

# Influencia de los cerramientos de fábrica en el comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado

## *Influence of masonry infill walls on the seismic performance of reinforced concrete frames*

Rosangel Moreno González<sup>(1)</sup> y Jesús M. Bairán García<sup>(2)</sup>

Recibido | Received: 20-07-2012  
Aceptado | Accepted: 05-11-2012

### Resumen

En España, la mayoría de los edificios de hormigón armado son de forjados reticulares y los cerramientos en estos edificios se suelen materializar con paredes de fábrica que rellenan los marcos entre pilares y forjados. Estas paredes no son portantes y, generalmente, no se considera su contribución resistente ante cargas gravitatorias. No obstante, ante acciones laterales (sismo o viento) la existencia o no de estas paredes puede influir en la respuesta de la estructura. El objetivo de este trabajo es conocer la influencia de la tabiquería en la respuesta sísmica. A partir de planos estructurales reales se define un edificio tipo de 8 plantas, se evalúa su capacidad y respuesta sísmica con y sin tabiquería mediante un análisis estático no lineal. Los resultados muestran la influencia de las paredes en el comportamiento de la estructura frente a cargas laterales, tanto en su rigidez como en su capacidad resistente.

**Palabras clave:** cerramientos, vulnerabilidad, daño sísmico, hormigón armado, empuje progresivo.

### Abstract

The seismic behaviour of a very common building typology in Spain, reinforced concrete (RC) frame buildings, is investigated. Usually, divisions in these buildings are made by means of non-bearing masonry infill walls. It is the traditional practice not to consider the contribution of these in the resisting mechanism, especially for gravitational loads. However, under lateral loading, such as wind or earthquake, the existence or not of these infill walls may significantly influence the structural response. The objective of this paper is to know the influence of masonry infill walls in the seismic response of RC buildings. Based on structural details of a series of real drawings, an 8 stories reference building was defined and by means of non-linear static analysis, structural response and capacity with and without infill walls are evaluated. The results shown that infill walls are determinant in the structural behaviour against lateral loads, both in terms of stiffness and resistance.

**Keywords:** infill walls, vulnerability, seismic damage, reinforced concrete, pushover.

(1) Dra. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. ETSECCPB. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona, España).

(2) Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ETSECCPB. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universitat Politècnica de Catalunya (Barcelona, España).

## 1. INTRODUCCIÓN

Los terremotos son fenómenos naturales inevitables, cuya acción es capaz de producir catástrofes y, por lo tanto, deben ser considerados en el momento de diseñar estructuras [1]. Los estudios de vulnerabilidad y fragilidad son importantes para la predicción y localización del daño sísmico esperado. En la práctica actual de la ingeniería estructural, usualmente se estima el comportamiento sísmico por medio de métodos de análisis estático no-lineal [2], [3], [4], los cuales se pueden aplicar en la forma del método del espectro de capacidad desarrollado por Freeman [5]. Mediante un procedimiento gráfico, éste compara la capacidad de la estructura con la demanda del movimiento sísmico sobre la misma. La representación gráfica hace posible una evaluación visual de cómo la estructura se comporta ante un evento sísmico. La capacidad estructural es representada por una curva de fuerza-desplazamiento obtenida mediante el análisis estático no lineal. La demanda sísmica se define a partir del espectro elástico de diseño.

Los estudios de vulnerabilidad son importantes para evaluar el riesgo sísmico y su aplicación es primordial en zonas de sismicidad moderada o baja, donde es frecuente encontrar edificios de hormigón armado que no incluyen ningún tipo de análisis o diseño antisísmico, debido a que las normativas no suelen obligar a ello o que no existían en el momento de su construcción; por lo tanto, al no aplicar ningún tipo de comprobación o diseño sísmico, estos edificios sufrirán daños considerables cuando se encuentren bajo un evento de este tipo relativamente bajo. La mayoría de las metodologías existentes para realizar este tipo de estudios tiene sus limitaciones cuando no se dispone de los datos adecuados para realizar el análisis.

El objetivo principal de este trabajo es evaluar la vulnerabilidad y el daño sísmico de los edificios de hormigón armado, teniendo en cuenta la influencia de los cerramientos o la tabiquería, conocidos también como paredes de relleno, por medio de técnicas de análisis basadas en el desempeño (capacidad por demanda), cuantificando los resultados mediante las matrices de probabilidad de daño.

Los modelos de edificios aquí estudiados se encuentran ubicados en la ciudad de Barcelona, España. Barcelona se encuentra situada en una zona considerada de sismicidad baja a moderada y muchas estructuras no incluyen diseño antisísmico. Mediante el análisis estático no lineal, se analiza el comportamiento sísmico de los edificios cuando se tiene en cuenta la tabiquería; para ello, se usan las curvas de capacidad y las curvas de fragilidad, así como también los escenarios sísmicos, los cuales definen la acción sísmica mediante un espectro de respuesta dado.

En el siguiente apartado se describen las características de las paredes de relleno y el modelo mecánico

seleccionado para simularlas. Para ello se ha adoptado el modelo de Crisafulli [6], donde la pared está representada por un elemento tipo panel (en inglés: *panel element*) formado por 4 nodos. El modelo utilizado para representar los paneles de relleno se encuentra definido dentro de los denominados macroelementos [7], los cuales pueden describir la respuesta global y se caracterizan por su gran simplicidad computacional, aunque muchas veces no capturan el fenómeno local que aparece entre el pórtico y la pared. Crisafulli [6] propone un modelo avanzado cíclico no lineal para los paneles de mampostería que muestra ventajas significativas en su uso e implementación. Específicamente, sugiere modelos analíticos que de acuerdo a la información disponible ofrecen la posibilidad de modelar el material con diferentes niveles de precisión. Este modelo también tiene en cuenta el fenómeno local causado por la interacción entre el panel y el pórtico. Todo esto permite una fácil implementación y aplicación [8].

La acción sísmica aquí considerada se define mediante espectros de respuesta, los cuales corresponden a tres escenarios sísmicos, uno definido según la norma sísmica española, NCSE-02 [9], donde la aceleración máxima empleada para la ciudad de Barcelona es 0,04 g y los otros dos escenarios sísmicos son específicos para Barcelona [10], donde el primero corresponde a un terremoto histórico (escenario determinista) ocurrido a 25 km al norte de la ciudad y el segundo es un terremoto con una probabilidad de ocurrencia del 10% en 50 años (escenario probabilista).

Para cada modelo de edificio se obtienen los espectros de capacidad, los cuales son útiles para definir las curvas de fragilidad; éstas se usan, junto a los puntos de capacidad por demanda o puntos de desempeño, para obtener las matrices de probabilidad de daño. Las matrices de probabilidad de daño muestran la probabilidad de ocurrencia de cada estado de daño para cada escenario y para cada edificio tipo. A partir de estos resultados, se pueden generar mapas de riesgo sísmico que resultan muy útiles a la hora de desarrollar planes de emergencia y prevención de desastres en zonas urbanas.

## 2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO UTILIZADO PARA LA REPRESENTACIÓN DE LA TABIQUERÍA

En este apartado se describe, brevemente, el modelo utilizado para representar la mampostería de relleno o tabiquería.

Para el análisis, se ha utilizado el modelo de Crisafulli [6], donde el comportamiento de las paredes de relleno, cuando el marco está sometido a cargas laterales, fue estudiado mediante técnicas experimentales y teóricas [11]. El mismo autor desarrolló un modelo mecánico produciendo un modelo capaz de reprodu-

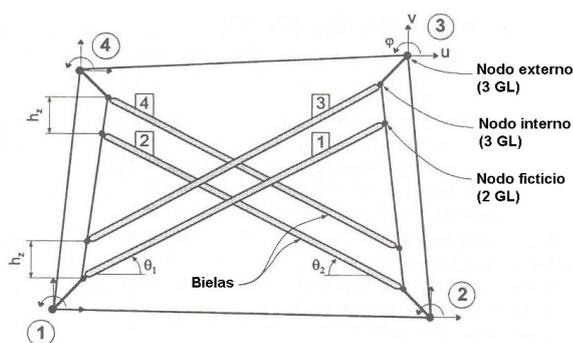


Figura 1a. Mecanismo de bielas

cir la respuesta de las paredes desde situaciones prefisuradas hasta la rotura de las mismas, incluyendo diferentes modos de rotura por deslizamiento de cortante o aplastamiento de la fábrica. El modelo ha sido implementado en el programa RUAUMOKO [12] de uso extendido para el análisis no lineal de estructuras planas sometidas a acciones sísmicas.

El modelo de Crisafulli [6], [11] está formado por 4 nodos y supone que no hay aberturas entre el pórtico y la pared. Cada panel es representado por cinco bielas: dos bielas paralelas en cada dirección diagonal para las fuerzas a compresión llevadas a través de la diagonal del panel, para representar los efectos rotacionales en las juntas (Figura 1a) y una sola biela actuando en el centro, a través de dos diagonales de esquinas opuestas, para transmitir el cortante desde el tope del panel hasta la parte más baja del mismo (Figura 1b). En la referencia [13] se encuentra, en detalle, el proceso numérico sobre la transformación de las fuerzas y desplazamientos en los nodos internos y ficticios a las fuerzas externas en los 4 nodos, donde el elemento panel de relleno está conectado al pórtico.

Para llevar a cabo este estudio, las paredes de relleno se consideraron sin armadura y fueron dispuestas de forma irregular en los pórticos. La obra de fábrica empleada para la simulación fue el llamado ladrillo catalán estándar con dimensiones de 290 mm x 135 mm x 90 mm. El espesor del panel es de 90 mm. La resistencia a compresión del bloque es de 15 N/mm<sup>2</sup> [14].

Para definir el comportamiento de las bielas que representan a los paneles de mampostería, se requieren algunos parámetros mecánicos y geométricos. El parámetro principal es la resistencia a compresión,  $f_{m\theta}'$ ; ésta no es la resistencia a compresión uniaxial estándar, sino que tiene que ser evaluada teniendo en cuenta la inclinación de los esfuerzos principales de compresión y el modo de fallo esperado en el panel, es decir,  $f_{m\theta}'$  controla la resistencia de las bielas. La resistencia a tracción,  $f_t'$ , es mucho más pequeña que la de compresión y no tiene una influencia importante en la respuesta global de la estructura. Ésta puede suponerse cero ó un 10% de la de compresión. El módulo elástico,  $E_{mo}$  representa la pendiente inicial de la curva tensión-deformación y se supone que

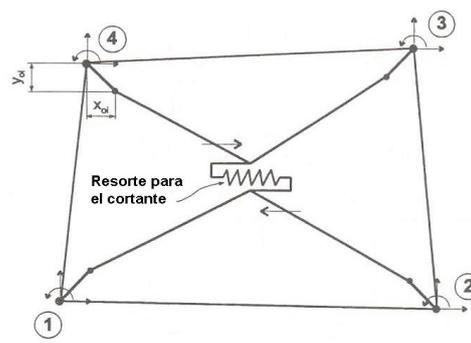


Figura 1b. Comportamiento a cortante

$E_{mo} \geq 2 \cdot f_{m\theta}' / \epsilon_m'$ , para obtener una adecuada rama ascendente de la envolvente de resistencia.  $\epsilon_m'$  es la deformación bajo la tensión máxima. En este trabajo, de acuerdo a estudios y recomendaciones previos [6], [14], los parámetros utilizados tienen los siguientes valores:  $\epsilon_m' = -0,003$ ,  $f_{m\theta}' = 0,85$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_t' = 0,085$  N/mm<sup>2</sup>,  $E_{mo} = 570$  N/mm<sup>2</sup>.

### 3. DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

Se analizan dos edificios de ocho plantas de hormigón armado con forjados reticulares, el primero sin tener en cuenta la tabiquería (8-sin) y el segundo considerando los muros interiores (8-con); estos muros no tienen ningún tipo de abertura. Ambas estructuras se estudiarán como pórticos planos (ver apartado 4).

Previamente se realizó un análisis elástico 3D con el programa de cálculo de estructuras SAP2000 [15]. Para ello, se modeló un edificio (sin considerar la tabiquería) como emparrillado plano para así cuantificar el ancho efectivo de las vigas y el efecto pórtico del mismo. Analizando la concentración de esfuerzos en el forjado frente a cargas horizontales se observó cómo, en los nervios cercanos a las alineaciones de los soportes, se concentran los momentos más importantes del forjado. Además, se verificó que, para ambos modelos (3D y 2D), los desplazamientos en un mismo nivel fueran aproximadamente iguales. De esta manera se definió un ancho efectivo para las vigas, de forma que un edificio porticado representara bien a un edificio de forjados reticulares [16]. No obstante, con el análisis previo, se comprobó que los resultados obtenidos tienen una buena correlación con el criterio de evaluación propuesto en Bazán y Meli [17] para determinar el ancho efectivo de las vigas. En este análisis no se incluye la pared, para que el pórtico equivalente tenga la misma rigidez lateral del emparrillado. Se consideró el material lineal elástico.

Los edificios 8-sin y 8-con tienen las mismas dimensiones en planta (21,90 m x 25,65 m) y la misma altura (24 m), las vigas interiores tienen un ancho equivalente de 1,25 m y las vigas perimetrales de 0,80 m, siendo el canto de las vigas igual al espesor del forja-

**Tabla 1. Armadura de los elementos estructurales**

Secciones (m)		Armado (mm <sup>2</sup> )
Ábacos	2,40 x 2,40	$A_{s_{superior}} = 553 \text{ mm}^2/\text{m}$ $A_{s_{inferior}} = 395 \text{ mm}^2/\text{m}$
Vigas interiores	1,25 x 0,28	$A_{s_{superior}} = 1.943$ extremos, 402 centro vano $A_{s_{inferior}} = 242$ extremos, 158 centro vano
Vigas perimetrales	0,80 x 0,28	$A_{s_{superior}} = 2.218$ extremos, 438 centro vano $A_{s_{inferior}} = 321$ extremos, 316 centro vano
Columnas	0,35 x 0,30	$A_{s_{total}} = 1.206$
	0,40 x 0,30	$A_{s_{total}} = 1.608$
	0,45 x 0,30	$A_{s_{total}} = 2.512$
	0,40 x 0,35	$A_{s_{total}} = 2.914$
	0,45 x 0,35	$A_{s_{total}} = 3.115$
	0,50 x 0,30	$A_{s_{total}} = 3.140$
	0,50 x 0,35	$A_{s_{total}} = 3.768$

do (0,28 m), los ábacos tienen dimensiones de 2,40 m x 2,40 m y el ancho de los nervios es de 0,10 m, las columnas tienen 7 tipos de secciones [16]. La Tabla 1 muestra el armado de cada sección utilizado para ambos modelos.

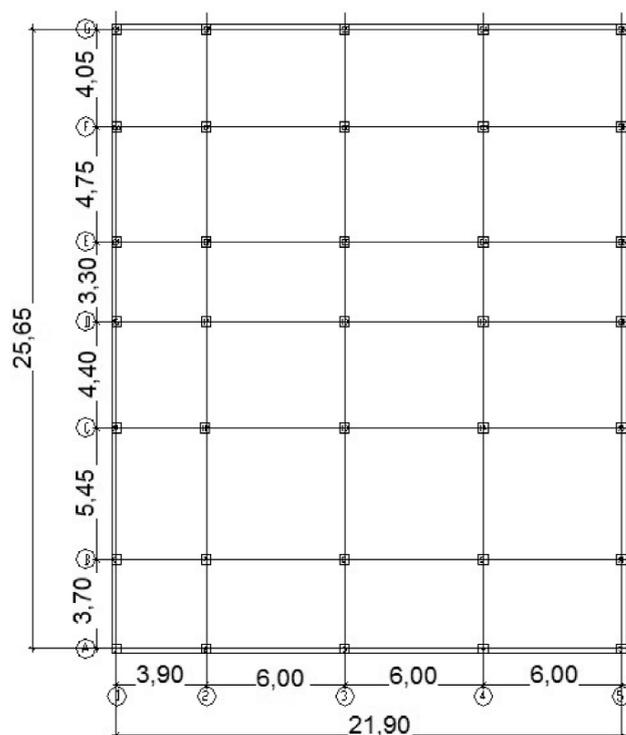
La Figura 2 muestra la planta baja de los modelos de edificios analizados, mientras que la Figura 3 muestra uno de los alzados de uno de los pórticos correspondientes a la dirección del análisis. En cuanto a las propiedades mecánicas de los materiales considerados se tiene la resistencia a compresión del hormigón de 25 N/mm<sup>2</sup>, el límite elástico del acero de 500 N/mm<sup>2</sup>, el módulo elástico del hormigón de 30.000 N/mm<sup>2</sup> y el módulo elástico del acero de 210.000 N/mm<sup>2</sup>.

#### 4. ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA CONSIDERANDO LA INFLUENCIA DE LOS CERRAMIENTOS

Para evaluar la vulnerabilidad de los edificios se han modelado las estructuras en dos dimensiones. El programa de cálculo empleado [12] trabaja con estructuras planas y para llevar a cabo este estudio se colocan todos los pórticos del edificio de forma sucesiva, uno seguido del otro, en la dirección del análisis. Se consideró que el forjado actúa como diafragma rígido en su plano y, por lo tanto, los desplazamientos de los nodos del mismo están coaccionados. Los modelos no contemplan los efectos de torsión en planta del edificio, que no son objeto de este estudio. Se ha considerado que la acción sísmica es paralela a la dirección de análisis, por lo que el efecto de torsión en planta no tiene lugar.

El programa RUAUMOKO [12] es un programa en 2D y requiere conocer los diagramas momento-curvatura para vigas y columnas. En el análisis no lineal se

utilizó, para las propiedades básicas de las secciones, el modelo de una componente Giberson [18] para vigas con inelasticidad concentrada en tres rótulas plásticas. De esta manera se contempla la posibilidad de que alguna rótula plástica ocurra en el interior del vano en lugar de los extremos, situación que es posible cuando las cargas gravitatorias son importantes en relación con la acción lateral. Para los pilares se empleó un elemento tipo viga-columna con inelasticidad concentrada sólo en los extremos del elemento. Las propiedades momento-rotación y ductilidad de las diferentes rótulas plásticas fueron obtenidas a partir del análisis no lineal de las secciones de hormigón armado utilizando el programa BCSEC [19] y

**Figura 2. Planta edificios**

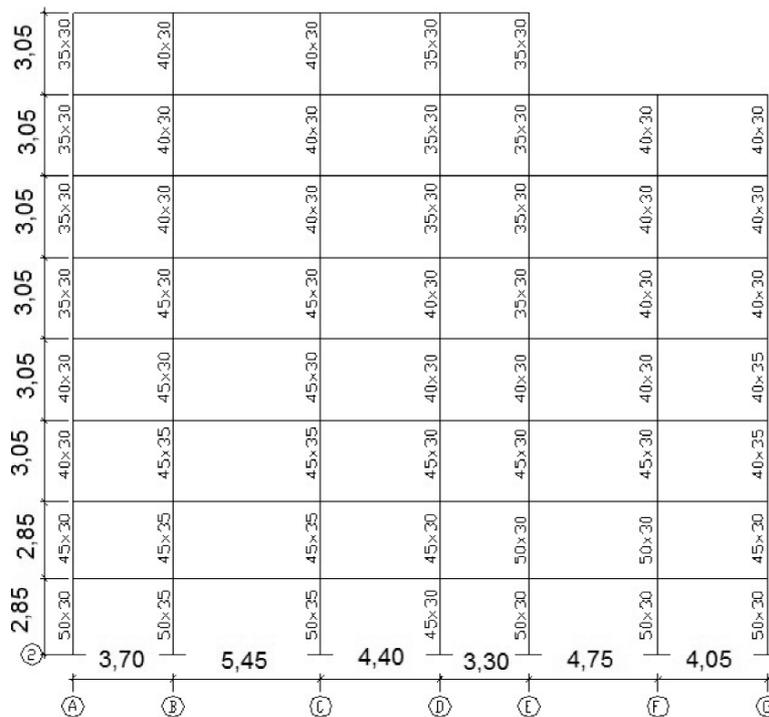


Figura 3. Alzado edificios, pórtico 2 sin paredes

considerando la influencia del esfuerzo axial en los pilares [20]. Estas curvas son convertidas, posteriormente, a un diagrama elasto-plástico para poder calcular la ductilidad de la sección en función del esfuerzo axial [21]. Para ello es necesario definir un diagrama de interacción mediante puntos discretos y la correspondiente curva momento-rotación para cada axial; para axiles intermedios se realiza una interpolación lineal. En el análisis con el programa RUAUMOKO [12] no se consideró el fallo a cortante debido a que este tipo de programas no considera la respuesta no-lineal a cortante. La disposición de la tabiquería en cada pórtico del modelo es de forma irregular, excepto en las paredes exteriores que dividen un edificio de otro.

A continuación se presentan los parámetros modales obtenidos durante el análisis para los modelos descritos anteriormente. La Tabla 2 muestra las características modales correspondientes al modo fundamental para los 2 edificios analizados, 8-sin y 8-con. Se puede observar un primer efecto de las paredes de relleno en la rigidización de la estructura. Los periodos disminuyen de forma sensible. Los parámetros modales  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son, respectivamente, los factores correspondientes a la masa y la altura del primer modo de vibración [22].

#### 4.1. Evaluación de la capacidad

La capacidad de una estructura se evalúa mediante las curvas de capacidad, las cuales se obtienen a partir de un análisis estático no-lineal, conocido también como análisis *pushover*. Este tipo de análisis consiste en aplicar un patrón de fuerzas horizontales al edificio, basado en su primer modo de vibración. El valor

**Tabla 2. Parámetros modales de los edificios 8-sin y 8-con**

Modelo	T (s)	Factores Modales	
		$\alpha_1$	$\alpha_2$
8-con	0,881	0,80	0,59
8-sin	1,163	0,78	0,63

de las fuerzas horizontales (fuerzas sísmicas) se va incrementando monótonicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o la condición de colapso. El patrón de fuerzas aquí aplicado consiste en una distribución de tipo parabólico y tiene una buena aproximación al primer modo de vibración del edificio, correspondiente con la simplificación aceptada en la norma sísmica española NCSE-02 [9] para el primer modo de vibración.

A partir de aquí se obtienen las curvas de capacidad (Figura 4), las cuales son transformadas a espectros de capacidad bilineales para definir, posteriormente, las curvas de fragilidad. El espectro de capacidad bilineal se obtiene mediante un criterio de balance de energía, es decir, se igualan las áreas que, comprendidas entre ambas curvas, quedan por encima y por debajo de la curva de capacidad obtenida del análisis. Con los espectros de capacidad definidos por dos puntos se puede caracterizar de forma más directa el comportamiento de la estructura. El primero de estos puntos corresponde con la capacidad de cedencia del edificio ( $Sd_y$ ,  $Sa_y$ ), el cual representa el desplazamiento en el que la respuesta del edificio empieza a ser fundamentalmente no lineal, el segundo punto corres-

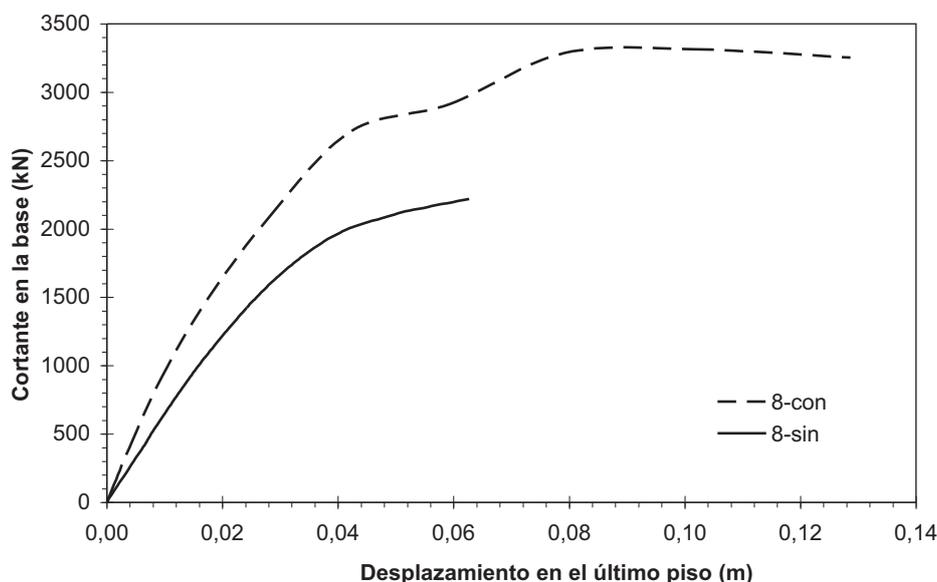


Figura 4. Curvas de capacidad, edificio de 8 pisos sin y con paredes de relleno

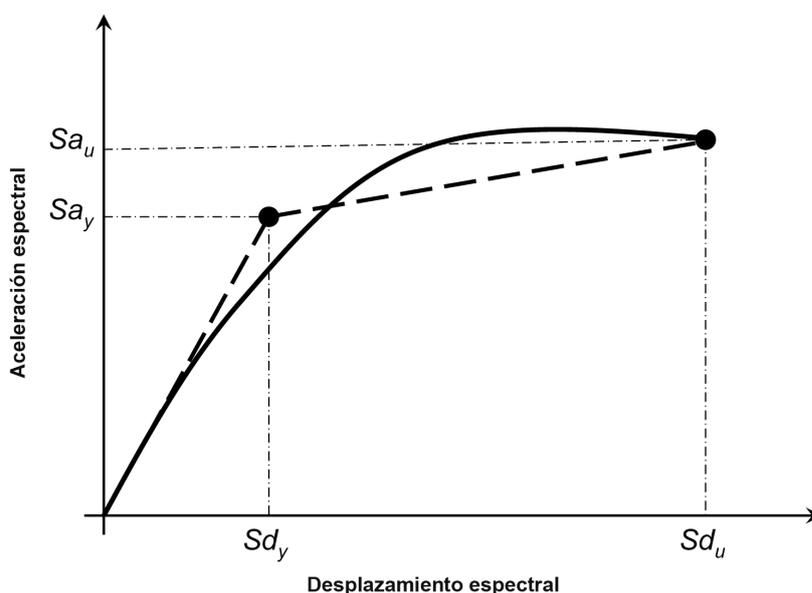


Figura 5. Definición de la forma bilineal del espectro de capacidad

ponde con la capacidad última ( $Sd_u$ ,  $Sa_u$ ) y representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso, Figura 5;  $Sd$  es el desplazamiento espectral y  $Sa$  es la aceleración espectral.

La Tabla 3 muestra los puntos que definen la forma bilineal de los espectros de capacidad para los dos edificios estudiados.

#### 4.2. Evaluación de la fragilidad

Las curvas de fragilidad obtenidas a partir del espectro de capacidad son utilizadas para estimar la probabilidad de alcanzar o exceder un cierto estado de daño, dada cierta demanda sísmica caracterizada mediante la respuesta estructural. Estas curvas pueden ser modela-

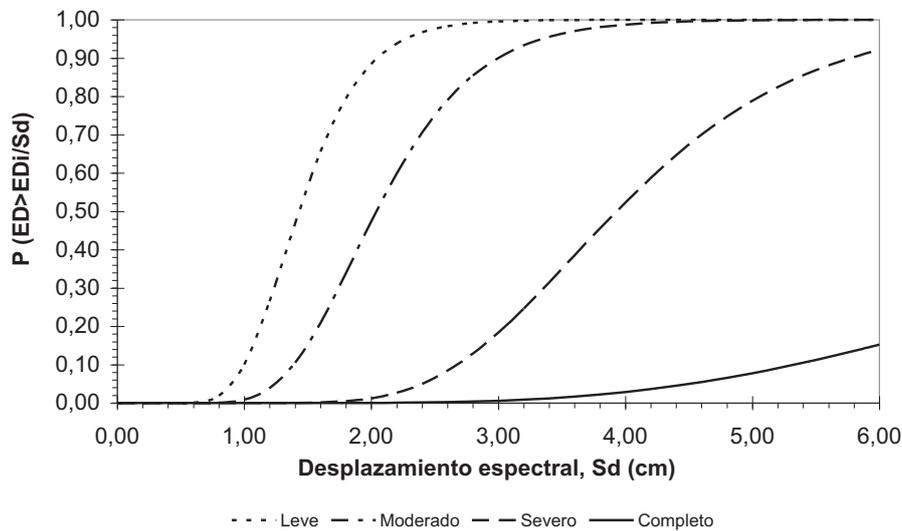
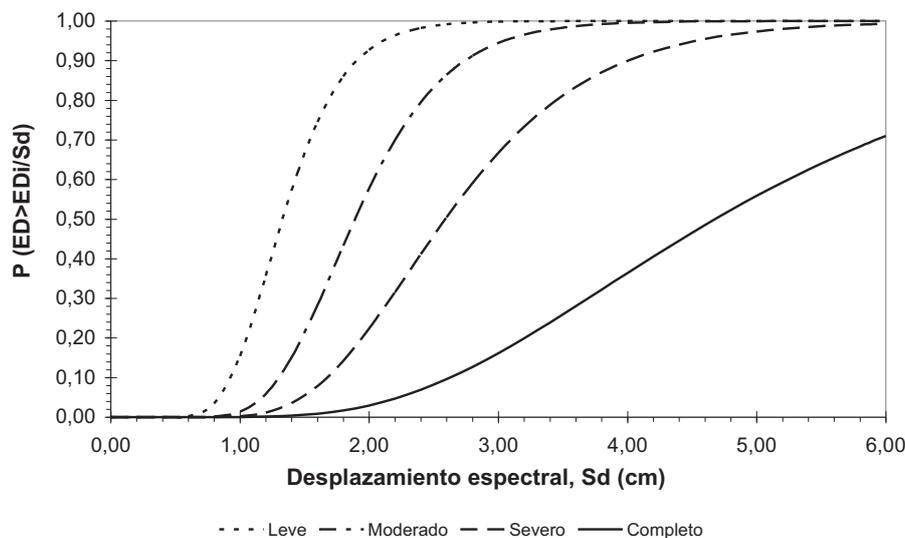
Tabla 3. Parámetros que definen los espectros de capacidad bilineales

Modelos	Capacidad cedencia		Capacidad última	
	$Sd_y$ (cm)	$Sa_y$ (g)	$Sd_u$ (cm)	$Sa_u$ (g)
8-con	2,044	0,0868	9,607	0,1036
8-sin	1,894	0,0591	4,675	0,0785

das como una función lognormal [4] y se pueden definir de forma simplificada por la desviación estándar logarítmica  $\beta_{ED}$  y el valor medio que corresponde al umbral asociado al estado de daño (ED). Los umbrales de los estados de daño considerados son cuatro y se definen como: 1 para el estado de daño leve, 2 para moderado, 3 para severo y 4 indica el estado de daño completo (justo antes de que se produzca el colapso).

**Tabla 4.** Parámetros que definen las curvas de fragilidad

Modelos	ED Leve		ED Moderado		ED Severo		ED Completo	
	$\overline{Sd}_1$ (cm)	$\beta_1$	$\overline{Sd}_2$ (cm)	$\beta_2$	$\overline{Sd}_3$ (cm)	$\beta_3$	$\overline{Sd}_4$ (cm)	$\beta_4$
8-con	1,43	0,28	2,04	0,30	3,93	0,30	9,61	0,46
8-sin	1,33	0,28	1,89	0,29	2,59	0,34	4,68	0,45

**Figura 6.** Curvas de fragilidad, edificio de 8 pisos con paredes de relleno**Figura 7.** Curvas de fragilidad, edificio de 8 pisos sin paredes de relleno

La probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño particular ( $ED_i$ ) dada la demanda sísmica, en este caso el desplazamiento espectral ( $Sd$ ), viene definida mediante la Ecuación 1,

$$P[ED \geq ED_i / Sd] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ED}} \cdot \ln \left( \frac{Sd}{\overline{Sd}_{ED}} \right) \right] \quad (1)$$

donde  $\overline{Sd}_{ED}$  es el desplazamiento espectral medio para el cual la probabilidad de excedencia es del 50%,  $\beta_{ED}$  es la desviación estándar del logaritmo natural

del desplazamiento espectral para el estado límite de daño,  $\Phi$  es la función de distribución normal estándar acumulada y  $Sd$  es el desplazamiento espectral.

Los dos parámetros ( $\overline{Sd}_{ED}, \beta_{ED}$ ) que definen las curvas de fragilidad se obtienen a partir de una metodología descrita en la referencia [23], esta metodología se basa en un procedimiento simplificado utilizando los puntos de desplazamiento que definen el espectro de capacidad bilineal [23], [24]. La Tabla 4 muestra los parámetros que definen las curvas de fragilidad. Las Figuras 6 y 7 muestran las gráficas de las mismas y

éstas serán las curvas empleadas para evaluar el daño mediante un parámetro indicador del daño,  $D_M$ .

## 5. ESCENARIOS SÍSMICOS

En este apartado se definen los tres escenarios sísmicos empleados para la evaluación del daño. Aparte del escenario definido por la NCSE-02 [9], se consideran dos terremotos cuya ocurrencia en Barcelona es probable. Irizarry [10] obtiene estos dos escenarios sísmicos en términos espectrales, el primer escenario se ha estimado mediante técnicas deterministas, mientras que el segundo se ha estimado mediante métodos probabilistas.

Para definir el movimiento sísmico esperado para estos dos escenarios se ha tenido en cuenta la zonificación sísmica de los suelos realizada por Cid [25]. El escenario determinista corresponde a un terremoto histórico ocurrido en el año 1.448 en Cardedeu, a una distancia de 25 km del centro de Barcelona y a una profundidad de 7 km, el cual se ha complementado con otro terremoto ocurrido en 1.428 en la provincia de Gerona para unir las características espectrales de un sismo cercano con las de un sismo lejano, y así poder definir de forma conservadora todo el rango de periodos, con especial cuidado en los periodos largos [26]. Para el escenario probabilista se ha utilizado el terremoto con una probabilidad del 10% en 50 años.

El otro escenario considerado, para Barcelona, corresponde al de la norma sísmica española NCSE-02 [9] con una aceleración básica de 0,04 g.

Los tres escenarios aquí definidos corresponden a un mismo tipo de suelo formado por afloramientos pleistocenos con substrato terciario, correspondientes a materiales semi-compactos. La Figura 8 muestra los

espectros de respuesta correspondientes a los escenarios determinista y probabilista y al definido según la NCSE-02. Estos espectros serán utilizados para evaluar el daño sísmico de los edificios.

## 6. PUNTO DE CAPACIDAD POR DEMANDA O PUNTO DE DESEMPEÑO

Una vez caracterizados los edificios mediante sus espectros de capacidad y sus curvas de fragilidad, la respuesta máxima de un edificio bajo un escenario sísmico viene determinada por la abscisa del punto de capacidad por demanda, conocido también como punto de desempeño.

El procedimiento A definido en el Método del Espectro de Capacidad [3] se ha utilizado para estimar los puntos de capacidad por demanda para los tres escenarios sísmicos considerados. El punto de desempeño se obtiene mediante un proceso iterativo con la intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda. El espectro de demanda se obtiene a partir del espectro elástico de respuesta con 5% de amortiguamiento, reducido para niveles mayores de amortiguamiento efectivo [3].

La Tabla 5 muestra el punto de capacidad por demanda representado por el desplazamiento espectral ( $Sd_{PD}$ ) y su respectivo amortiguamiento efectivo ( $\xi_{efec}$ ).

## 7. MATRICES DE PROBABILIDAD DE DAÑO E ÍNDICE DE DAÑO MEDIO

Dada una demanda sísmica, las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir del punto de desempeño y utilizando las curvas de fragilidad. Para

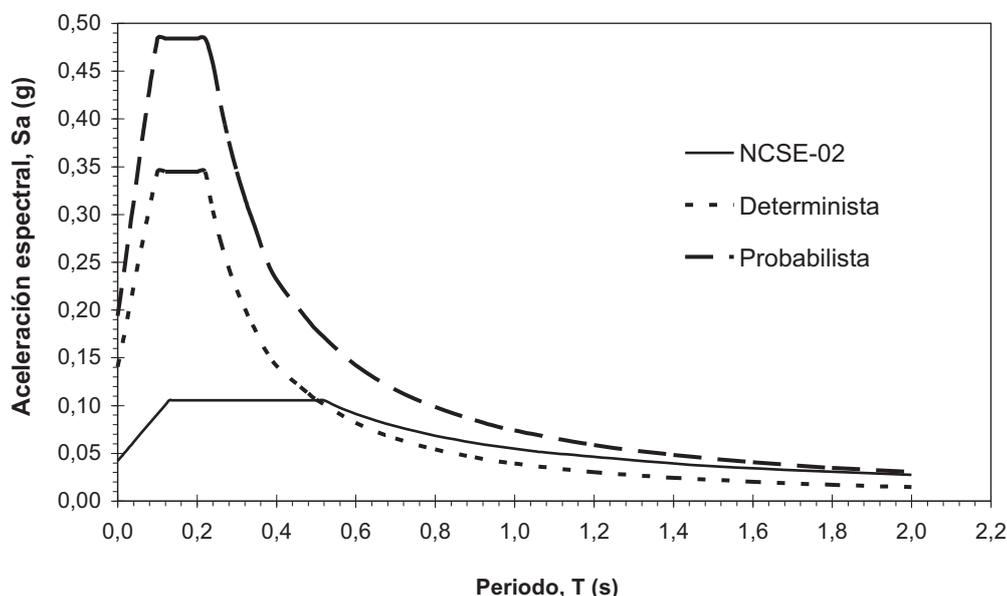


Figura 8. Espectros elásticos de respuesta

**Tabla 5. Puntos de desempeño para los 3 escenarios considerados**

Modelos	Puntos de capacidad por demanda ( $Sd_{PD}$ )					
	Determinista		Probabilista		NCSE-02	
	$Sd_{PD}$ (cm)	$\xi_{efec}$ (%)	$Sd_{PD}$ (cm)	$\xi_{efec}$ (%)	$Sd_{PD}$ (cm)	$\xi_{efec}$ (%)
8-con	0,943	8,07	1,15	8,47	1,25	8,53
8-sin	1,05	5,62	1,27	6,26	1,45	6,75

esto, es necesario entrar en las curvas de fragilidad con el parámetro que representa la respuesta estructural, en este caso el punto de desempeño, y obtener las probabilidades para cada estado de daño.

Los desplazamientos espectrales correspondientes a los puntos de desempeño junto con las curvas de fragilidad han permitido evaluar una probabilidad de ocurrencia para cada edificio y para cada escenario sísmico.

Para cuantificar los resultados de forma simplificada, se define un parámetro ponderado de daño medio ( $D_M$ ) como, ver Ecuación 2:

$$D_M = \sum_{i=0}^{i=4} i \cdot P(i) \quad (2)$$

donde,  $i$  corresponde a cada estado de daño considerado y  $P(i)$  es la probabilidad de ocurrencia del estado de daño  $i$ , dado un desplazamiento espectral. El índice  $i$  toma valores de 0, 1, 2, 3 y 4 para los estados de daño: no daño, leve, moderado, severo y completo, respectivamente [24].

Este parámetro de daño medio tiene intervalos de variación para cada estado de daño y, además, se puede utilizar para representar escenarios de riesgo sísmico en un área determinada. La Tabla 6 muestra

**Tabla 6. Intervalos de variación del parámetro de  $D_M$** 

Estados de daño	Intervalo de variación
No daño	$0 \leq D_M < 0,5$
Leve	$0,5 \leq D_M < 1,5$
Moderado	$1,5 \leq D_M < 2,5$
Severo	$2,5 \leq D_M < 3,5$
Completo	$3,5 \leq D_M \leq 4,0$

los intervalos de variación de  $D_M$  para los cinco estados de daño aquí considerados: no daño, daño leve, moderado, severo y completo [24].

### 7.1. Resultados

Las Tablas 7 y 8 muestran las matrices de probabilidad de daño obtenidas, las cuales corresponden con las curvas de fragilidad dadas en las Figuras 6 y 7, respectivamente. En las mismas tablas se da el valor correspondiente al parámetro de daño medio.

Se observa cómo para ambos edificios, en los escenarios deterministas y probabilistas, el  $D_M$  es mayor

**Tabla 7. Matriz de probabilidad de daño, edificio 8-con**

Escenario	No daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	$D_M$
Determinista	0,92	0,07	0,01	0,00	0,00	0,09
Probabilista	0,78	0,19	0,02	0,01	0,00	0,26
NCSE-02	0,68	0,26	0,05	0,01	0,00	0,39

**Tabla 8. Matriz de probabilidad de daño, edificio 8-sin**

Escenario	No daño	Leve	Moderado	Severo	Completo	$D_M$
Determinista	0,80	0,16	0,03	0,01	0,00	0,25
Probabilista	0,55	0,36	0,06	0,02	0,01	0,58
NCSE-02	0,36	0,45	0,14	0,04	0,01	0,89

para el escenario probabilista (0,58 para el edificio 8-sin y 0,26 para el 8-con) aunque el mayor valor se da para el escenario de la norma sísmica española NCSE-02 (0,89 y 0,39 para 8-sin y 8-con, respectivamente). Para el edificio 8-sin, tanto para el escenario probabilista como para el de la NCSE-02, el  $D_M$  corresponde a un estado de daño *leve*, mientras que para 8-con el estado de daño corresponde al estado de *no daño* para los mismos escenarios.

## 8. DISCUSIÓN Y CONCLUSIÓN

El factor de daño medio se ha utilizado para analizar y discutir los resultados correspondientes a la influencia de las paredes de obra de fábrica no estructurales (cerramientos) en el comportamiento sísmico de los edificios de hormigón armado. De los resultados obtenidos, Tablas 7 y 8, se observa cómo la incorporación de los muros de relleno mejora en un grado el comportamiento sísmico de este tipo de edificios; en ellas se aprecia cómo el daño esperado se mantiene entre el estado de daño nulo al considerar la tabiquería y daño leve al no considerarla, esto ocurre para todos los escenarios sísmicos utilizados en el análisis.

El espectro de capacidad refleja el comportamiento frágil de este sistema estructural. En la Tabla 3 se observa que el desplazamiento último ( $Sd_u$ ) obtenido para el edificio 8-sin es bastante bajo y a partir de éste la estructura falla debido al mecanismo plástico desarrollado durante el análisis. La Tabla 3 permite observar la baja ductilidad (2,4) que este tipo de edificios presentan. Esta ductilidad se asemeja a la definida en la normativa sísmica española NCSE-02, la cual limita la ductilidad de este tipo de estructuras a 2,0. No obstante, se debe tener en cuenta que estos edificios se encuentran localizados en una zona de sismicidad baja, por lo que pudieron soportar el terremoto de diseño sin una demanda de ductilidad significativa. También se puede observar cómo el modelo 8-con duplica su ductilidad respecto a 8-sin al tener en cuenta, en el análisis, las paredes.

A pesar de que el factor de daño medio indica para el modelo 8-sin un estado de daño leve (Tabla 7), con las matrices de probabilidad de daño se observa que existe una probabilidad media de 3% y 1% de daño severo y completo, respectivamente, para los tres escenarios. En cambio, al considerar la tabiquería, estas probabilidades de daño desaparecerían. Es importante destacar que para el escenario sísmico definido según la NCSE-02 los edificios muestran un porcentaje de probabilidad más alto de sufrir daño moderado.

Con los resultados aquí obtenidos, representados por las matrices de probabilidad de daño, hay que tener en cuenta que se consideró el cerramiento completo dentro de los pórticos, sin dejar ningún tipo de abertura entre la pared y el forjado, para evitar así el efec-

to de columna corta, siendo éste un fallo grave en los edificios cuando se produce un sismo, ya que se produciría en las columnas un fallo por cortante.

La capacidad que tiene una estructura de soportar un evento sísmico es una combinación de resistencia y ductilidad. Los edificios aquí analizados (con y sin tabiquería) presentan, en general, un buen comportamiento sísmico para los escenarios considerados. Con estos resultados se puede concluir que la ganancia en resistencia de los edificios tipo 8-con es moderada. Sin embargo, la ganancia en ductilidad es considerable, si bien se pueden presentar grandes daños en las paredes. La identificación de la vulnerabilidad de estos edificios es una aportación al estudio que se ha llevado a cabo en la ciudad de Barcelona sobre las estructuras construidas de hormigón armado [20, 23].

## REFERENCIAS

- [1] PARK, P.; PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado*. México: Editorial Limusa, 1994, 796 p.
- [2] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Report No. FEMA-273. Washington, D.C.: FEMA, 1996.
- [3] APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. *ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Report: SSC96-01. Volume 1, Seismic Safety Commission. Redwood City, California: Applied Technology Council, 1996.
- [4] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (FEMA). *HAZUS-99. Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual*, Vol. 1. Washington, D.F.: Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1999.
- [5] FREEMAN, S. "Development and use of capacity spectrum method". *Proceedings of the 6th National Conference on Earthquake Engineering/EERI*, Seattle, Washington, May 31 – June 4, 1998. CD-ROM.
- [6] CRISAFULLI, F.J. *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. Doctoral Thesis. Canterbury, New Zealand: University of Canterbury, 1997.
- [7] CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J.; PARK, R. "Analytical modelling of infilled frame structures—a general overview". *Bull. NZ Soc. Earthq. Eng.*, 2000, vol. 33, n° 1, p. 30–47.
- [8] SMYROU, E. *Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames*. Master Dissertation. Pavia, Italy: European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), 2006. 108 p.

- [9] MINISTERIO DE FOMENTO. NCSE-02. *Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación*. Real Decreto 997/2002 de 27 septiembre. Madrid: Boletín Oficial del Estado, 2002, n° 244.
- [10] IRIZARRY, J. *An advanced approach to seismic risk assessment. Application to the cultural heritage and the urban system of Barcelona*. Doctoral Thesis. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2004.
- [11] SMYROU, E.; BLANDON, C.; ANTONIOU, S.; PINHO, R.; CRISAFULLI, F. "Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames". *Bull. Earthquake Eng.*, 2011, vol. 9, n° 5, p. 1519-1534. doi: 10.1007/s10518-011-9262-6.
- [12] CARR, A. *RUAUMOKO: Inelastic dynamic analysis program and Post-processor for RUAUMOKO: Dynaplot*. Nueva Zelanda: University of Canterbury, Department of Civil Engineering, 2000.
- [13] CRISAFULLI, F.J.; CARR, A.J. "Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures". *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 2007, vol. 40, n° 2, p. 69-77.
- [14] YÉPEZ, F. *Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación. Tesis Doctoral*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 2006.
- [15] WILSON, E.; HABIBULA, H. "SAP2000: Static and dynamic finite element analysis of structures non linear". *Computers and Structures, Inc.* Berkeley, California, USA, 2002.
- [16] MORENO, R.; BAIRÁN, J.M. "Curvas de fragilidad para evaluar el daño sísmico de edificios de concreto armado con losas reticulares". *Revista de la facultad de ingeniería de la Universidad Central de Venezuela*, 2010, vol. 25, n° 4, p. 61-71.
- [17] BAZÁN, E.; MELI, R. *Diseño sísmico de edificios*. México: Editorial Limusa, 1999. 317 p.
- [18] GIBERSON, M. "Two nonlinear beams with definitions of ductility". *Journal of the Structural Division, Proc. ASCE*, 1969, vol. 95, n° 2, p.137-157.
- [19] BAIRÁN, J. *BCSEC: Programa computacional para el cálculo de características mecánicas no-lineales de secciones y piezas arbitrarias*. Barcelona: Departamento de Ingeniería de la Construcción, Universidad Politécnica de Cataluña, 2000.
- [20] MORENO-GONZÁLEZ, R.; BAIRÁN, J.M. "Seismic damage assessment for waffled-slabs reinforced concrete (RC) buildings in Barcelona". *International Journal of Architectural Heritage*, 2013, vol. 7, n° 1, p. 116-134. doi: 10.1080/15583058.2011.616619.
- [21] MORENO, R.; BAIRÁN, J.; PUJADES, L.; APARICIO, A.; BARBAT, A. "Evaluación probabilística del comportamiento sísmico de edificios porticados de hormigón armado". *Hormigón y Acero*, 2004, n° 232, p. 125-136.
- [22] CHOPRA, A.K. *Dynamics of structures*. New Jersey, USA: Prentice Hall, 1995. 730 p.
- [23] BARBAT, A.H.; PUJADES, L.G.; LANTADA, N.; MORENO, R. "Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010, vol. 28, n° 10-11, p. 851-865. doi:10.1016/j.soildyn.2009.12.014.
- [24] MORENO, R.; PUJADES, L.; APARICIO, A.; BARBAT, A. *Herramientas necesarias para la evaluación sísmica de edificios*. Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería-CIMNE, 2007. (Monografías de Ingeniería Sísmica; 59). ISBN: 978-84-96736-53-5
- [25] CID, J. *Zonificación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales*. Tesis Doctoral. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, 1998.
- [26] OLIVERA, C.; REDONDO, E.; LAMBERT, J.; RIERA-MELIS, A.; ROCA, A. *Els terratrèmols dels segles XIV i XV a Catalunya*. Barcelona: Institut Cartogràfic de Catalunya, 2006.