pila central, sino por los desplazamientos relativos entre tableros y estribos.

– Los momentos añadidos a los estribos por la colocación de conectores pueden ser resistidos con estribos muy rígidos. Sin embargo, si se usan conectores en las pilas, debe limitarse su capacidad según la altura de la pila, puesto que al introducir el conector una fuerza en la cabeza de la pila, le está llegando a su base un gran momento.

– Si no se colocan aparatos de neopreno zunchado entre las pilas y el tablero, los desplazamientos de las pilas son libres y alcanzan valores muy altos en resonancia. La introducción de conectores consigue el arrastre de las pilas con el tablero, reduciéndose enormemente los desplazamientos.

– Como se ha dicho, la capacidad máxima del conector a colocar entre las pilas y el tablero depende del momento que sea capaz de soportar la base de las pilas. En este sentido, interesa que las pilas sean muy rígidas, para poder colocar un conector de gran capacidad y conseguir que el tablero arrastre las pilas y limite su movimiento. Además de la reducción de desplazamientos que se consigue al colocar conectores de mayor capacidad, el aumento de la rigidez de las pilas también ayuda a disminuir estos desplazamientos.

– Si se opta por un diseño de pilas rígidas, es muy importante en este caso que no haya conexión entre pila y tablero en servicio, para no someter a la pila a movimientos impuestos, que generarían grandes momentos debido a su gran rigidez. Por eso los conectores son muy adecuados, ya que mantienen libre a la pila en servicio y la conectan al tablero cuando actúa un sismo.

Las fuerzas de frenado son acciones que se aplican de forma muy rápida y, por tanto, son fuerzas dinámicas. Podemos, de esta forma, concluir que los aparatos antisísmicos ayudan igualmente a resistir los esfuerzos de frenado, sobre todo en puentes de gran longitud, donde la fuerza de frenado de cálculo es muy grande.

7. REFERENCIAS

[1] Mari, Antonio(1995), Efectos sísmicos en puentes: el terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994. *Ingeniería Civil*, 100, 46-58.

[2] Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera (IAP) (1998), Ministerio de Fomento, Madrid, España.

[3] Kim, J.-M., Feng, M. Q. y Shinozuka, M. Energy dissipating restrainers for highway bridges, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, 65-69



- [4] Barbat, Alex H. y Miquel Canet, Juan (1994), *Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador* CIMNE, Barcelona.
- [5] Clough R. W. and Penzien, J (1993) *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, London.
- [6] Paz,Mario (1992), *Dinámica estructural*. Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [7] De Justo, José Luis y Carrasco, Raúl. Determinación de una función espectral para el espectro de respuesta. *Ingeniería Civil*, 114, 125-130.
- [8] Martín, Antonio Jesús, Filosofía y principales caracte-
rísticas de la nueva norma de construcción sismorresistente NCSE-94, *Ingeniería Civil*, 100, 107-113.
- [9] Montáns, Francisco J. Y Alarcón, E. (1995), Métodos simplificados para la respuesta sísmica, no lineal, de puentes. *Ingeniería Civil*, 100,117-128.
- [10] Pritchard, Brian (1992), *Bridge design for economy and durability*. Published by Thomas Telford Services Ltd, London.
- [11] Transpec (1998), *Protección sísmica positiva*. Lyon.
- [12] Medeot, Renzo y Villamonte, Luis (1999), *El principio de energía como ayuda al diseño de estructuras en zona sísmica y los dispositivos necesarios*. I Congreso de Puentes y Estructuras, Sevilla, 15-18 de noviembre de 1999.