

### Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada

J.C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller  
*Universidad Politécnica de Cataluña*

#### Resumen

*En el proyecto sismorresistente de edificios es necesario conocer previamente el valor de la ductilidad que éstos podrán llegar a alcanzar al ser sometidos a movimientos sísmicos fuertes. La estimación de estos valores de ductilidad se realiza generalmente bajo criterio de expertos o de la observación de la respuesta que los edificios han tenido ante determinados eventos sísmicos. Sin embargo, el problema se ha centrado en la respuesta de edificios con respuesta dúctil, como son los edificios porticados resistentes a momentos, sin que existan muchos datos que avalen la respuesta de los edificios de ductilidad limitada, entre los que se encuentran los edificios porticados con vigas planas y los edificios con forjados reticulares. En este estudio se presentan los resultados de la respuesta no lineal de edificios de ductilidad limitada, proyectados conforme a los requisitos de la instrucción EHE y la norma NCSE-02, se calculan los valores de ductilidad a partir de los resultados del análisis estático no lineal, que permiten verificar los valores de los factores de reducción aplicados en la determinación de las fuerzas sísmicas, y valores de reserva de resistencia. De manera adicional, se estudia la respuesta de los edificios, proyectados con aceros de diferentes ductilidades y tensión de plastificación. Finalmente, se comparan las respuestas de los edificios de ductilidad limitada con la respuesta de un edificio porticado, verificando el cumplimiento de las hipótesis asumidas durante el proceso de análisis elástico de las mismas.*

#### Summary

*In the seismic resistant design of buildings, it is necessary to know "a priori" the value of the ductility that these will be able to reach when they are affected by strong seismic movements. The estimation of these values of ductility is made generally using expert's opinion, or the actual response that the buildings have had before during certain seismic events. Nevertheless, the problem has been generally centred on the response of buildings with ductile behaviour, like framed buildings, moreover there are not enough data available on the response of buildings with restricted ductility, among which are the framed buildings with flat beams and the buildings with waffle slabs. In this study, nonlinear behaviour of buildings of restricted ductility is examined. These buildings are projected according to the requirements of the EHE instruction and the NCSE-02 code. The*



*Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada*

*values of ductility are calculated starting from the results of the nonlinear static analysis of the building, what allows to verify the values of the reduction factors applied in the determination of the seismic forces and values of structural overstrength. Additionally, the response of the buildings, designed with steel of different ductilities and yield stress are studied. Finally, the responses of the buildings with restricted ductility are compared with the response of a framed building.*

## 1. INTRODUCCIÓN

Para explicar mejor las implicaciones que tiene la tipología y el proyecto de las estructuras en la respuesta global de estas, se estudian en este capítulo tres edificios con características diferentes. Los dos primeros edificios, uno con vigas planas y el otro con forjados reticulares, se pueden clasificar como edificios de ductilidad limitada, puesto que se proyectan con factores de reducción bajos y se espera que su respuesta no lineal muestre un valor de ductilidad estructural reducido. El tercer edificio es porticado y con vigas de canto y sus valores de ductilidad se ubican entre intermedios y altos.

## 2. DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ESTUDIO

### 2.1 Edificio con forjados reticulares

El primer edificio de hormigón armado que se analiza tiene la estructura formada por pilares y forjados reticulares con nervios orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares.

Debe mencionarse que dichas líneas no forman ejes rectos puesto que algunos pilares se encuentran desplazados, constituyendo líneas resistentes no alineadas ni ortogonales entre sí, tal como puede verse en las Figura 1.

El edificio tiene tres niveles, el primero de los cuales tiene una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Esta configuración corresponde al caso usual de los edificios que se proyectan para albergar locales comerciales en la planta baja que, por tanto, requiere una mayor altura. El número de vanos es de cuatro en la dirección paralela al eje  $x$  y de tres en la dirección paralela al eje  $y$ . Algunos pilares están desviados 1,0 m en dirección  $x$  e  $y$ , tal como puede verse en la Figura 1.

Este hecho se ha previsto para estudiar el efecto de los pilares que no forman líneas resistentes. Como consecuencia se tiene el inconveniente de no poder definir como



J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

unidad estructural básica los pórticos, tal como se hace con el resto de edificios analizados. En la Figura 2 se muestra un pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares. El sistema de forjados es de tipo bidireccional, con nervios ortogonales entre sí. El canto total de los forjados es de 30 cm.

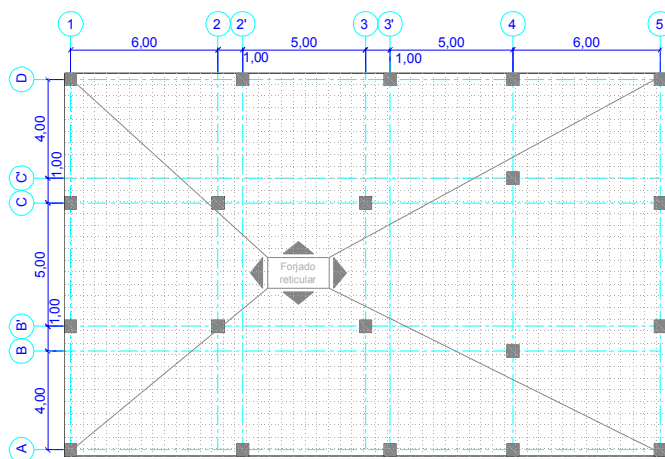


Figura 1. Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

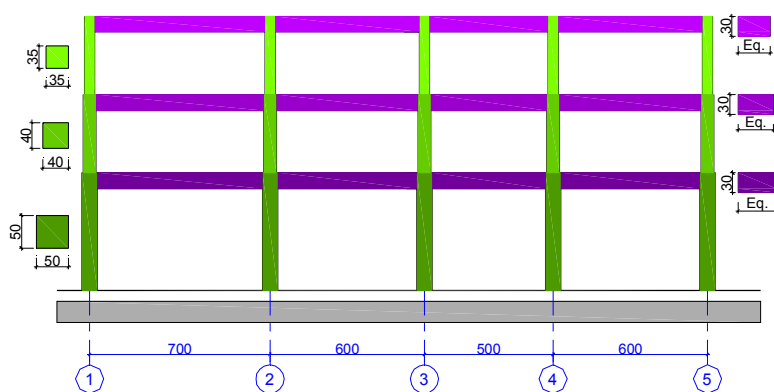


Figura 2. Pórtico equivalente del edificio con forjados reticulares.

El predimensionamiento de los pilares se ha efectuado aplicando inicialmente sólo las cargas de gravedad distribuidas sobre los forjados, considerando la simplificación de áreas contribuyentes. De esta forma, las cargas puntuales se distribuyen a los pilares, evitando que las mismas superen el criterio preestablecido del 30% de la resistencia del área bruta del hormigón.



*Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada*

## 2.2 Edificio con vigas planas

La tipología seleccionada para este segundo ejemplo es la de un edificio porticado formada por pilares y vigas planas, con un sistemas de forjados unidireccionales que se apoyan sobre estas últimas (véase las Figura 3). Las vigas planas se utilizan tanto en la dirección que recibe las viguetas del forjado unidireccional como en la dirección que no los recibe y que, de ahora en adelante se denominará dirección de arriostramiento

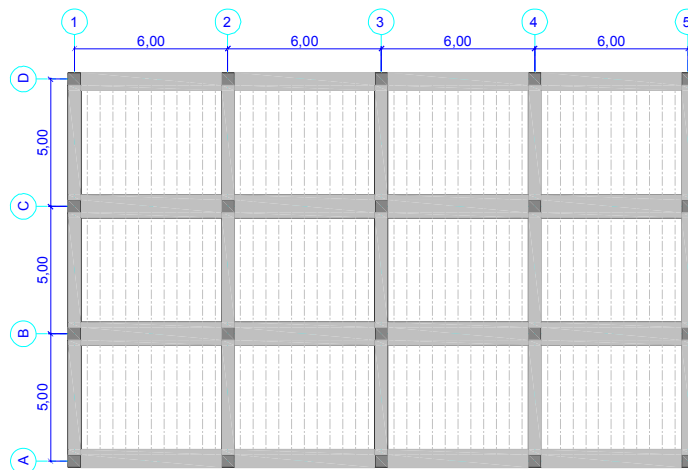


Figura 3. Planta típica del edificio con vigas planas (igual en todos los niveles).

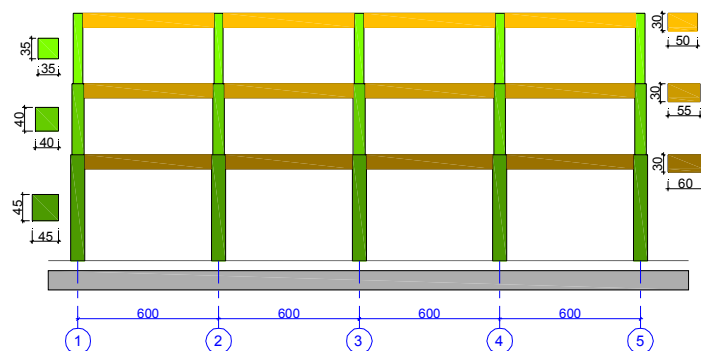


Figura 4. Pórtico del edificio con vigas planas.

El edificio tiene dimensiones en planta similares a las del edificio con forjados reticulares, pero los pilares se han alineado con lo que se definen líneas resistentes de pórticos ortogonales entre sí, tal como puede verse en la Figura 3. Se mantienen las consideraciones de planta baja débil por su mayor altura, con el resto de los



J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

niveles conservando la misma altura y los mismos números de vanos en ambas direcciones. En la Figura 4 se muestra el alzado típico de uno de los pórticos que forman este edificio.

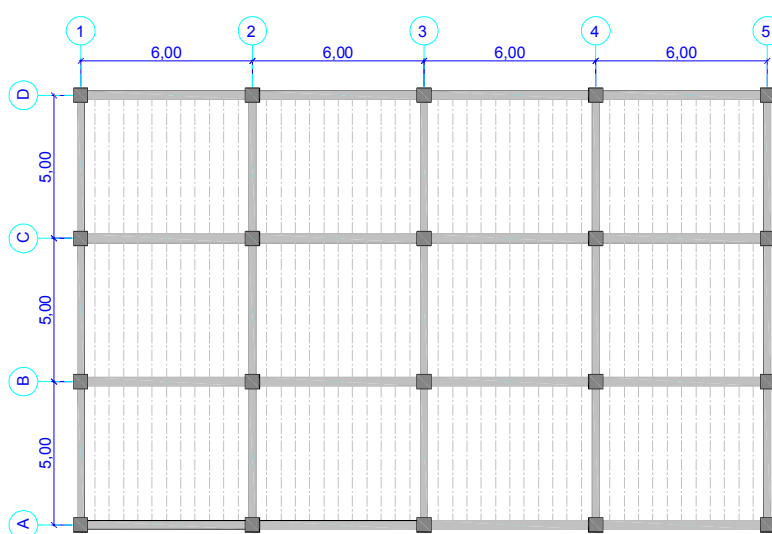


Figura 5. Planta típica del edificio de pórticos resistentes a momentos (igual en todos los niveles).

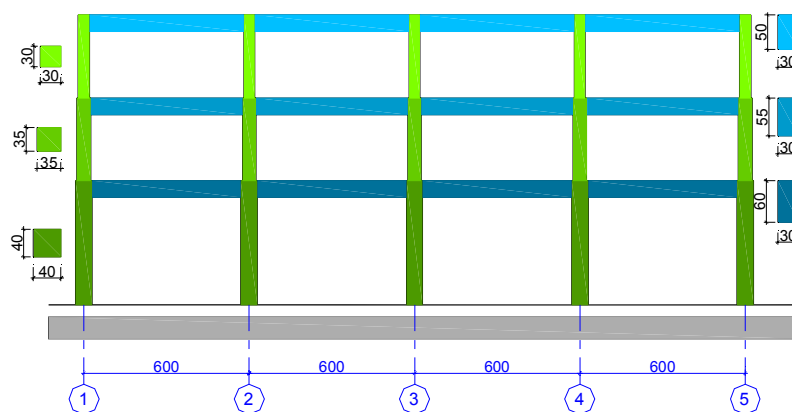


Figura 6. Pórtico típico del edificio con pórticos resistentes a momentos.

## 2.3 Edificio de pórticos resistentes a momentos

Este edificio tiene características geométricas similares a las del edificio de vigas planas que se muestra en las Figura 5. La diferencia se encuentra en que las vigas



## *Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada*

son de canto, con la dimensión mayor orientada verticalmente. El sistema de forjado es del tipo unidireccional.

Los criterios de predimensionamiento se mantienen. Se añade el criterio de obtener las dimensiones a partir del predimensionamiento sísmico, incrementando únicamente las dimensiones de los pilares para proyectar la estructura de acuerdo con el criterio de pilares fuertes y vigas débiles.

La planta del edificio es regular, cuenta con ejes bien definidos y alineados, formando pórticos resistentes en las direcciones  $x$  e  $y$ , tal como se muestra en la Figura 5. En la Figura 6 se muestra un alzado de un pórtico típico del edificio.

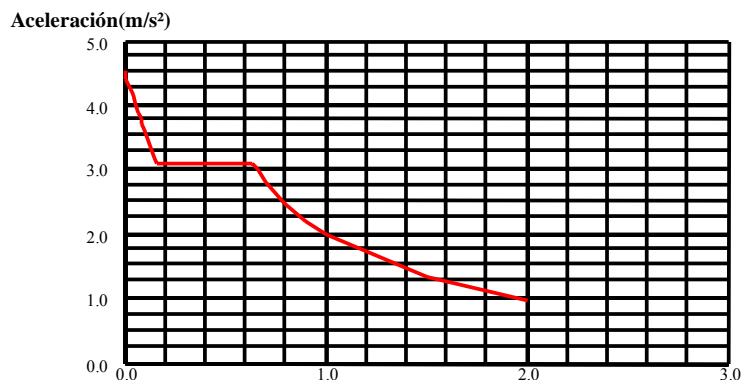


Figura 7. Espectro inelástico obtenido de acuerdo con la norma NCSE-02.

Efectuando el análisis modal se han determinado las fuerzas sísmicas de cálculo a aplicar en los nudos de los pórticos del edificio. Para ello se utiliza el espectro de inelástico que puede verse en la Figura 7 que se calcula de manera simplificada reduciendo el espectro de proyecto elástico por un factor correspondiente a la ductilidad y al amortiguamiento. Dicho espectro inelástico es el mismo que ha sido utilizado en el cálculo de las fuerzas sísmicas del edificio con forjados reticulares. Posteriormente, se han calculado las fuerzas sísmicas máximas probables mediante la aplicación del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).

### 2.4 Análisis no lineal

El análisis no lineal tiene como principal objetivo el de hacer una evaluación más ajustada a la realidad de la respuesta de los edificios proyectados de acuerdo con el método de cálculo lineal elástico previsto en la norma NCSE-02. De esta manera se podrá ilustrar, por una parte, la manera en que el proyecto sismorresistente mejora la capacidad dúctil de las estructuras y, por otra, de qué manera la respuesta no lineal cuestiona ciertas simplificaciones que se efectúan en el análisis elástico. Se



J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

debe mencionar también que dichas simplificaciones no siempre tienen un significado del todo claro para el proyectista de estructuras.

### *2.4.1 Procedimiento de cálculo*

Para evaluar la respuesta de las tres estructuras proyectadas se aplica un procedimiento de cálculo estático no lineal, habitualmente conocida como *pushover analysis*. Dicho procedimiento consiste en someter la estructura a un patrón de fuerzas laterales, representativas de la acción sísmica, distribuidas en altura de acuerdo a diferentes criterios, e incrementarlas hasta que se produce el colapso estructural.

Entre los criterios mencionados el más popular es el criterio de distribución de acuerdo con la forma del primer modo de vibración, debido a que representa de forma bastante correcta la respuesta de las estructuras regulares en planta y elevación. Las fuerzas laterales se incrementan progresivamente, desde el valor nulo, pasando por las que producen el cambio del comportamiento elástico de la estructura en plástico, hasta alcanzar el valor del desplome último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga, por pequeño que este sea, y su colapso es inminente.

Antes de aplicar las cargas laterales representativas de la acción sísmica, la estructura es sometida a la acción de las cargas de gravedad, de acuerdo con las combinaciones aplicadas en el análisis elástico. El método descrito de cálculo no lineal estático no permite considerar los efectos torsionales.

### *Modelización de los edificios*

Los resultados se han calculado mediante los modelos 2D de los edificios descritos anteriormente, definiéndose pórticos representativos para cada uno de los modelos estructurales analizados. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha decidido modelizar uno de los pórticos exteriores de este edificio, ya que el resto de los elementos no constituyen un sistema estructural que se pueda modelizar como plana en sentido estricto.

Respecto al análisis no lineal, se ha utilizado un programa de elementos finitos que permite modelizar el hormigón armado como un material compuesto y se ha aplicado la teoría de mezclas. En la Figura 8 se muestra una discretización típica de los pórticos, cuyos elementos tienen longitudes variables que dependen de las zonas de pilares y de vigas con un mayor confinamiento. Las zonas de confinamiento se han proyectado de acuerdo con las dimensiones generales de los elementos estructurales, de los diámetros del acero longitudinal y de las luces de los vanos o de las alturas de los pisos.



### Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada

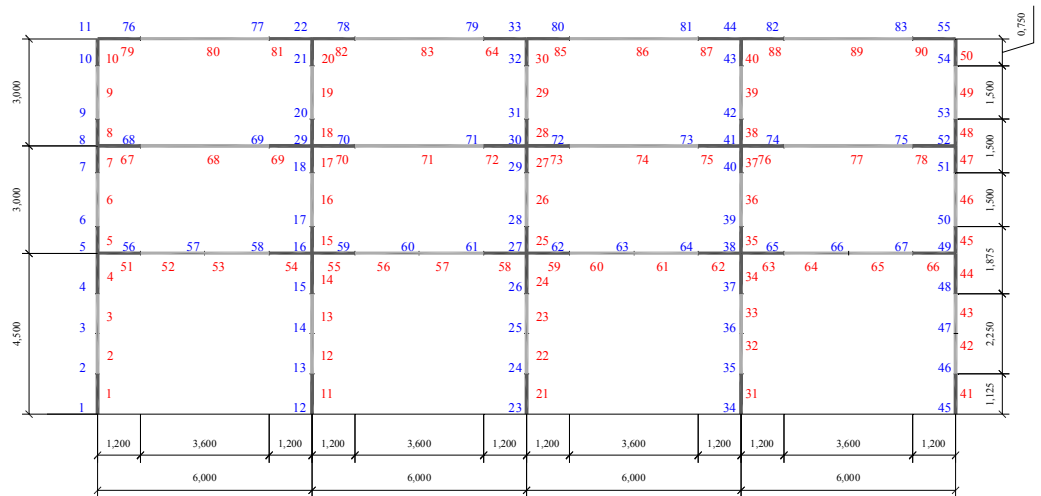


Figura 8. Discretización típica de los pórticos analizados.

#### 2.4.2 Respuesta no lineal del edificio con forjados reticulares

Cabe destacar que para el cálculo de la respuesta no lineal de este tipo de edificio no abundan las orientaciones en la literatura especializada, dada la naturaleza especial del sistema estructural. En este caso se ha adoptado un modelo mecánico similar al de *pórtico equivalente* sugerido en la Norma ACI-318 del año 2005.

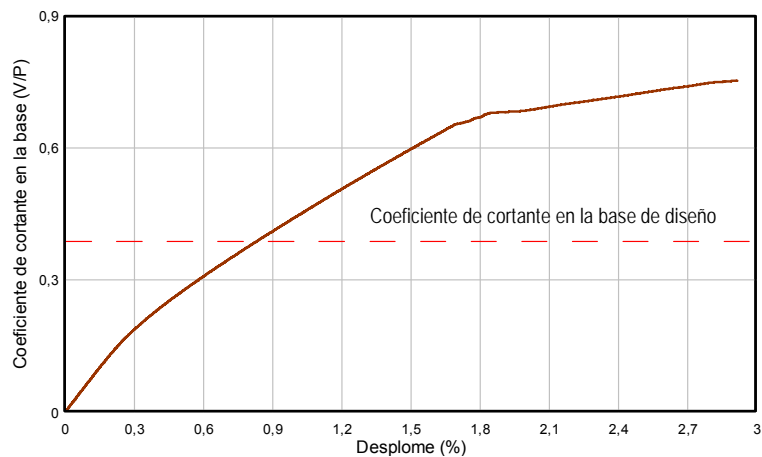


Figura 9. Curva de capacidad de un pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

Este tipo de estructuras se proyecta para un nivel de ductilidad muy bajo en comparación con el permitido para otros sistemas estructurales como, por ejemplo,





J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

el porticado. En la Figura 9 se muestra la curva de capacidad calculada para este edificio. A partir de ésta se obtiene la expresión idealizada bilineal de la Figura 10, que tiene un segmento representativo del comportamiento elástico que va desde el origen hasta el valor que corresponde al 75% del cortante máximo en la base.

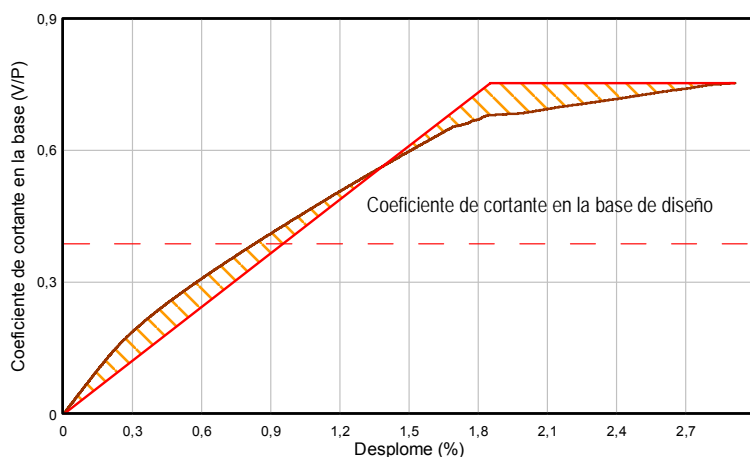


Figura 10. Idealización bilineal de la curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con forjados reticulares.

Para obtener la segunda recta, ha sido necesario encontrar la intersección de este segmento con uno horizontal, correspondiente al valor máximo del cortante en la base. Mediante este procedimiento se logra garantizar que la energía disipada por el sistema real y el ideal sean iguales, tal como puede verse en la Figura 10.

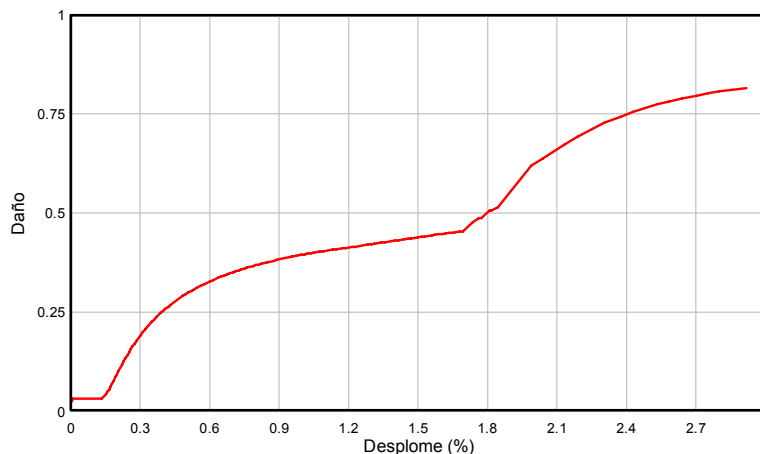


Figura 11. Evolución del índice de daño global en el pórtico.



### *Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada*

Se observa que la ductilidad obtenida para este tipo de estructuras es muy baja, incluso inferior a la contemplada en las norma española NCSE-02 para este tipo de estructuras, que es igual a 2. En este caso en particular, el valor obtenido para la ductilidad es de 1,57.

En la Figura 11 se muestra la evolución del índice de daño sísmico que cuantifica la pérdida de rigidez del conjunto de elementos estructurales encargados de resistir la carga o conjunto de cargas que conducen al fallo de la estructura.

Dicho índice permite correlacionar el daño con los desplomes para poder delimitar, a partir de un criterio numérico objetivo, los umbrales que definen los estados límite. Este criterio puede facilitar la toma de decisiones sobre la conveniencia o no de reparar una estructura dañada por un terremoto.

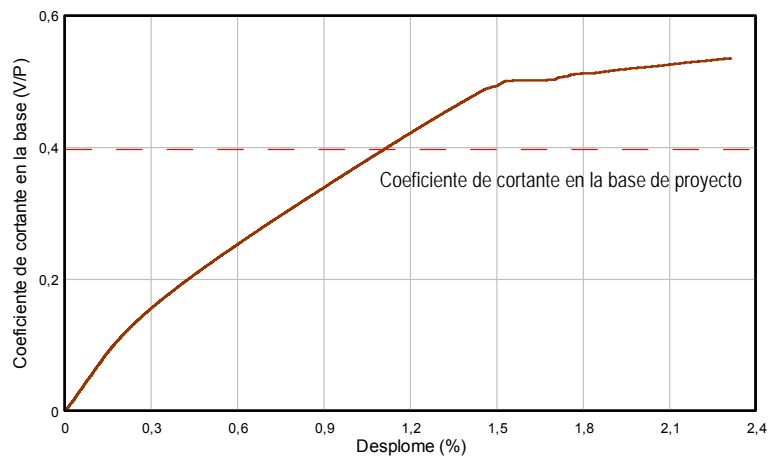


Figura 12. Curva de capacidad del pórtico externo del edificio con vigas planas.

La respuesta poco dúctil del edificio con forjados reticulares puede atribuirse a la aparición de rótulas plásticas en los puntos de transición entre los ábacos y los nervios del forjado del primer nivel.

Debe recordarse que, al estar los elementos de los forjados sometidos a flexión inducida por cargas de gravedad, además de la debida a las fuerzas sísmicas de cálculo, las zonas que requieren un especial armado son las próximas a los nudos y a las del centro del vano, en donde frecuentemente se producen los mayores momentos.

Es notable que resulte complicado poder llevar a cabo un eficiente confinamiento en la zona central de los forjados, lo que en cierto sentido explica su posible mecanismo fallo en el caso sísmico y, por ende, el bajo nivel de ductilidad de la estructura.



J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

### 2.4.3 Respuesta no lineal del edificio con vigas planas

Los edificios cuyos pórticos tienen vigas planas reciben en la norma española NCSE-02 una consideración diferente a la del resto de los edificios porticados con vigas de canto, en lo que a ductilidad se refiere. Además, es notable la dificultad técnica de llevar a cabo las disposiciones normativas de armado para garantizar una respuesta dúctil de los elementos del pórtico. En la Figura 12 se muestra la respuesta global de la estructura hasta alcanzar el desplome último (desplome previo al colapso total) que, junto con el valor del desplome de plastificación, permite calcular el valor de la ductilidad de desplazamiento. La Figura 12 indica que el comportamiento se mantiene elástico hasta un valor relativamente bajo del coeficiente de cortante en la base (inferior a un valor de 0,10).

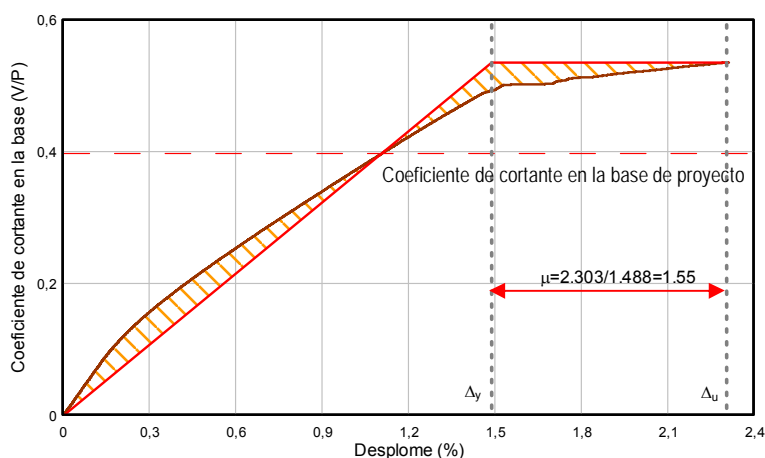


Figura 13. Curva de capacidad del pórtico externo del edificio con vigas planas.

Sin embargo, no es este valor el que se considera en el cálculo de la ductilidad, ya que se utiliza el valor de plastificación obtenido de la forma bilineal idealizada que se muestra en la Figura 13. En esta figura también puede verse el cálculo de la ductilidad del edificio a partir de la forma bilineal idealizada.

Tal como puede verse en la en la figura anterior, la ductilidad que se obtiene para el edificio con vigas planas es de 1,55 lo que, sin duda alguna, llama la atención debido a que el valor utilizado como factor de reducción de respuesta, de acuerdo con las recomendaciones normativas, es igual a 2. También resulta interesante comparar los valores del coeficiente de cortante en la base de diseño, representado en la Figura 13 por la línea interrumpida horizontal, con el coeficiente de cortante en la base de la curva de capacidad. La relación entre ambas ordenadas define la reserva de resistencia del edificio (concepto expuesto en el apartado 1.5.1) que, para efectos de proyecto, representa una especie de factor de seguridad. Si bien el



## *Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada*

anterior comentario parece ser una sugerencia a revisar los valores de la reducción de las acciones sísmicas, también es cierto que los resultados muestran que este edificio exhibe una alta reserva de resistencia. Finalmente, en la Figura 14 se muestra la evolución del índice de daño global del pórtico, en función del incremento del desplome que se produce al aplicar las cargas horizontales. Dicha evolución muestra que la rigidez del pórtico se degrada rápidamente, incluso para desplomes relativamente pequeños. Este hecho condiciona fuertemente la respuesta no dúctil de estos edificios.

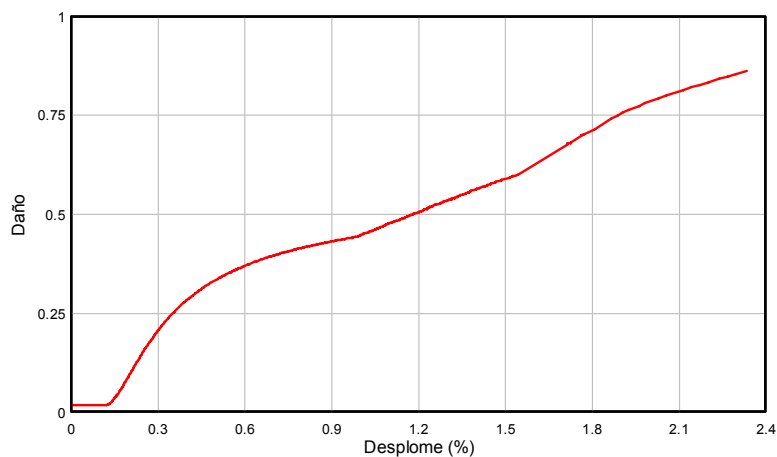


Figure 14. Evolución del índice de daño global en el pórtico.

La respuesta del edificio con vigas planas muestra que la estabilidad de la estructura depende del fallo de dichas vigas. Esta observación es importante a la hora de decidir entre la selección de un sistema con vigas de canto o uno con vigas planas, puesto que este último dispone de una ductilidad inferior a la de proyecto y, por ende, de un factor de reducción de respuesta  $R$  menor.

### *2.4.4 Respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos*

A continuación se muestran los resultados de la respuesta no lineal del edificio cuya estructura principal está constituida por pórticos resistentes a momento. Al igual que en los dos edificios anteriores, se ha analizado el pórtico externo del edificio de manera que sea posible comparar los resultados obtenidos en cada caso.

En la Figura 15 se muestra la curva de capacidad en la que se puede apreciar que este tipo de edificio es capaz de sostener una respuesta dúctil estable, evidenciada por alto valor del desplome último.



J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

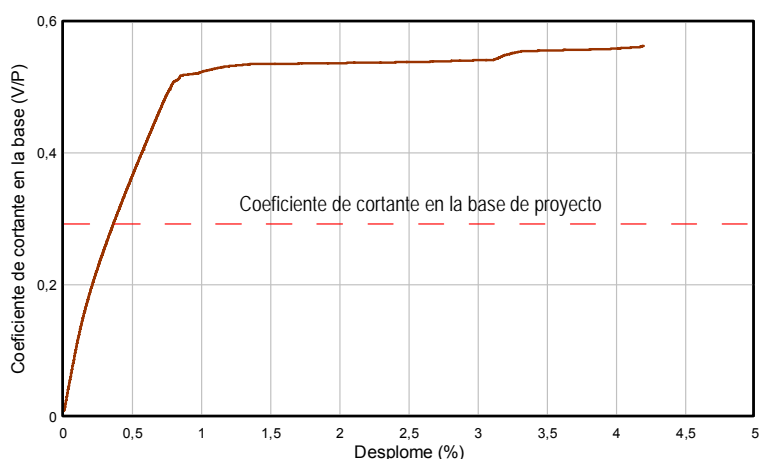


Figura 15. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio de pórticos resistentes a momentos.

De la curva bilineal idealizada de la Figura 16 se obtiene una ductilidad de 5,25, por encima del valor considerado en el proceso de proyecto sismorresistente de la estructura, que es de 4. Esto significa que los edificios con vigas de canto disponen de suficiente capacidad de respuesta dúctil ante la acción de fuerzas sísmicas, además de una adecuada reserva de resistencia.

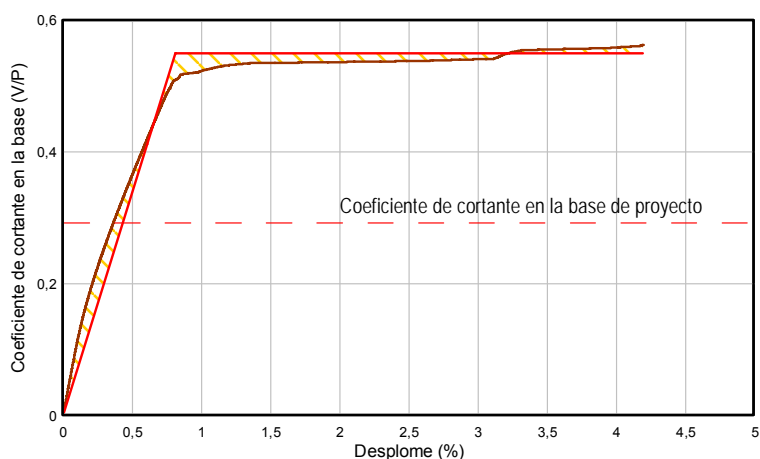


Figura 16. Curva de capacidad idealizada del pórtico externo del edificio con pórticos resistentes a momentos.

La respuesta no lineal del edificio con pórticos resistentes a momentos corresponde a la típica respuesta que exhiben los edificios bajos de hormigón armado, en los



## *Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada*

que el comportamiento general incluye la formación de rótulas plásticas en las bases de los pilares del primer nivel.

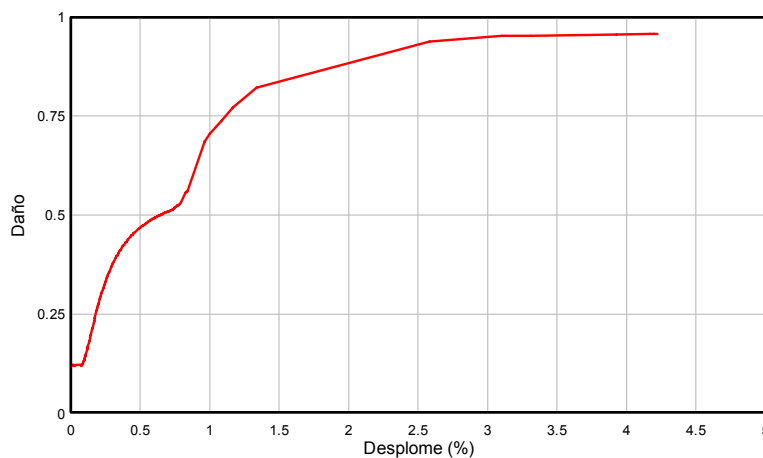


Figura 17. Evolución del índice de daño global en el pórtico.

Este comportamiento general se debe a que la propuesta de proyectar edificios con pilar fuerte-viga débil, no es fácil de llevar a la realidad, fundamentalmente por el predominio de las acciones de gravedad sobre las vigas, que requieren secciones que finalmente resultan mayores que en el caso de pilares.

### 3. COMPARACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL DE LOS TRES EDIFICIOS

Una vez obtenidos los resultados del análisis no lineal de los tres edificios, es provechoso destacar los aspectos generales que caracterizan la respuesta de cada tipología estructural. Para ello se han calculado y representado gráficamente las respuestas de los mencionados edificios en la Figura 18, en la que puede observarse que los tres alcanzan un cortante en la base superior al de diseño. Esto indica que los tres edificios satisfacen este objetivo inicial del proyecto, aunque es notoria la diferencia entre las reservas de resistencia de cada uno de ellos.

También se puede observar que los edificios porticados con vigas de canto son los que disponen de mayor capacidad dúctil y que ésta es varias veces superior a la de los edificios con vigas planas o con forjados reticulares. En resumen, los edificios porticados con vigas de canto son los únicos capaces de garantizar un comportamiento dúctil y tener, al mismo tiempo, una reserva de resistencia satisfactoria.



J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

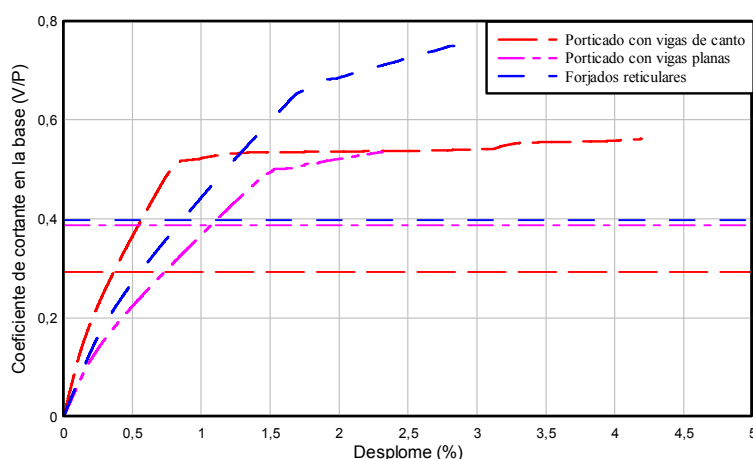


Figura 18. Comparación de la respuesta no lineal de los tres edificios analizados.

### 3.1 Mejoras al comportamiento sísmico de los edificios con ductilidad limitada

Al observar los resultados de la respuesta no lineal de los edificios de ductilidad limitada, cabe preguntarse si es posible que el proyectista pueda mejorar dichas respuestas adecuándolas a los valores mínimos de ductilidad prescritas en las norma sismorresistente NCSE-02. En este apartado estudian las posibles alternativas para mejorar el comportamiento sísmico de los edificios con forjados reticulares y con vigas planas y se comparan con el caso de los edificios con vigas de canto.

### 3.2 Mejoras al comportamiento del edificio con forjados reticulares

Para tratar de mejorar la respuesta de este edificio se aplican dos alternativas: la primera consiste en utilizar un acero con límite elástico menor; la segunda consiste en utilizar una estructura en la que en el sistema de forjados reticulares se introducen vigas de canto de dimensiones  $b=30$  cm y  $h=50$  cm que arriostren la estructura según líneas resistentes que unen la parte superior de los pilares. Dichas vigas cumplirán la función de resistir parte de los momentos y de limitar los desplomes de la estructura.

Con el propósito de estudiar la influencia del tipo de acero sobre la respuesta no lineal de los edificios con forjados reticulares, se han calculado sus respuestas no lineales para aceros dúctiles (SD) y no dúctiles (S) y para tensiones de plastificación de 400 y 500. En la Figura 19 se pueden observar estos resultados, mostrando que los pórticos armados con aceros dúctiles tienen una respuesta ligeramente más dúctil que en los casos en los que la armadura es de acero no



### Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada

dúctil. Es evidente que la respuesta global del edificio está dominada, en mayor medida, por la configuración general y la tipología estructural escogida.

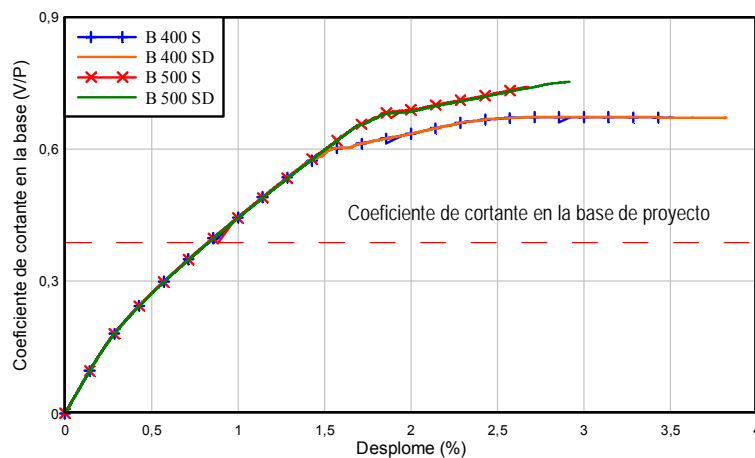


Figura 19. Curva de capacidad del edificio con forjados reticulares, armados con aceros de diferente ductilidad.

En cuanto a la alternativa de edificio con vigas de arriostramiento de canto, la curva de capacidad muestra un rasgo común al de los edificios porticados convencionales. Dicho rasgo es el de tener una mayor rigidez inicial, proporcionada por las vigas de canto.

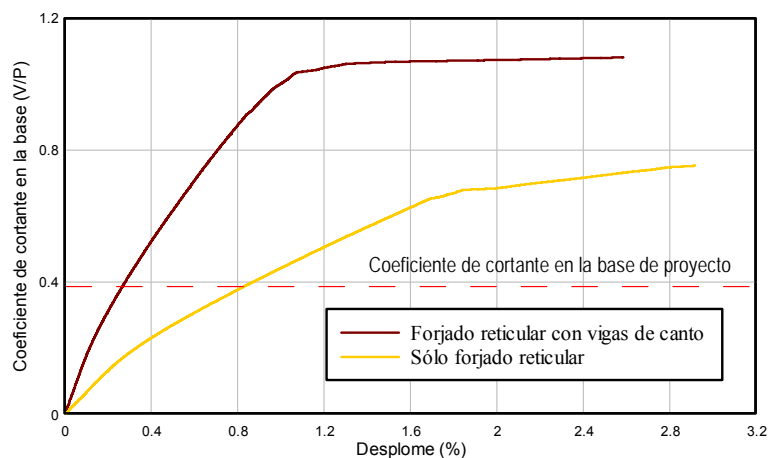


Figura 20. Curva de capacidad del edificio con forjados reticulares, con vigas de arriostramiento de canto.





J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

Sin embargo, la acción conjunta del forjado y de las vigas de arriostramiento hace que la estructura disponga de una considerable reserva de resistencia, es decir, que disponga de un coeficiente de cortante en la base que prácticamente triplica el coeficiente de cortante en la base correspondiente a las fuerzas sísmicas de proyecto (ver la Figura 20).

### 3.3 Mejoras al comportamiento del edificio con vigas planas

Una de las posibilidades consideradas para mejorar el comportamiento del edificio con vigas planas es la de reducir la tensión de plastificación del acero, escogiendo la correspondiente al acero tipo B 400 SD.

La otra variante consiste en la mejora del confinamiento, incrementando la resistencia del hormigón de las secciones confinadas. Finalmente, se considera en el diseño del edificio un factor de reducción de 4, propio de los edificios de ductilidad intermedia, según la norma EC-8.

En la Figura 21 se muestra la curva de capacidad correspondiente a una ductilidad de 4. Puede observarse que, a grandes rasgos, la respuesta muestra mayor ductilidad estructural que en el caso del diseño del edificio con un nivel de ductilidad bajo. Sin embargo el valor de esta ductilidad no alcanza el valor del factor de reducción de respuesta previsto en la norma NCSE-02.

Por tanto, si bien la respuesta del edificio es más dúctil, esta ductilidad no satisface los requisitos de proyecto. Tal como era de esperar, la curva de capacidad de esta estructura muestra una mayor reserva de resistencia global del edificio que en el caso correspondiente al edificio con ductilidad limitada.

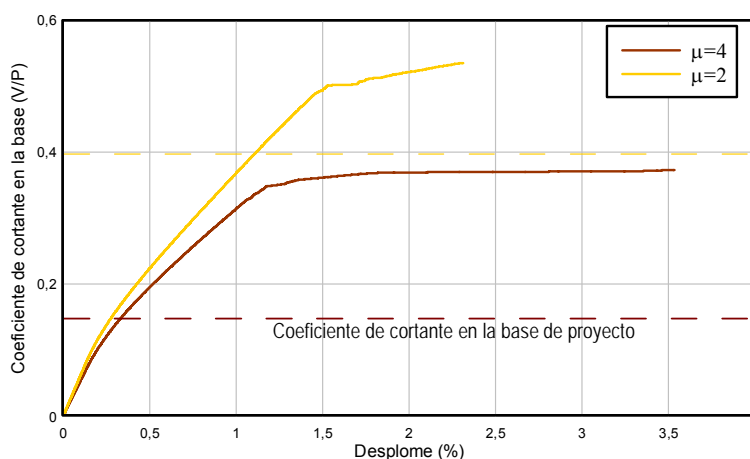


Figura 21. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas, proyectado para ductilidad de 4.



*Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada*

Es importante resaltar el caso de la respuesta no lineal del edificio con vigas planas, dado que es posible que dichas estructuras se proyecten como estructuras de ductilidad media ( $\mu$  entre 2 y 4), puesto que en el EC-8 existen restricciones en cuanto a la forma de las secciones de las vigas únicamente en el caso de las estructuras de ductilidad alta. La curva de capacidad obtenida (Figura 21) permite establecer que, a pesar de que el edificio se proyecta para un valor de ductilidad de 4, la respuesta no llega a alcanzar el valor de la ductilidad que se espera. En este caso el valor alcanzado es de 3,5.

Tabla 1. Comparación entre los tipos de estructuras que se pueden utilizar para proyectar edificios en zonas sísmicas.

Tipo de estructura		Ductilidad		
		Alta $\mu > 4$	Media $3 \leq \mu \leq 4$	Baja $\mu < 2$
EC-8	Porticada con vigas de canto	si	si	si
	Porticada con vigas planas	no	si (*)	si
	Con forjados reticulares	no	no	si
NCSE-02	Porticada con vigas de canto	no	si	si
	Porticada con vigas planas	no	no	si
	Con forjados reticulares	no	no	si

(\*) El EC-8 limita el ancho de las vigas para ductilidad media, según:  $bw \leq \min \{bc + hw ; 2bc\}$   
 Donde:  
 bw: ancho de la viga  
 hw: canto de la viga  
 bc: mayor dimensión de la sección transversal del pilar

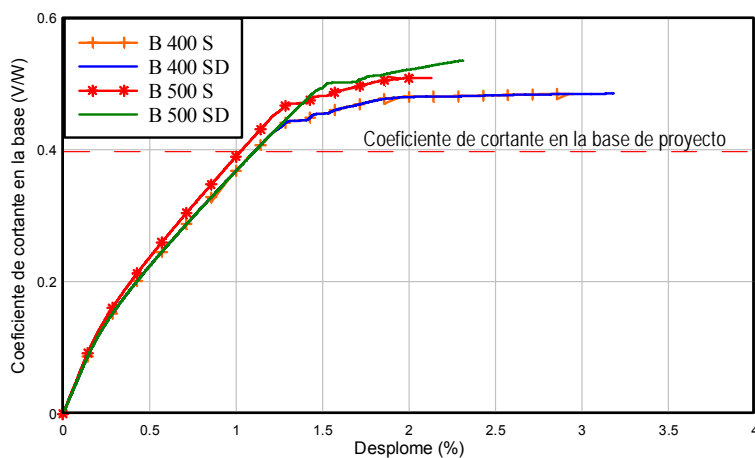


Figura 22. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas planas armado con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación.



J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

En la Tabla 1 se muestra el tratamiento que se da a los tres tipos de estructuras analizados en este capítulo en las normas NCSE-02 y EC-8. Se puede observar el caso de las estructuras porticadas con vigas planas, que no se recomiendan en la norma española NCSE-02 para ductilidad alta y que, sin embargo, son permitidas en la norma EC-8 para valores de ductilidad medios, pero con ciertas restricciones sobre el ancho de las vigas.

En este caso también se estudió el comportamiento del edificio con vigas planas para casos de armado con aceros con ductilidad diferente (tipo SD y tipo S) y con diferente tensión de plastificación (400 y 500). De nuevo, es posible observar que la capacidad dúctil del edificio es condicionada de forma decisiva por las características del tipo estructural escogido y que es menos sensible al tipo de acero utilizado (véase la Figura 22).

Finalmente, y con el objetivo de comparar estos resultados con los correspondientes a los edificios porticados con vigas de canto, se incluyen las curvas de capacidad de la Figura 23.

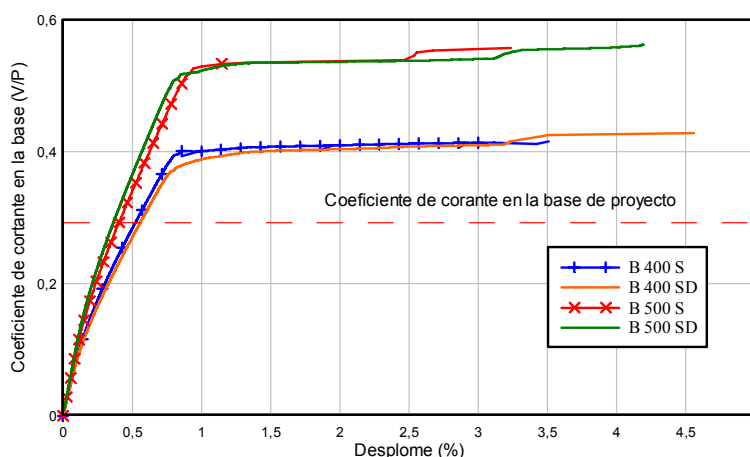


Figura 23. Curva de capacidad del pórtico exterior del edificio con vigas de canto armados con aceros de diferente ductilidad y tensión de plastificación.

## 4. CONCLUSIONES

En este trabajo se han podido corroborar algunos aspectos del proyecto sismorresistente de edificios de hormigón armado, analizando su respuesta obtenida mediante un análisis estático no lineal:



### *Respuesta no lineal de edificios de hormigón armado con ductilidad limitada*

- Los edificios con ductilidad limitada no alcanzan los valores de ductilidad para los que se proyectan, lo que significa que el proyecto para estados límite puede conducir a resultados poco seguros.
- Los edificios porticados con vigas de canto disponen de suficiente ductilidad y reserva de resistencia para garantizar que un comportamiento estable, incluso para ductilidades superiores a las de proyecto.
- Los edificios de ductilidad limitada tienen altas reservas de resistencia siempre y cuando, al ser sometidos a un terremoto, sean capaces de mantener la respuesta en el rango elástico.
- Se comprueba la máxima de que a mayor resistencia menor ductilidad. Los edificios proyectados con acero de mayor resistencia (B 500 SD), si bien disponen de mayor reserva de resistencia, son menos dúctiles que los edificios proyectados con acero B 400 SD.
- La ductilidad global de las estructuras depende esencialmente de la configuración y de la tipología estructural seleccionada y, en una menor medida, de las características del acero de refuerzo.
- Los edificios con forjados reticulares pueden mejorar su respuesta dúctil si se prevén vigas de canto que conecten entre sí, en las dos direcciones ortogonales, los extremos de los pilares de la misma planta. Esta mejora también se refleja en un incremento de la reserva de resistencia.
- La respuesta dúctil de los edificios con vigas planas no mejora sustancialmente si se mejora el confinamiento de sus elementos. En consecuencia, para garantizar su respuesta dúctil, un adecuado confinamiento es requisito necesario pero no suficiente, siendo también necesaria una adecuada configuración y un óptimo dimensionamiento de las secciones transversales. El buen confinamiento sólo es aprovechable en el caso de los edificios con configuración y tipología que permitan un comportamiento dúctil, tal como son los edificios porticados con vigas de canto.

### Referencias

1. ACI Comitee 318. (2005). Building code requirements for structural concrete ACI 318-05. Farmington Hills, Michigan.
2. Barbat, A. H., Oller, S. y Vielma, J.C. Cálculo y diseño sismorresistente de edificios. Aplicación de la norma NCSE-02. Monografía CIMNE IS-56, Monografías de ingeniería sísmica. Barcelona, 2005.
3. Barbat, A. H., Miquel, J. (1994). Estructuras sometidas a acciones sísmicas. Cálculo por ordenador. Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería. Barcelona.
4. Calvi, G. M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. Journal of Earthquake Engineering. Vol. 3, Nº 3, 411-438.
5. Chopra, A. (2001). Dynamics of structures. Segunda edición. Prentice Hall. New Jersey.
6. Comisión permanente del hormigón.(1998) EHE instrucción de hormigón estructural. Leynfor siglo XXI, Madrid.
7. Comité Européen de Normalisation (CEN). (2001). Eurocode 2: design of concrete structures. Brussels.



J.C. Vielma, A. H. Barbat, S. Oller

8. Comité Européen de Normalisation (CEN). (2003). Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance. Brussels.
9. Dolšek, M. y Fajfar, P. (2004). *Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames*. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 33: 1395-1416.
10. Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002) *Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings*. *Structural design of tall buildings*. 11 : 329-351.
11. Hanganu, A. Oñate, E. and Barbat, A. (2002). A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engine eering structures. *Computers & Structures*. 80, 1667-1687.
12. International Building Conference of Building Officials. (2003). *International Building Code (IBC-2003)*. Whittier, California.
13. International Building Conference of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*. Whittier, California.
14. Jiménez, P., García, A. y Morán, F. (2000). Hormigón Armado. Tomo I. 14ª Edición basada en la EHE. Gustavo Gili, Barcelona.
15. NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE Nº 244. 2002. Madrid.
16. Park, R. y Paulay, T. (1975). *Estructuras de concreto reforzado*. Décima edición. Limusa, Noriega editores, México.
17. Panagiotakos, T. Fardis, M. (1998). *Effects of column capacity design on earthquake response of reinforced concrete buildings*. *Journal of Structural Engineering*. Vol.130, Nº 2: 113-145.
18. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley and sons. New York.
19. Wang, Ch. y Salmon, Ch. (1985). *Reinforced concrete design*. Fourth edition. Harper and Row publishers. New York.

