

# Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado

## *An objective seismic damage index to evaluate the reinforced concrete buildings performance*

Juan Carlos Vielma<sup>(1)</sup>, Alex H. Barbat<sup>(2)</sup> y Sergio Oller<sup>(3)</sup>

Recibido / Received: 12/06/2007  
Aceptado / Accepted: 31/08/2007

### RESUMEN

En las normas que regulan el proyecto sismorresistente de edificios porticados se considera que los elementos estructurales (pilares y vigas) tienen un comportamiento no lineal durante la acción de un terremoto similar al de proyecto. Esto implica que dichos elementos se dañan y para el proyectista es de mucho interés poder estimar el daño global esperado en la estructura y relacionarlo tanto con la ductilidad de proyecto como con la demanda de ductilidad.

Contrariamente a lo que ocurre con los edificios dúctiles, en el caso de los edificios proyectados para bajas ductilidades los índices de daño calculados a partir de un análisis por el método de elementos finitos, tienen valores que no reflejan adecuadamente el deterioro. Por esta razón, en este artículo se realiza una propuesta de un índice objetivo de daño formulado en función de la ductilidad y del valor de la rigidez elástica y la correspondiente al colapso del edificio y que es independiente de la tipología estructural utilizada. El procedimiento se ilustra mediante la aplicación del índice de daño propuesto a tres edificios dos de los cuales han sido proyectados para bajas ductilidades (edificio con forjados reticulares y edificio porticado con vigas planas) y el tercero, un edificio porticado con vigas de canto, proyectado para alta ductilidad. A los tres edificios se les ha determinado la respuesta estática no lineal mediante un procedimiento con control de fuerzas, así como el punto de capacidad por demanda. Los resultados obtenidos demuestran que el índice de daño objetivo propuesto proporciona unos valores que caracterizan adecuadamente el daño sufrido por los tres edificios.

**Palabras clave:** sismo, análisis con empuje incremental, edificios porticados, daño global, demanda de ductilidad.

### ABSTRACT

*In modern seismic resistant design codes is considered that the structural elements (columns and beams) have a nonlinear behaviour during the action of an earthquake similar to the considered in design process. This implies that these elements are damaged and it is very interesting for the designer to be able to estimate the expected global damage in the structure and to relate it to the design ductility, and also with the ductility demand.*

*The damage index calculated applying finite elements method, have values that do not reflect the deterioration in the case of buildings designed for low ductility, this feature is contrary with the damage index calculated for ductile buildings. Therefore, in this work an objective damage index is proposed, based on the ductility and the values of the elastic and ultimate stiffness, that is independent of the selected structural typology. The procedure is illustrated by means of the assessment of the index from damage to three buildings, two of which have been designed for low ductility (building with waffle slabs and framed building with flat*

<sup>(1)</sup> Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Decanato de Ingeniería Civil, Barquisimeto, Venezuela.

<sup>(2)</sup> Universidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

<sup>(3)</sup> Universidad Politécnica de Cataluña. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

beams) and a third one that is framed building with depth beams, designed for high ductility. For the three buildings the static nonlinear response has been determined by means of a force-based procedure, and also the performance point corresponding to the three buildings are calculated applying the N2 method. The results obtained demonstrate that the objective damage index proposed provides values that characterize suitably the damage suffered by the three buildings, at the instant of collapse.

**Keywords:** earthquake, pushover analysis, framed buildings, global damage, ductility demand.

## 1. INTRODUCCIÓN

En el proyecto sismorresistente de estructuras se aplican procedimientos de análisis con base en la respuesta elástica que, mediante la aplicación de factores de reducción permiten obtener su respuesta elasto-plástica equivalente. Este enfoque implica aceptar que las estructuras tienen una determinada ductilidad que condiciona su respuesta, por lo que implícitamente las normas de proyecto sismorresistente admiten que las estructuras llegan a alcanzar determinados niveles de daño al ser sometidas a acciones sísmicas. Para el proyectista es de mucho interés poder estimar el daño global esperado en la estructura y relacionarlo tanto con la ductilidad de proyecto como con la demanda de ductilidad (Vielma *et al.* 2007 [1]).

Los índices de daño han cobrado especial importancia durante las dos décadas pasadas, dado que pueden correlacionarse con los Estados Límites aplicados en el diseño con base en prestaciones, permitiendo de esta manera que el proyectista pueda evaluar si la estructura tiene una capacidad adecuada, frente a una demanda específica, generalmente tipificada mediante el espectro sísmico de proyecto aplicado (Aguar *et al.* 1996 [2]). Para Kunnath (2006[3]) en el proceso de diseño por prestaciones, la transformación de las demandas calculadas en cantidades que cuantifiquen adecuadamente la respuesta de los edificios es una de las fases más cuestionables, de allí que sea necesario contar con índices que reflejen de forma objetiva el daño sísmico en los edificios.

Los índices de daño sísmico global son una medida del estado de deterioro de la estructura y se obtienen mediante la simulación numérica de las estructuras sometidas a cargas horizontales, representativas de la acción sísmica, que pueden ser pseudo-estáticas o dinámicas. Dependiendo del tipo de carga, se han formulado diversos índices de daño que incorporan las características de la respuesta no lineal (estática o dinámica) de la estructura. En el caso de las estructuras de hormigón armado, los índices de daño se pueden clasificar según los parámetros utilizados en su determinación. En este sentido existen los índices relacionados con a) los desplomes máximos, b) la energía plástica disipada y c) la combinación del efecto de ambos.

Algunos índices cuantifican el daño sísmico global de una estructura a partir de su daño local, esto es, como la contribución del daño acumulado en los elementos estructurales en un instante dado al ser sometida la estructura a una determinada demanda sísmica. Entre los índices que han servido de referencia para numerosas investigaciones se puede citar el de Park y Ang (1985[4]) que permite determinar el daño en un elemento,  $DI_e$ , a partir de la respuesta dinámica no lineal mediante la expresión siguiente:

$$DI_e = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u \cdot P_y} \int dE_h \quad (1)$$

donde,  $\delta_m$  es el desplazamiento máximo del elemento,  $\delta_u$  es el desplazamiento último,  $\beta$  es un parámetro que se ajusta dependiendo de los materiales y de la tipología estructural,  $P_y$  es la fuerza de plastificación y  $\int dE_h$  es la energía histerética absorbida. Este índice de daño es de carácter local, en un elemento; sin embargo, mediante operaciones es posible lograr aplicarlo también a la determinación de los valores de daño en un nivel específico, o del edificio entero.

En el caso en que el análisis realizado sea no lineal a cargas estáticas horizontales, es frecuente encontrar índices que cuantifican el daño a partir de la degradación de rigidez. En este sentido, Skjærbæk *et al.* (1998[5]) proponen el siguiente índice de daño:

$$DI_e = 1 - \sqrt{\frac{K_i}{K_{i,0}}} \quad (2)$$

donde  $DI_e$  es el índice de daño en viga o pilar,  $K_i$  es la rigidez tangente actual y  $K_{i,0}$  es la rigidez tangente inicial. Como es sabido, los períodos propios son una medida indicativa de la variación de la rigidez de la estructura. Además es posible calcular el daño estructural considerando la ductilidad de proyecto en la determinación de la rigidez correspondiente al desplome último. Por esta razón ha sido desarrollado por Hori e Inoue (2002[6]) un índice que considera la degradación del período de la siguiente manera:

$$T_\mu = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{\mu}{\alpha_y}} \cdot T_0 \quad (3)$$

siendo  $T_\mu$  el período cuando se alcanza el colapso,  $\mu$  la ductilidad de proyecto,  $\alpha_y$  un coeficiente que depende de la degradación de la rigidez y  $T_0$  el período propio fundamental elástico de la estructura.

Gupta *et al.* (2001[7]) desarrollan un índice de daño que incorpora los desplazamientos de plastificación y último (cuya relación equivale a la relación de rigideces para comportamiento elasto-plástico perfecto) y la ductilidad

$$DI = \frac{\frac{x_{\max}}{z_{00}} - 1}{\mu - 1} \quad (4)$$

siendo  $x_{\max}$  el desplome máximo y  $z_{00}$  el desplome de plastificación.

Entre las características deseables que debe tener un índice de daño, Catbas y Aktan (2002[8]) citan, entre otras:

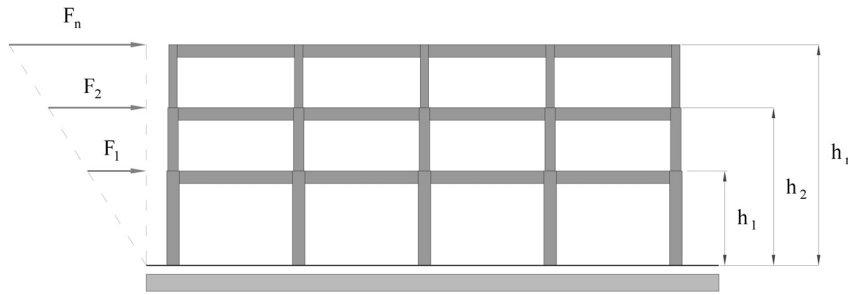


Figura 1. Distribución de fuerzas aplicada en el análisis con empuje incremental (push-over).

- Debe ser sensible a la acumulación del deterioro.
- No debe ser sensible ante los cambios de las propiedades de las estructuras o de los acelerogramas aplicados.
- Debe mantenerse válido y con significado a través de los Estados Límites de servicio y de colapso.
- Debe permitir la localización y cuantificación del daño al correlacionarse el índice con la integridad de la estructura.

Estos índices de daño, especialmente el que se calcula mediante la relación de las rigideces, tiene como inconveniente que producen resultados consistentes en el caso de las estructuras con comportamiento dúctil, mientras que para estructuras proyectadas para ductilidades bajas, entre las que se encuentran las de edificios porticados con vigas planas y los edificios con forjados reticulares, conducen a valores muy bajos, que no describen objetivamente el estado global de daño cuando la respuesta se aproxima al umbral de colapso. Para superar este inconveniente, en este artículo se formula un índice de daño objetivo, independiente de la tipología estructural analizada, como una función dependiente de la relación de rigideces y la ductilidad máxima, valores que se obtienen directamente de la curva de capacidad de los edificios. Dicho índice se aplica a tres casos de edificios que se han proyectado para diferentes valores de ductilidad, a los que se les ha determinado el daño alcanzado en el punto de capacidad por demanda correspondiente a la demanda tipificada en la norma sismorresistente española NCSE-02[9] mediante la aplicación del método N2 (Fajfar, 2000[10]).

## 2. ANÁLISIS CON EMPUJE INCREMENTAL (PUSH-OVER) DE EDIFICIOS

Se calcula la respuesta estática no lineal de tres edificios de hormigón armado, proyectados conforme a normas para ejemplos de aplicación. La respuesta no lineal se obtiene mediante control de fuerzas, aplicando un patrón de distribución de fuerzas variable con la altura y que corresponde al primer modo de vibración, que es el predominante en el caso en que se cumplen ciertos requisitos de regularidad, tanto en planta como en alzado (ver Figura 1). Este método tiene como ventaja que el patrón de fuerzas reproduce adecuadamente la acción de las fuerzas sísmicas, lo que permite calcular adecuada-

mente el cortante en la base y además permite que la distribución del daño en la estructura sea semejante a la inducida por el terremoto. Este método tiene como inconveniente que el proceso incremental es estable hasta que se alcanza un punto singular, para el cual no existen incrementos en el cortante en la base capaces de conducir a un incremento del desplome justo como ocurre cuando la estructura está a punto de alcanzar el desplome de colapso, también conocido como desplome último. Para evitar este inconveniente, en el estudio de los casos se ha utilizado un procedimiento de control de fuerzas, en el que el índice de daño permite fijar un criterio de convergencia, iterando hasta que se alcanza un valor mínimo aceptable de éste.

Para calcular las fuerzas de piso que equivalen a las fuerzas sísmicas aplicadas, se aplica un procedimiento con base en la distribución creciente de las fuerzas con la altura y el control de estas fuerzas. Para ello, se parte de un valor prefijado del cortante en la base, para el cual un buen valor inicial suele ser el cortante de proyecto, que se supone inferior al cortante máximo del pórtico. Con este valor inicial del cortante se calcula primero la fuerza aplicada en el nivel de cubierta utilizando una sim-

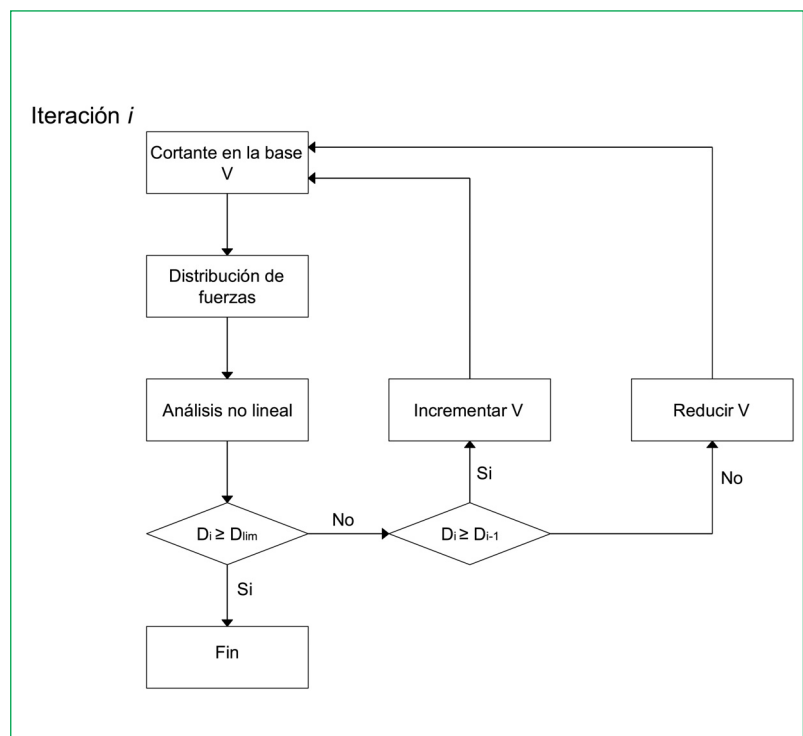


Figura 2. Diagrama de flujo del procedimiento de análisis con empuje incremental (push-over) con control de fuerzas y comprobación del índice de daño.

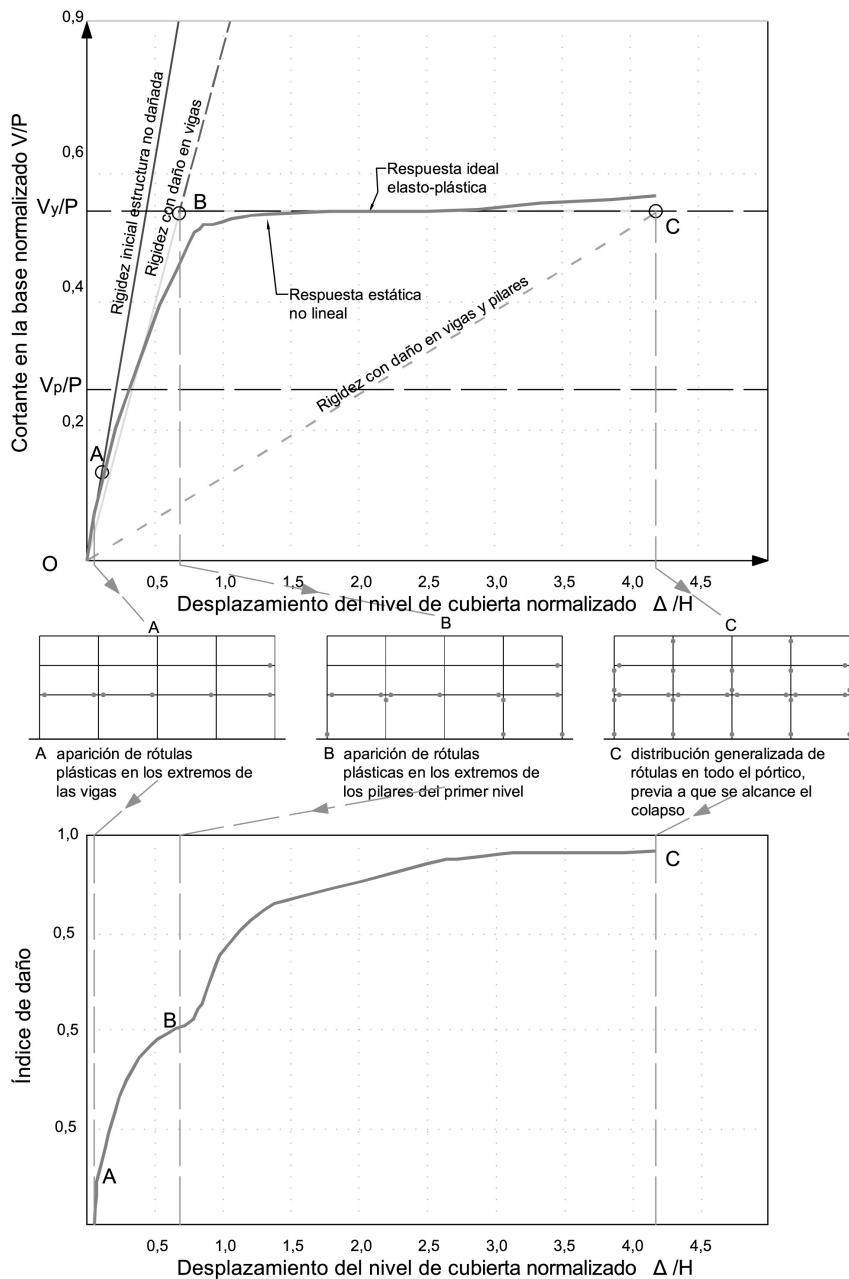


Figura 3. Curva de capacidad y de evolución de daño con la secuencia de formación de rótulas plásticas para: A) aparición de rótulas plásticas en los extremos de las vigas, B) aparición de rótulas plásticas en pilares de primer nivel y C) aparición generalizada de rótulas en vigas y pilares.

ple relación de triángulos; posteriormente, el resto de las fuerzas se calculan de forma proporcional a la fuerza del nivel de cubierta. Una vez determinadas las fuerzas sísmicas de cada nivel, se calculan los pórticos, que han sido previamente sometidos a las cargas de gravedad concentradas en los nudos. En cada iteración se verifica el valor del índice de daño, si es menor que el del valor mínimo de daño, se incrementa el cortante y se efectúa un nuevo análisis no lineal con las fuerzas correspondientes al cortante incrementado. Se continúa iterando hasta alcanzar el valor mínimo de daño, véase la Figura 2.

En la Figura 3 se muestra la curva de capacidad obtenida al aplicar el análisis no lineal, además de la curva de evolución del daño. Se han identificado tres puntos de la curva de capacidad en los que ocurren cambios significativos en la respuesta, como son el punto A, a partir del cual se forman las primeras rótulas plásticas en los extremos de las vigas, el punto a partir del cual aparecen las primeras rótulas plásticas en los

extremos de los pilares (punto B) y el punto C previo al colapso de la estructura, en el cual se puede observar una distribución generalizada de rótulas plásticas en los extremos de pilares y vigas, Vielma *et al.* 2007[1].

### 3. PROPUESTA DE ÍNDICE DE DAÑO SÍSMICO OBJETIVO

Los índices descritos en el apartado 1, han sido desarrollados para cuantificar el daño global en estructuras dúctiles. Sin embargo, al estudiar la respuesta no lineal de estructuras que se proyectan conforme a normas sismorresistentes que prevén valores bajos de ductilidad, se observa que los valores de los índices de daño calculados para un estado previo al colapso son muy bajos en comparación con los valores calculados para edificios proyectados para tener una respuesta dúctil, por lo que no

se les puede considerar como índices para la evaluación objetiva del daño a aplicar en el diseño por prestaciones.

El análisis que se presenta a continuación parte de la suposición de que el comportamiento de la estructura no lineal sigue los fundamentos de la teoría del daño mecánico (Oliver *et al.* 1990[11]). Esta teoría está basada en la mecánica de medios continuos, cumple con los principios fundamentales de la termodinámica. No todos los materiales utilizados con fines estructurales siguen un comportamiento asimilable al daño (degradación/pérdida de rigidez), pues hay algunos que se ajustan más a la plasticidad (desarrollo de deformaciones irreversibles) y otros tienen una composición de comportamiento entre daño y plasticidad (degradación con deformaciones irreversibles), tal como puede verse en la Figura 4.

Examinando una respuesta estructural, sólo se puede saber si ha tenido un comportamiento de daño o plasticidad cuando se inicia la descarga, pues es el momento en que se diferencia la forma de las curvas de respuesta, mostrando en el caso de daño una descarga al origen con pérdida de rigidez, mientras que en la plasticidad se conserva la rigidez pero se acumulan deformaciones irreversibles. Obsérvese que en carga, la forma de la curva es idéntica para modelos de daño y plasticidad.

El hormigón armado tiene un comportamiento mixto (daño y plasticidad) pero con preponderancia del efecto de degradación (Oller, 1991[12]). Esta afirmación puede ser corroborada con ensayos de laboratorio y puede ser cuantificada utili-

zando la teoría de mezclas de sustancias simples (Car *et al.* 2000[13] y Car *et al.* 2001[14]).

El procedimiento que a continuación se describe ha sido planteado con el objetivo de describir el deterioro estructural frente a acciones sísmicas a partir de muy pocos datos sobre la respuesta no lineal. Esto hace que el procedimiento sea sencillo, de utilización rápida y eficaz.

Suponiendo un comportamiento elástico de la estructura, se hace un análisis con empuje incremental "push-over" que permite obtener la rigidez estructural inicial  $K_0$  que se muestra en la Figura 5.

Suponiendo conocido el máximo cortante en la base que desarrollaría la estructura en el momento en que se inicia su plastificación  $V_y$  y adoptando una ductilidad de proyecto  $\mu$  proporcionada por las normativas, se tiene la siguiente expresión para el daño estructural máximo (en el punto "C", cuando la estructura desarrolla toda su ductilidad) evaluado según la mecánica de daño continuo,

$$D_C^{def} = 1 - \frac{K_C}{K_0} = 1 - \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 - \frac{\mu \Delta_y}{\Delta_y} = 1 - \frac{1}{\mu} = \frac{\mu - 1}{\mu} \quad (5)$$

De aquí se desprende que el daño máximo, correspondiente al instante en que la estructura desarrolla toda su ductilidad,

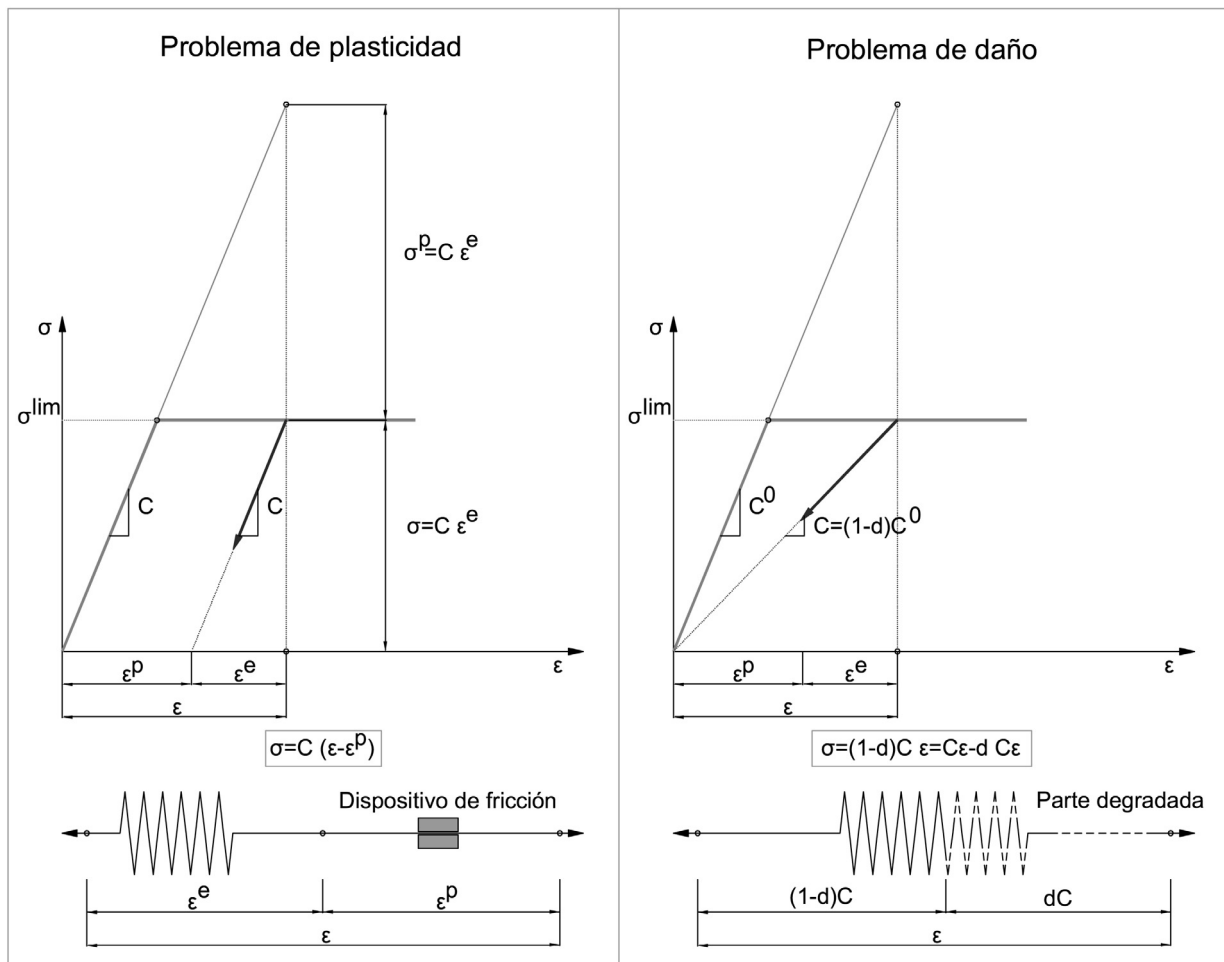


Figura 4. Formas simplificadas de entender el comportamiento elastoplástico y el daño.

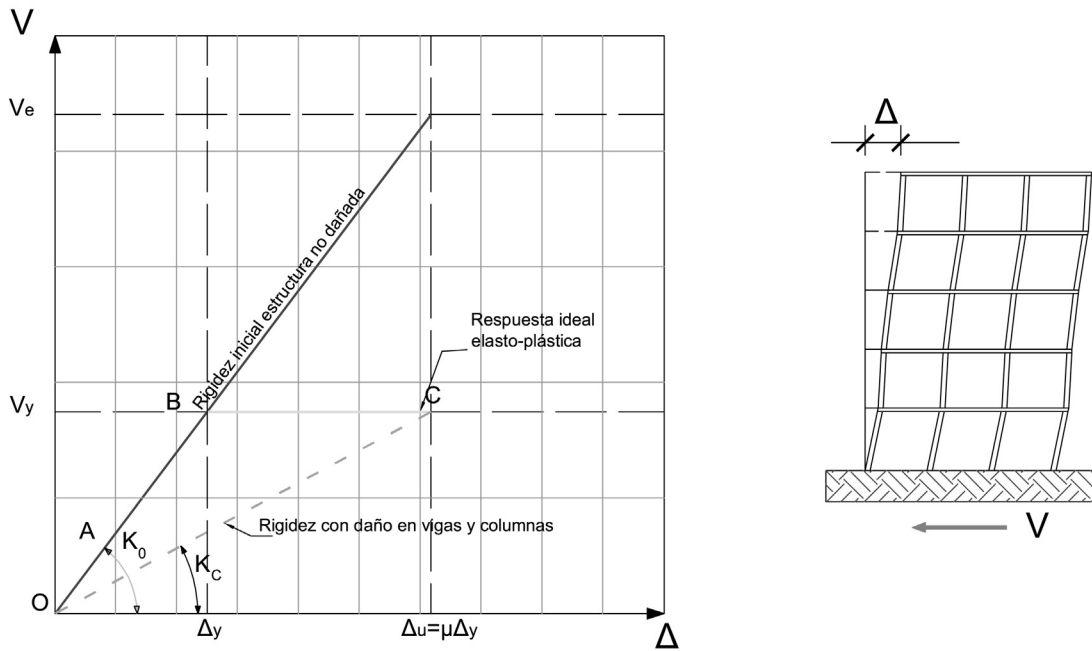


Figura 5. Cálculo de la rigidez estructural bajo cargas de push-over.

es sólo función de la ductilidad de proyecto adoptada. Así pues, podría decirse lo siguiente,

$$\begin{cases} \text{Estructura dúctil: } \mu = 4 \Rightarrow D_C = 0.75 \\ \text{Estructura frágil: } \mu = 2 \Rightarrow D_C = 0.50 \end{cases} \quad (6)$$

Es decir, para llegar al comportamiento último de la estructura puede alcanzarse un nivel de daño mayor en una estructura dúctil que en una estructura frágil. Sin embargo, esta forma de cuantificar el daño puede llevar a equívocos, pues podría también interpretarse lo contrario, es decir, que una estructura dúctil se daña más que una frágil en su estado último. Esto obliga a objetivizar el cálculo de este índice de daño por comparación con el máximo daño que puede alcanzar la estructura. Así, el daño objetivo alcanzado por una estructura en un punto cualquiera P se define como,

$$D_p^{obj} \stackrel{def}{=} \frac{D_p}{D_C} = \frac{D_p \mu}{\mu - 1} = \frac{\left(1 - \frac{K_p}{K_0}\right) \mu}{\mu - 1} \quad ; \text{con: } 0 \leq D_p^{obj} \leq 1 \quad (7)$$

Por ejemplo P podría ser el punto de capacidad por demanda, resultante de la intersección entre la curva de demanda inelástica y la curva de capacidad estructural (obtenida mediante una simulación numérica del tipo “push-over”). En estas condiciones, la ecuación (7) proporciona el máximo daño que alcanzaría la estructura sometida al terremoto prescrito por la norma.

#### 4. PROCEDIMIENTO APLICADO PARA LA DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA

Para calcular el punto de capacidad por demanda es necesario superponer el espectro de capacidad con el espectro de demanda, representada por los espectros elásticos e inelásti-

cos. El espectro de capacidad se calcula a partir de la curva de capacidad obtenida del análisis con empuje incremental (push-over) de un sistema de múltiples grados de libertad, mientras que los espectros son la idealización de los promedios de los espectros de respuesta, por lo que es necesario convertir la curva de capacidad a su equivalente de un sistema de un grado de libertad. Al cumplir los edificios objeto de esta investigación con los requisitos de altura (edificios bajos) y de regularidad en planta y alzado, es posible calcular los pseudo-desplazamientos del sistema de un grado de libertad de acuerdo con:

$$S_d = \frac{\delta_c}{FPM} \quad (8)$$

Donde  $S_d$  el pseudo-desplazamiento,  $\delta_c$  representa los desplomes del sistema de múltiples grados de libertad a nivel de cubierta y FPM es el factor de participación modal, determinado según:

$$FPM = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (9)$$

Aquí  $n$  es el número de niveles del edificio,  $m_i$  es la masa del nivel  $i$ ,  $\phi_{1,i}$  es la amplitud normalizada del primer modo correspondiente al nivel  $i$ . Para transformar los valores del cortante en la base, se aplica:

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha} \quad (10)$$

Siendo  $S_a$  la pseudo-aceleración,  $V$  el cortante en la base,  $W$  el peso del edificio y un parámetro  $\alpha$  adimensional que se calcula mediante:

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}\right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \phi_{1,i}^2} \quad (11)$$

Como es sabido, los espectros se presentan en formato de período contra pseudo-aceleración, por tanto, es necesario transformarlos a un formato de pseudo-desplazamientos contra pseudo aceleraciones, para esto se aplica:

$$S_d = \frac{S_a \cdot g \cdot T^2}{4 \cdot \pi^2} \quad (12)$$

En esta ecuación, g es la aceleración de la gravedad y T es el período de la estructura. Una vez efectuadas las transformaciones se superpone el espectro de capacidad con los espectros de demanda elástico e inelástico.

El punto de capacidad por demanda representa el punto de máximo desplome lateral del sistema de un grado de libertad, inducido por la demanda sísmica. Dichos puntos se determinan mediante el procedimiento N2 que consiste en obtener una forma idealizada bilineal del espectro de capacidad, de la siguiente manera:

- La rama plástica debe ser horizontal, procurando que las áreas por encima y por debajo de ésta se compensen.
- Se determina la rama plástica haciendo que pase por el espectro de capacidad en el punto que corresponde al 60% de la resistencia de plastificación.

La intersección de la recta que define la rama elástica de la forma bilineal idealizada con el espectro elástico de demanda, fija la ordenada que corresponde al desplome del punto de capacidad por demanda. De forma alterna, el desplome del punto de capacidad por demanda se puede calcular mediante la intersección de la forma bilineal idealizada con el espectro

inelástico de demanda, que es el espectro elástico de demanda reducido mediante un factor  $R_\mu$ , definido como:

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T \leq T_c$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_c \quad (13)$$

En esta ecuación T y  $\mu$  son el período y la ductilidad, respectivamente, y  $T_c$  es el período esquina del espectro elástico de proyecto, que delimita las ramas de aceleración constante y la rama decreciente. Este desplome se transforma en desplome al nivel de cubierta del sistema con múltiples grados de libertad aplicando la ecuación (8).

### 5. EJEMPLOS DE APLICACIÓN DEL ÍNDICE OBJETIVO DE DAÑO

A continuación se consideran tres edificios de hormigón armado proyectados para distintos niveles de ductilidad, conforme a la norma NCSE-02. El primer edificio es de forjados reticulares de 30 cm de canto, cuyos nervios se encuentran orientados según las líneas que unen los extremos de los pilares. El edificio tiene tres niveles, el primero con una altura de 4,5 m, mayor que la del resto de los niveles, que tienen 3,0 m. Los pilares de este edificio no se encuentran alineados, como puede observarse en la Figura 6a.

El segundo edificio, proyectado para ductilidad de 2, es porticado con vigas planas y forjados unidireccionales orientados según el eje y se muestra en la Figura 6b. El tercer edificio es

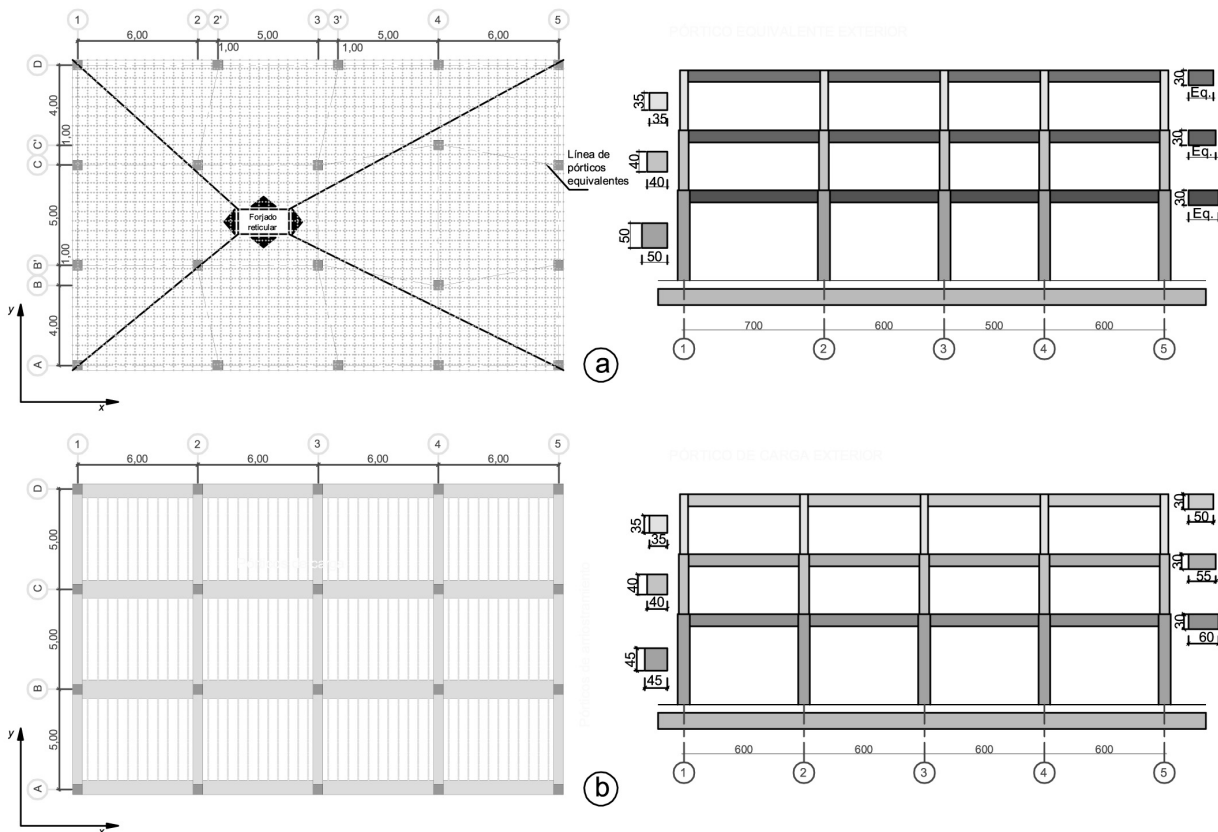


Figura 6. Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

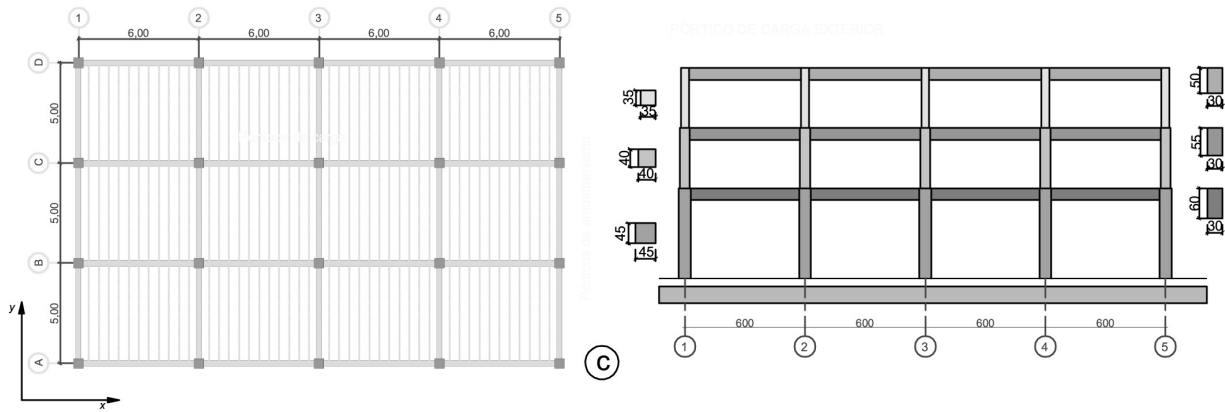


Figura 6 (continuación). Planta típica del edificio con forjados reticulares (igual en todos los niveles).

porticado con vigas de canto, proyectado para ductilidad de 4, con forjados unidireccionales orientados según el eje y, tal como puede verse en la Figura 6c.

Los edificios descritos anteriormente se han calculado mediante modelos 2D, definiéndose pórticos representativos para cada uno de ellos. Dada la presencia de pilares no alineados en el edificio con forjados reticulares, se ha modelizado 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 plano en sentido estricto, pues aparece el efecto de torsión.

Respecto al análisis con empuje incremental (push-over), se ha utilizado el programa de elementos finitos PLCDYN (PLCd, 1991[15]) que permite modelizar el hormigón armado como un material compuesto y se ha aplicado la teoría de mezclas (Mata *et al.* 2007[16]). En la Figura 7 se muestra una discretización genérica 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 proyectan 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.

En las Figuras 8, 9 y 10 se muestran los espectros de capacidad superpuestos con los espectros de demanda elástica e inelástica, para los edificios con forjados reticulares, porticado con vigas planas y porticado con vigas de canto. Nótese que los espectros de capacidad se encuentran graficados mediante la curva de capacidad correspondiente a un sistema de un grado de libertad equivalente, y también en la forma bilineal idealizada.

Los valores de los desplomes del punto de capacidad por demanda calculados para los tres edificios analizados se indican en la Tabla 1, es de hacer notar que estos desplomes han sido calculados aplicando la Ecuación (8) para convertirlos del formato de un sistema de un grado de libertad equivalente, al formato de sistema de múltiples grados de libertad.

En las Figuras 11, 12 y 13 se aprecian las curvas de capacidad de cada edificio, con los cortantes en la base V normaliza-

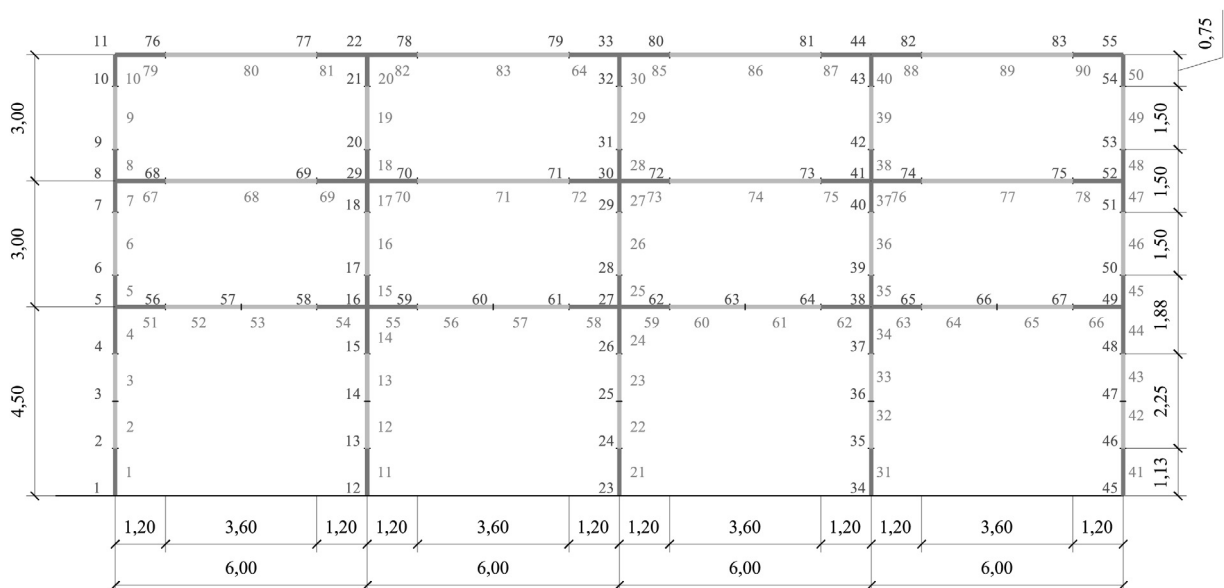


Figura 7. Discretización típica de los pórticos analizados.



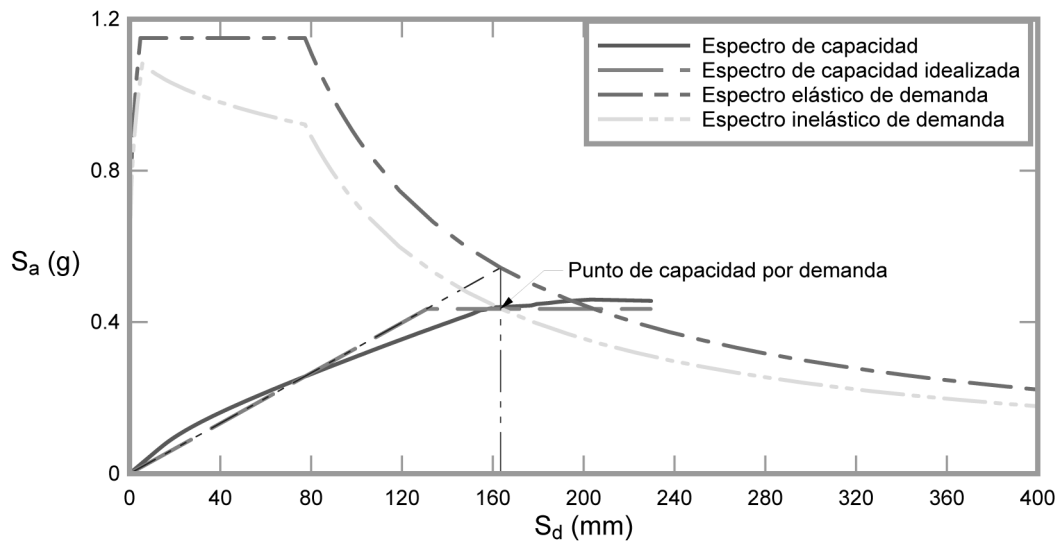


Figura 8. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio con forjados reticulares.

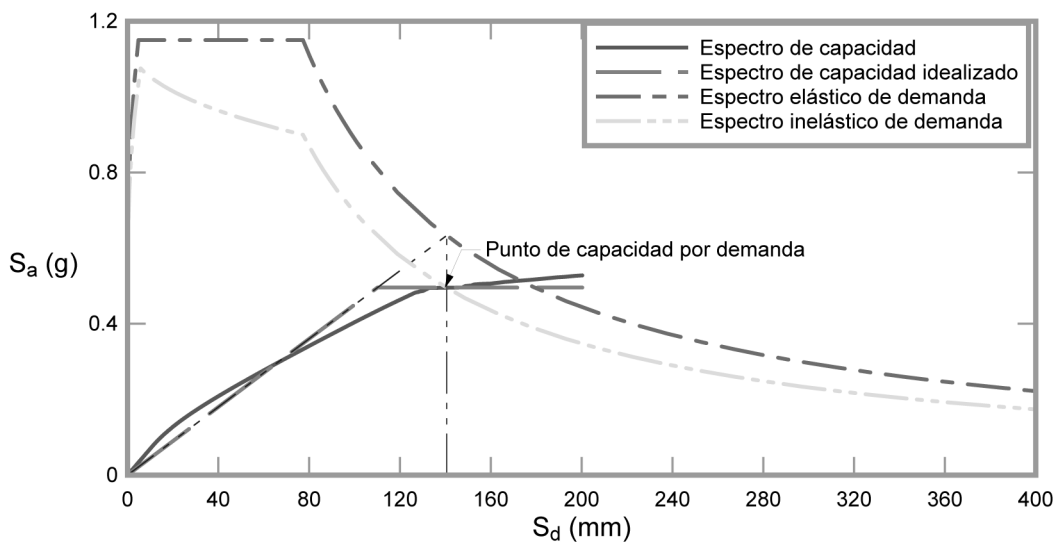


Figura 9. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio porticado con vigas planas.

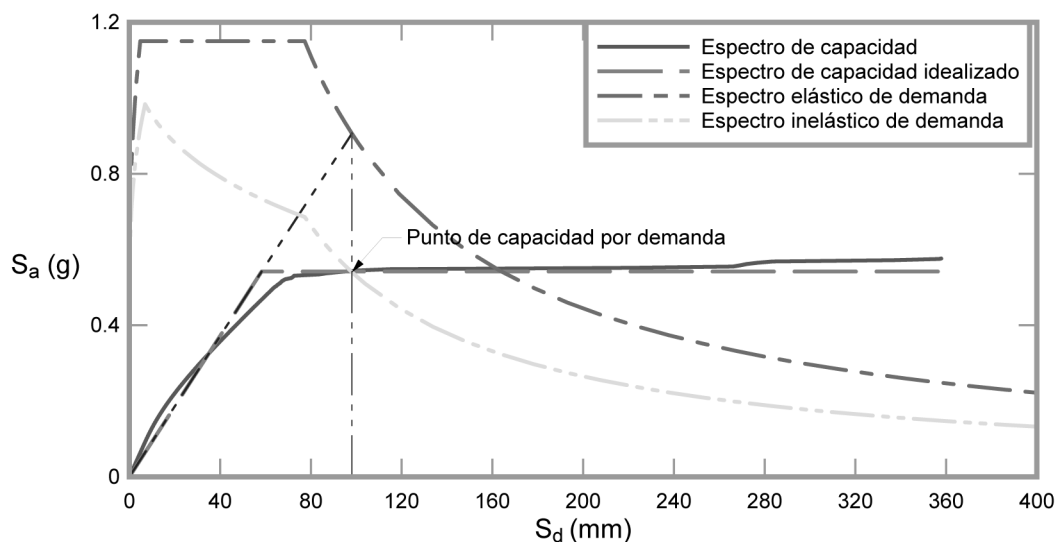


Figura 10. Curvas de capacidad y de demanda elástica e inelástica para la determinación del punto de capacidad por demanda del edificio porticado con vigas de canto.

Tabla 1. Desplomes alcanzados en el punto de comportamiento de los diferentes tipos de edificios

Edificio	Desplome en el punto de capacidad por demanda (mm)
Edificio con forjados reticulares	222,07
Edificio porticado con vigas planas	170,22
Edificio porticado con vigas de canto	120,18

dos respecto al peso total de la estructura P sobre las que se han graficado las rigideces correspondientes al estado elástico, al punto de capacidad por demanda y al punto de desplome último. Nótese la evidente proximidad entre el punto de capacidad por demanda y el de desplome último correspondiente a los edificios con forjados reticulares y el porticado con vigas planas.

Con los valores de los desplomes en los puntos de capacidad por demanda es posible calcular las rigideces secantes,

que a su vez se utilizan para calcular los valores de los índices objetivos de daño, correspondientes a la demanda impuesta por los espectros de la normativa. En la Figura 14 se han graficado las evoluciones de los índices objetivos de daño calculadas conforme a la ecuación (7) en función del desplome de la cubierta normalizado respecto a la altura total del edificio. Sobre estas curvas se señalan los valores calculados de los desplomes correspondientes a los puntos de capacidad por demanda de los tres casos estudiados.

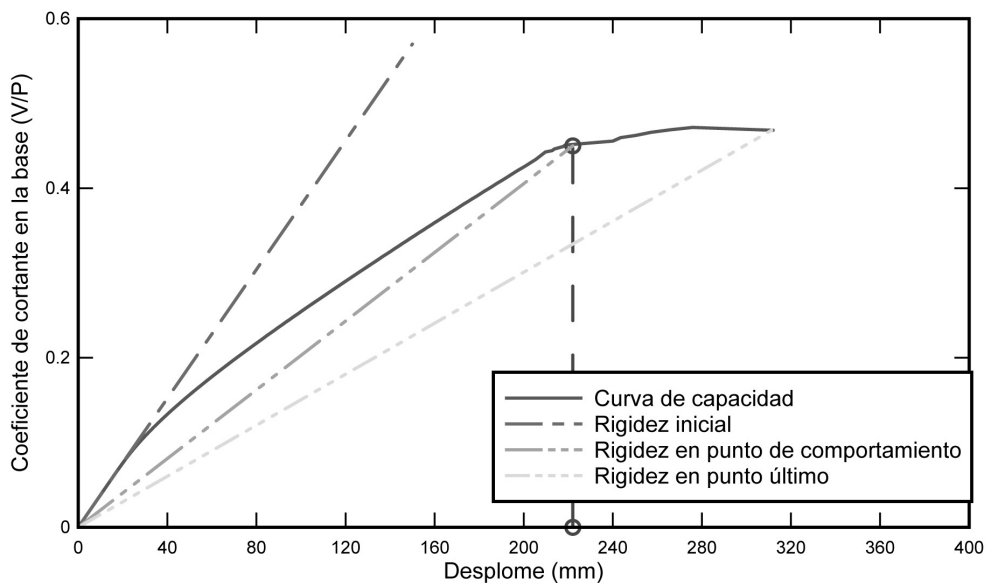


Figura 11. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio con forjados reticulares.

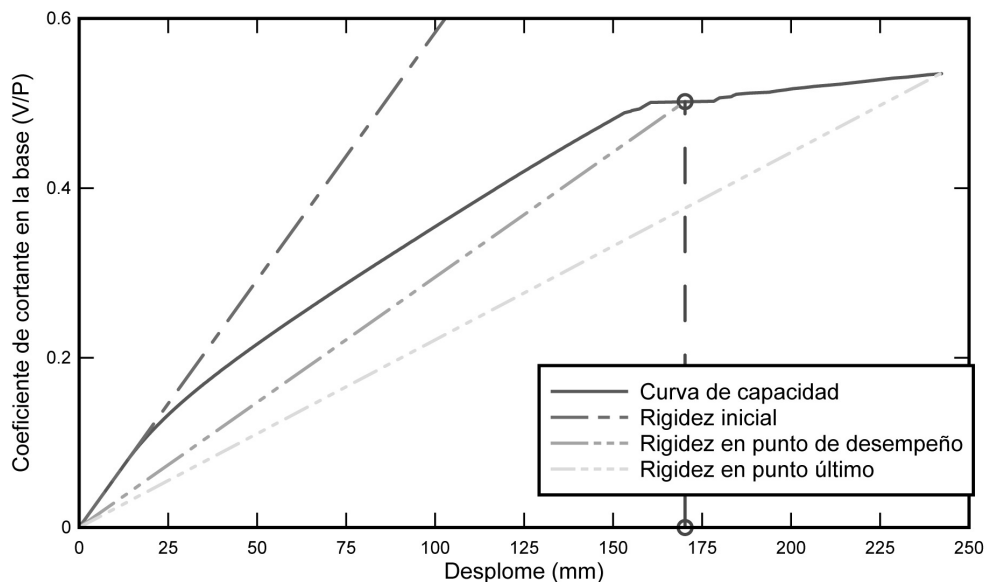


Figura 12. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio porticado con vigas planas.

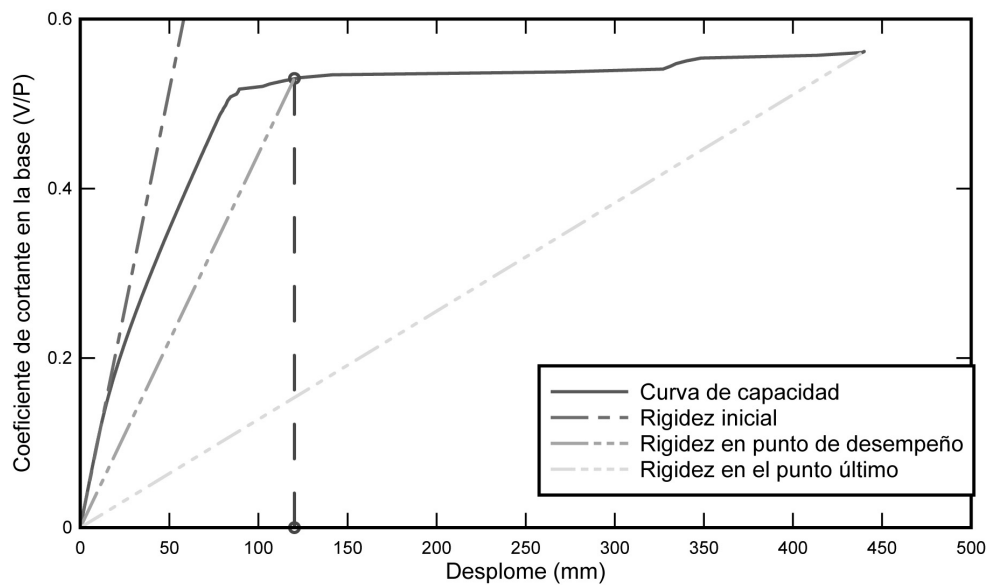


Figura 13. Desplazamiento del punto de capacidad por demanda para el edificio porticado con vigas de canto.

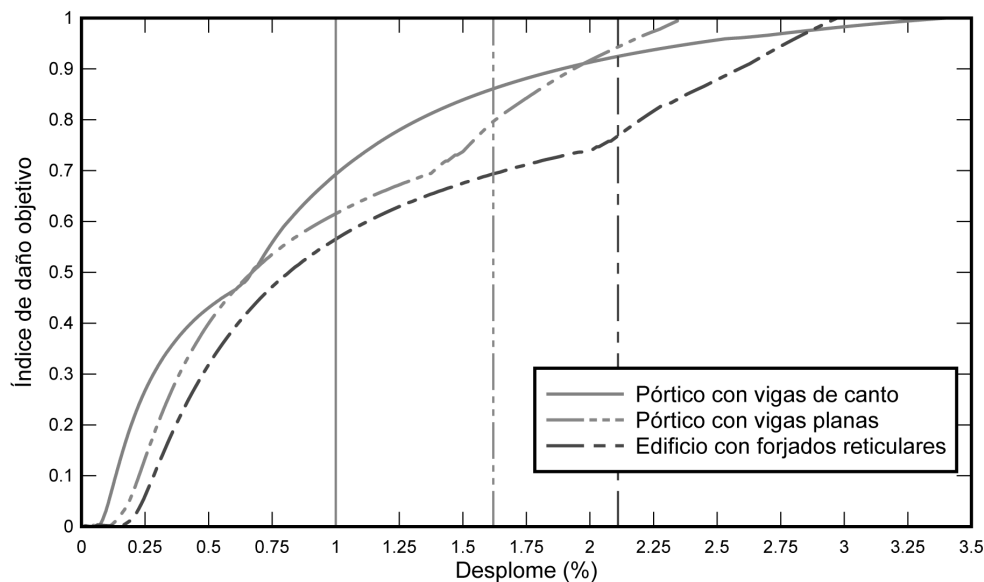


Figura 14. Gráfico de los índices de daño objetivo, calculados para los tres edificios analizados, con los valores de los desplomes relativos correspondientes a los puntos de capacidad por demanda.

Resalta de esta figura la forma característica de la curva que describe el índice de daño del edificio con vigas de canto, la cual se acerca suavemente al valor del daño en el instante del colapso. En el caso de los índices de daño de los edificios de ductilidad limitada, las pendientes en la proximidad del colapso son más pronunciadas, lo que indica que con el incremento del desplome, se produce un aumento considerable del índice de daño objetivo.

La intersección de los valores de los desplomes normalizados correspondientes a los puntos de capacidad por demanda con las curvas, proporcionan gráficamente los valores correspondientes a los índices de daño de los tres edificios que se muestran en la Tabla 2.

De acuerdo con estos resultados, queda claro que el edificio porticado con vigas planas tiene un punto de capacidad por demanda para el cual el índice de daño es de 0,80 lo que, aunado con su baja ductilidad, hace que su respuesta para la demanda impuesta por el espectro de proyecto pudiera consi-

**Tabla 2. Valores del índice de daño objetivo calculados para el punto de capacidad por demanda**

Edificio	Índice de daño (Dobj)
Edificio con forjados reticulares	0,79
Edificio porticado con vigas planas	0,80
Edificio porticado con vigas de cantos	0,69

derarse poco segura. Igual conclusión puede obtenerse del índice de daño del edificio con forjados reticulares, para el que el índice de daño objetivo es de 0,79. El edificio con vigas de canto muestra un índice de daño menor, además de que tiene una capacidad de ductilidad superior a la correspondiente al punto de capacidad por demanda.

## 6. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos al aplicar los índices de daño convencionales en la respuesta no lineal de los edificios de hormigón armado dependen de la tipología estructural. Así, para edificios de hormigón armado de ductilidad limitada, los índices de daño convencionales no suministran resultados comparables a los calculados mediante la aplicación del método de elementos finitos.

El análisis estructural previamente presentado permite la valoración objetiva del daño estructural en forma sencilla. Concretamente, la utilización de la ecuación (7) nos permite acercarnos a una valoración muy cercana a aquellas que resultan de procedimientos de cálculo más costosos. Así pues, se puede conocer el nivel de daño estructural para la intersección de la curva de demanda con la de capacidad de la estructura.

El índice de daño objetivo, que incorpora la degradación de la rigidez y el valor máximo de la ductilidad estructural, permite obtener valores adecuados del daño, independientemente de la tipología estructural adoptada.

El índice de daño objetivo ( $D^{obj}$ ), tiene una mayor aproximación a ensayos experimentales y numéricos resueltos con elementos finitos.

El edificio porticado con vigas de canto tiene un valor de daño aceptable en el punto de capacidad por demanda y dispone aun de capacidad dúctil, lo que permite que su respuesta no lineal supere las expectativas de proyecto.

En general la forma de la curva del índice de daño objetivo indica si el comportamiento de la estructura es dúctil, ya que a medida que se aproxima al punto de desplome previo al colapso, la pendiente es muy baja, mientras que para las estructuras con ductilidad limitada, la pendiente de la curva de daño objetivo es más pronunciada.

Entre los tres casos estudiados, es posible afirmar que tanto el edificio porticado con vigas planas como en el del edificio con forjados reticulares, es posible anticipar un alto valor de daño correspondiente al punto de capacidad por demanda, así como una ductilidad estructural insuficiente en comparación con los requisitos normativos.

Se propone un método de cálculo de la respuesta no lineal estática con control de fuerzas. Se resuelve el problema de la singularidad en el umbral de colapso mediante la aplicación de un proceso iterativo de cálculo que considera la obtención de un determinado índice de daño como criterio de convergencia.

## REFERENCIAS

[1] Vielma, J., Barbat, A., Oller, S. (2007). *Evaluación de la respuesta no lineal de edificios de hormigón armado proyectados para baja ductilidad. Hormigón y acero*. En prensa.

[2] Aguiar, R., Bozzo, L., Barbat, A. H. y Canas, J. A. (1996). Modelos constitutivos y su efecto sobre los índices de daño sísmico de pórticos de hormigón armado, *Hormigón y acero*, 201, 63-80.

[3] Kunnath, S. (2006). *Performance-based seismic design and evaluation of building structures. Earthquake engineering for structural design*. CRC Press. Boca Raton.

[4] Park, Y. J. y Ang, A. H.-S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*. Vol. 111, Nº 4, 722-739.

[5] Skjærbaek, P.S., Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P.H. y Çakmak, A. S (1998). Damage localization and quantification earthquake excited RC-frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 27: 903-916.

[6] Hori, N. e Inoue, N. (2002). Damaging properties of ground motions and prediction of maximum response of structures based on momentary energy response. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 31: 1657-1679.

[7] Gupta, V., Nielsen, S. R. K., Kirkegaard, P.H. (2001). A preliminary prediction of seismic damage-based degradation in RC structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 30: 981-993.

[8] Catbas, N. y Aktan, E. (2002). Condition and damage assessment: issues and some promising indices. *Journal of Structural Engineering*. Vol 128, Nº 8, 1026-1036.

[9] NCSE-2002 (2002). *Norma de construcción sismorresistente*. BOE Nº 244. 2002. Madrid.

[10] Fajfar, Peter (2000). "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design". *Earthquake Spectra*, vol 16, Nº 3, pp 573 - 591.

[11] Oliver, X., Cervera, M., Oller, S. y Lubliner, J. (1990). Isotropic damage models and smeared cracks analysis of concrete. *On computer aided analysis and design of concrete structures*. Vol. 2, 945-958,

[12] Oller, S., (1991). *Modelización numérica de materiales friccionales*. Monografía Nº 3. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Vol. 12, 2, 215-238.

[13] Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2000). An Anisotropic Elasto Plastic Constitutive Model for Large Strain Analysis of Fiber Reinforced Composite Materials. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. Vol. 185, No. 2-4, pp. 245-277. 2000. ISSN: 0045-7825.

[14] Car, E., Oller, S. y Oñate, E. (2001). A Large Strain Plasticity for Anisotropic Materials: Composite Material Application. *International Journal of Plasticity*. Vol.17, No. 11, pp. 1437-1463. Nov. 2001. ISSN: 0749-6419.

[15] PLCd Manual (1991). *Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education*, code developed at CIMNE.

[16] Mata, P., Oller, S., y Barbat, A. H. (2007). Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, en prensa.