

# Capítulo 7

## VULNERABILIDAD DE EDIFICACIONES CON IRREGULARIDAD EN PLANTA

**Juan Carlos Vielma<sup>1</sup>, Ronald Ugel<sup>1</sup>, Reyes Herrera<sup>1</sup>, Yolsanie Martínez<sup>2</sup> y Anny Alfaro<sup>2</sup>**

<sup>1</sup>Departamento de ingeniería estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado UCLA, Barquisimeto, Venezuela y Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Sangolquí Ecuador (email [jcvielma@ucla.edu.ve](mailto:jcvielma@ucla.edu.ve) y [jcvielma@espe.edu.ec](mailto:jcvielma@espe.edu.ec))

<sup>2</sup>Aula UCLA-CIMNE, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela

### 1 INTRODUCCIÓN

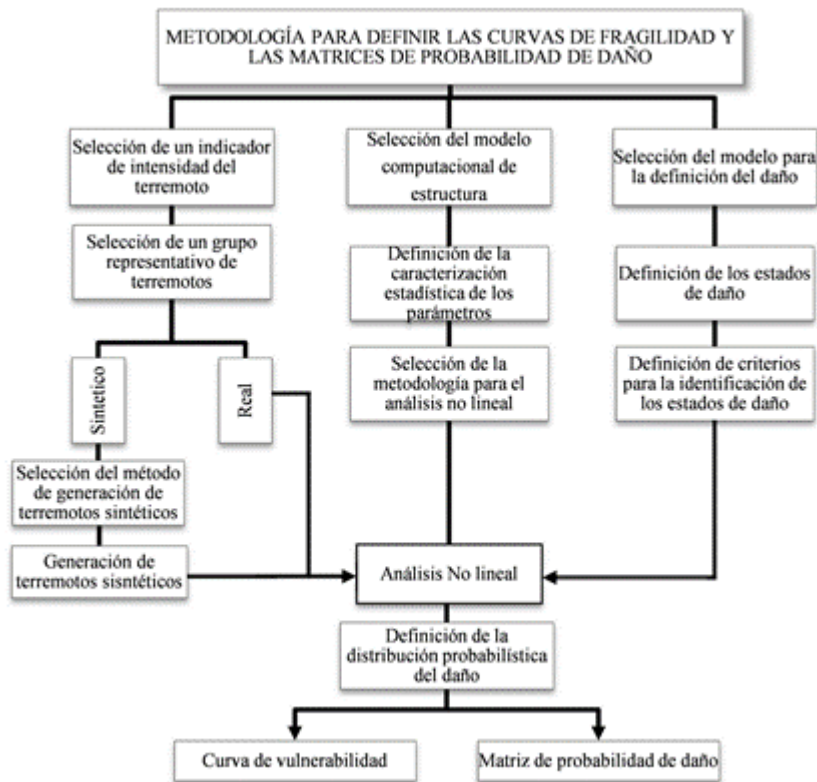
Venezuela ha sido afectada gravemente por terremotos destructivos durante su historia [1]. En la actualidad, aproximadamente el 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica lo que aumenta el nivel de riesgo [2]. Emplazamientos en zonas de alta amenaza, el inadecuado diseño y construcción de edificios, así como los daños ocurridos por terremotos anteriores, evidencian la vulnerabilidad física de las edificaciones existentes [3, 4, 5]. Para reducir la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de los edificios se requiere realizar continuamente avances en el campo de la ingeniería sísmica y cambios en las normas de diseño sismo-resistente. Las mejoras requieren de una evaluación del comportamiento sísmico, es decir, la predicción de los daños esperados en estructuras en el momento que ocurra un terremoto de una cierta severidad [6, 7]. A partir de dicha predicción pueden definirse soluciones para la reducción de la vulnerabilidad estructural [8].

La presencia del daño en edificaciones después de un terremoto, indica la necesidad de metodologías fiables para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las construcciones existentes, teniendo en cuenta la interacción compleja entre elementos estructurales y no estructurales para realizar un análisis más preciso de la respuesta dinámica de la construcción en su totalidad [9, 10, 11]. De acuerdo con los actuales avances técnicos y científicos, la evaluación sísmica de estructuras de concreto armado se puede realizar por dos métodos diferentes: métodos empíricos y métodos mecánicos [12].

La evaluación de los daños sísmicos en edificaciones está influenciada por

incertidumbres en cada paso del proceso de evaluación [13, 14] y las tendencias más recientes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica es aplicar métodos mecánicos simplificados basados en desempeño y que involucran esencialmente espectro de capacidad [15], puesto que desarrollan análisis detallados sobre modelos refinados. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: 1) el análisis lineal (estático y dinámico) y 2) el análisis no lineal (estático y dinámico). Algunos ejemplos de amplia aceptación que involucran procedimientos de análisis estático no lineales son: el método del espectro de capacidad propuesto por Freeman *et al.* [16] incorporado en el ATC-40 [17]; el método basado en desplazamiento por Priestley *et al.* [18] y el método N2 desarrollado por Fajfar [15] usado por el Eurocódigo 8 [19]. Otros investigadores proponen caracterizar, mediante algoritmos de evaluaciones detalladas y transparentes, el comportamiento físico directo de la edificación bajo acciones sísmicas reales o sintéticas [20, 21]. La Figura 1 resume las componentes básicas que se necesitan para obtener analíticamente las curvas de vulnerabilidad o las matrices de probabilidad del daño.

El estudio de Dumova-Jovanoska [22] propone curvas de vulnerabilidad con base en la intensidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado, véase la Figura 1. El daño en las estructuras se midió con el índice de daño Park y Ang [23] y para la probabilidad de ocurrencia del daño se adoptó una distribución normal y cinco niveles de estados de daño.



**Figura 1.** Componentes del cálculo de las curvas de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño con métodos analíticos. Fuente: Dumova-Jovanoska (2004)

Otro enfoque es el planteado en [24] que aplicando un empuje incremental adaptativo de edificios europeos y la metodología del espectro de capacidad obtienen el punto de desempeño. Luego consideran una escala de seis estados límites calibrada con datos

experimentales y, considerando incertidumbres en las características estructurales de los edificios, los modelizaron utilizando el método de superficie de respuesta, obteniendo curvas analíticas de vulnerabilidad basadas en desplazamientos. Olteanu *et al.* [25] evaluaron la vulnerabilidad de pórticos de concreto armado en 2D, diseñados de acuerdo a la norma rumana, de forma determinista utilizando la metodología Risk-UE y de forma probabilística considerando análisis estocásticos, calculando para los dos enfoques curvas de fragilidad basadas en desplazamiento para cinco estados límites de daño.

Vielma *et al.* [26] han, considerando el análisis no lineal determinista de estructuras de concreto armado, y han propuesto una metodología para calcular un índice de daño mediante elementos finitos, estableciendo umbrales de daño mediante el análisis de la evolución de la deriva de entrepiso. Dichos umbrales de daño consideran cinco estados límites, que se utilizan en la determinación de las curvas de fragilidad aplicando la distribución lognormal y calculando luego las matrices de probabilidad de daño.

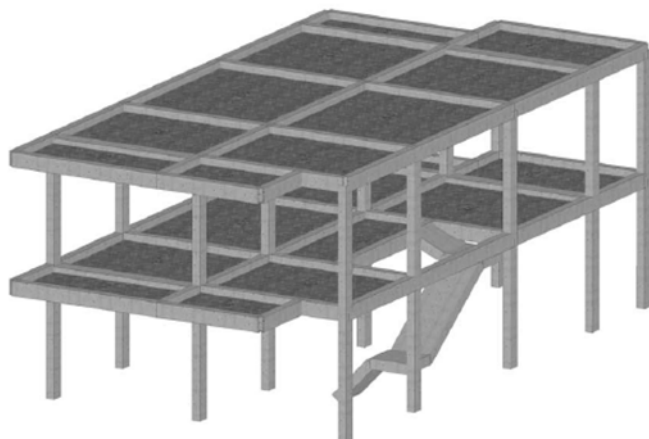
En vista de la amplia aceptación de los enfoque analíticos, en este capítulo se presenta un procedimiento con base en un método mecánico que considera el diseño por desempeño [27], que involucra análisis deterministas y formulaciones probabilistas para la determinación de la vulnerabilidad sísmica de una edificaciones de concreto armado de baja altura, con asimetría en planta, proyectada de acuerdo con la Normas Covenin [28, 29, 30] y sometida a acciones sísmicas.

## 2 METODOLOGÍA

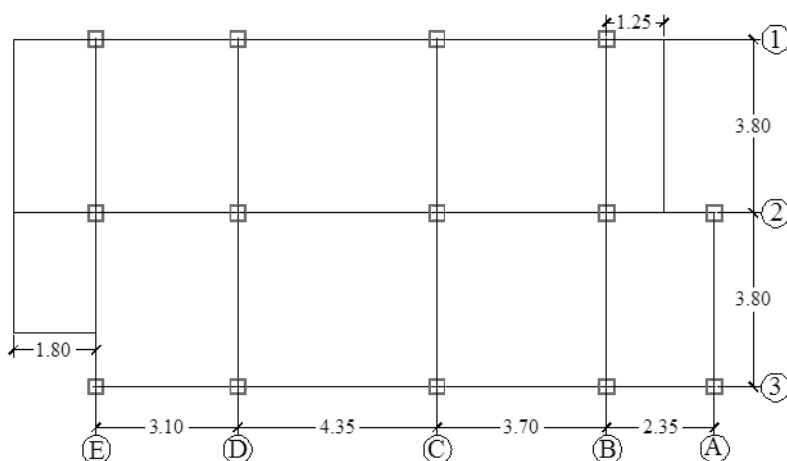
Partiendo de los resultados del análisis inelástico con empuje incremental convencional se aplicaron procedimientos con enfoque determinista como el método del análisis de los cuadrantes [31], ubicando el punto de desempeño en la curva de capacidad de cada pórtico de los tres edificios evaluados. Seguidamente se construyeron las curvas de los índices de daño en función de las derivas globales, valores que representan el nivel de daño de una estructura cuando es sometida a la acción sísmica. Asimismo, se elaboraron las curvas de fragilidad basadas en PGA, aplicando un procedimiento con formulaciones probabilistas y utilizando los resultados obtenidos en el análisis dinámico inelástico (IDA) con el programa de análisis no lineal basado en elementos finitos Zeus NL [32]. Finalmente, se determinó el nivel de daño de cada estructura; cabe indicar que este procedimiento ha sido aplicado en la evaluación de la respuesta sismo-resistente de estructuras de hormigón armado [33, 34]. A continuación se exponen en las siguientes secciones los detalles de la metodología aplicada.

### 2.1 Caso de estudio

Se ha estudiado una edificación existente de uso residencial de dos niveles con sistema porticado de concreto armado (Figura 2), que contiene una escalera interna y un área total de 220 m<sup>2</sup>. Inicialmente se desarrolló un modelo basado en ésta edificación denominado Edificio Original (EO), caracterizado por presentar asimetría en planta (Figura 3), losas nervadas armadas en una dirección con espesor de  $e=25\text{cm}$ , compuestas por bloques de arcilla, con tabiquería de bloques de concreto simple de espesor  $e=15\text{cm}$  y proyectado con normas de diseño sísmico alto. Las características de los materiales que la conforman se presentan en Tabla 1. Las dimensiones de vigas y columnas se especifican en la Tabla 2.



**Figura 2.** Representación tri-dimensional del edificio estudiado



**Figura 3.** Vista de planta de las columnas y ejes estructurales del edificio estudiado

Se creó un segundo modelo, denominado Edificio Redimensionado (ER), el cual presenta las mismas características del modelo inicial, pero considerando el principio “columna fuerte-viga débil” (Tabla 2). El procedimiento aplicado para el dimensionado de los miembros estructurales de este nuevo edificios se obtuvo aplicando un procedimiento de control de derivas con desplazamientos obtenidos a partir de factores de amplificación de la respuesta elástica lineal deducidos de relaciones de balance de energía [31, 34]. En caso contrario, la condición viga fuerte-columna débil impone condiciones a la respuesta que pueden conducir a un comportamiento de estructura de ductilidad limitada [35, 36].

**Tabla 1** Características mecánicas de los materiales del edificio

<i>Material</i>	<i>Valor</i>
Concreto	20,6 Mpa
Acero de refuerzo	412 Mpa

Seguidamente, aplicando el diseño sísmico por el método basado en desplazamiento [18] se diseñó un tercer modelo matemático denominado edificio método por desplazamiento (EMD); se trata de una estructura similar a los dos modelos anteriores pero

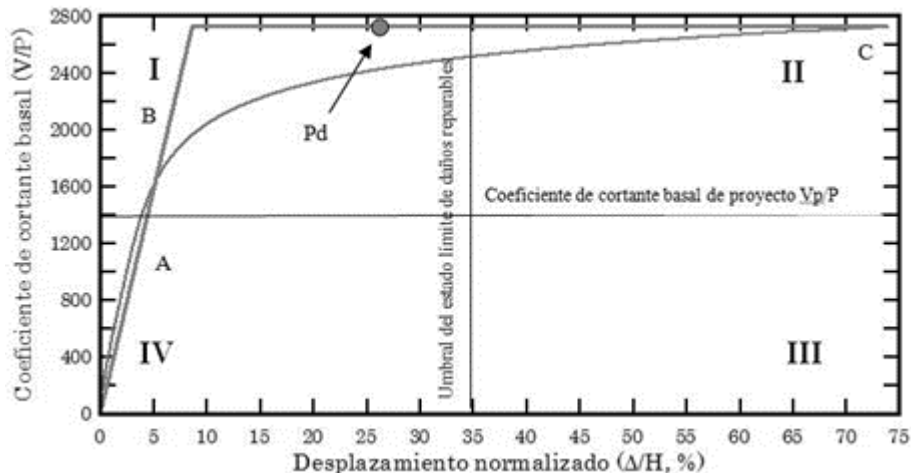
en la que difieren en las dimensiones de sus elementos estructurales resultantes (Tabla 2).

**Tabla 2** Características geométricas de las secciones de cada edificio modelado.

<i>Edificio</i>	<i>Vigas de carga (m)</i>	<i>Vigas de amarre (m)</i>	<i>Columnas planta baja (m)</i>	<i>Columnas planta alta (m)</i>
<b>EO</b>	0,20 x 0,35	0,20 x 0,35	0,20 x 0,30	0,20 x 0,30
<b>ER</b>	0,20 x 0,45	0,20 x 0,35	0,30 x 0,30	0,30 x 0,30
<b>EBD</b>	0,20 x 0,40	0,20 x 0,40	0,35 x 0,35	0,30 x 0,30

## 2.2 Métodos de análisis de los cuadrantes

A partir del análisis estático no lineal con empuje incremental convencional, y aplicando el procedimiento N2, se determinó el punto de desempeño de cada edificio en estudio. El método consiste en graficar el punto en la curva de capacidad y establecer criterios para decidir si el diseño de las estructuras en estudio es adecuado o si las mismas disponen de capacidad suficiente [31, 37]. Para ello es necesario trazar dos ejes, uno que represente un umbral de un Estado Límite específico, por ejemplo el Estado Límite de Daños Reparables, y otro que represente el valor del cortante elástico de diseño. Estos ejes permiten definir los cuatro cuadrantes como se muestra en la Figura 4.



**Figura 4.** Evaluación de la respuesta sísmica mediante el punto de desempeño.

El eje horizontal indica si el valor del cortante en la base alcanzado por la estructura satisface o no el valor del cortante elástico con el cual esta ha sido proyectada. En el caso de que el cortante en la base de la estructura fuese menor, la estructura ha sido deficientemente diseñada desde el punto de vista de la resistencia. Conforme a esto, si el punto de desempeño se ubicase en los cuadrantes III o IV, la estructura que se proyecta deberá ser redimensionada incrementando su resistencia lateral. Si el punto de desempeño se encontrase por encima del cortante elástico de diseño, es decir, en los cuadrantes I o II, significaría que la estructura dispone de suficiente resistencia lateral

Por otro lado, el eje vertical permite conocer si el diseño sismo-resistente satisface el Estado Límite de Daños Reparables, seleccionado como el Estado Límite asociado con un evento con período de retorno de 475 años. Así: i) si el punto se encuentra a la izquierda del eje vertical, dentro de los cuadrantes I o IV la estructura satisface el Estado Límite para

el cual ha sido diseñada; ii) si recae a la derecha del eje, significa que la estructura presenta desplazamientos laterales muy grandes y, por tanto, requiere de un redimensionado, mediante el que se logre incrementar la rigidez lateral.

De este modo, tendrán comportamiento satisfactorio aquellas estructuras cuyos puntos de desempeño se ubiquen dentro de cuadrante I, ya que no requerirán ser redimensionadas. Aquellas estructuras cuyos puntos de desempeño se ubiquen en el cuadrante II presentan adecuada resistencia e insuficiente rigidez; las que se ubiquen en el cuadrante III presentan insuficiente rigidez y resistencia, y por último las estructuras cuyo punto de desempeño se encuentre en el cuadrante IV se caracterizan por tener adecuada rigidez pero insuficiente resistencia. En este sentido, para aportar rigidez a una estructura es necesario adicionar arriostramientos laterales y para aportar resistencia lateral es necesario redimensionar las secciones de las columnas o adicionar refuerzos como láminas de acero o láminas de FRP.

### 2.3 Índice de daño objetivo

El índice de daño objetivo es un valor entre 0 y 1 que indica el grado de daño que ha sufrido una estructura en función de la deriva global [26]; con este valor se obtuvo el estado de daño global de las estructuras partiendo de los resultados del análisis inelástico con empuje incremental convencional. A partir de la curva de capacidad normalizada, y suponiendo que la estructura adopta un comportamiento elástico, se obtiene el valor de la rigidez estructural inicial ( $K_o$ ), que adopta el máximo valor de la rigidez en cada punto ( $K_p$ ) que describe la curva de capacidad normalizada y que se determina con la siguiente expresión:

$$K_p = \frac{V / W}{\Delta} \quad (1)$$

Aquí,  $V$  es el cortante en la base,  $W$  el peso sísmico calculado como el 100% de las cargas permanentes y peso propio y el 25% de las cargas variables y  $\Delta$  es el desplazamiento de la curva de capacidad. Para la determinación del índice de daño se requiere el valor de la ductilidad máxima de diseño cuando la estructura ya ha incursionado en el rango plástico. Justo cuando esto ocurre se registra el máximo cortante en la base que desarrollaría la estructura ( $V_{m\acute{a}x}$ ), y de igual manera se registra su respectivo valor de desplazamiento último ( $\Delta_u$ ):

$$\mu = \frac{\Delta_u}{(V_{m\acute{a}x}/K_o)} \quad (2)$$

Se puede decir que el daño máximo que alcanza una estructura corresponde al instante en el que esta desarrolla toda su ductilidad, luego se define el índice de daño para un punto P cualquiera [38]

$$ID_P = \frac{\left(1 - \frac{K_P}{K_o}\right) \cdot \mu}{(\mu - 1)} \quad (3)$$

Considerando los valores de desplazamiento de la curva de capacidad normalizada y los valores de índice de daño calculados con (3), se elaboró la curva de índice de daño en

función de la deriva global ( $\delta_{global}$  en función de  $ID$ ). Finalmente, para calcular los valores correspondientes al índice de daño objetivo para cada pórtico, se determina el desplazamiento del punto de desempeño ( $d$ ) compatible con la curva de capacidad normalizada mediante la expresión:

$$d = P_d \cdot FPM \quad (4)$$

siendo,  $P_d$  el desplazamiento del punto de desempeño del espectro de capacidad y  $FPM$  el factor de participación modal. La deriva que se introduce en la curva de índice de daño objetivo es el que se determina con la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{d}{H} \quad (5)$$

## 2.4 Curvas de fragilidad

Utilizando los resultados que proporcionó el análisis incremental dinámico (IDA) para cada pórtico de los edificios EO, ER, EBD, y el programa Zeus NL [39], se determinaron curvas de capacidad a partir del IDA. Para esto se emplearon como datos iniciales tres acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño elástico para un suelo rígido según la norma sismo-resistente venezolana (suelo tipo S2), de 60 s de duración cada uno. Los acelerogramas sintéticos han sido generados utilizando el programa PACED [40]. En la Figura 5 se muestra el acelerograma R1.

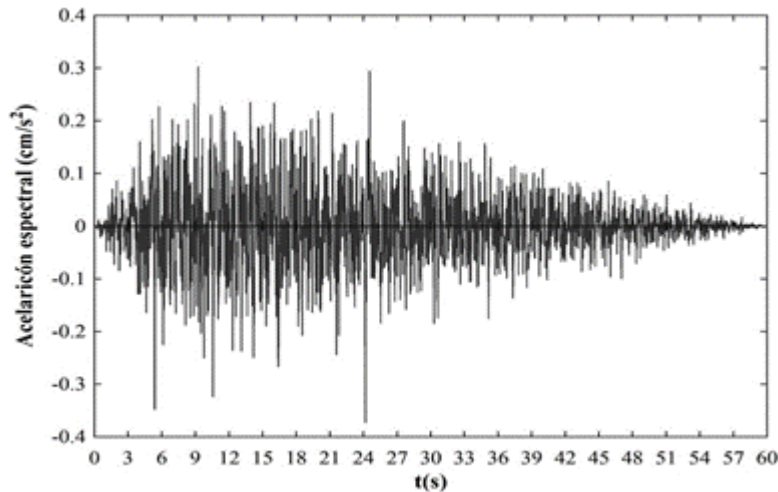
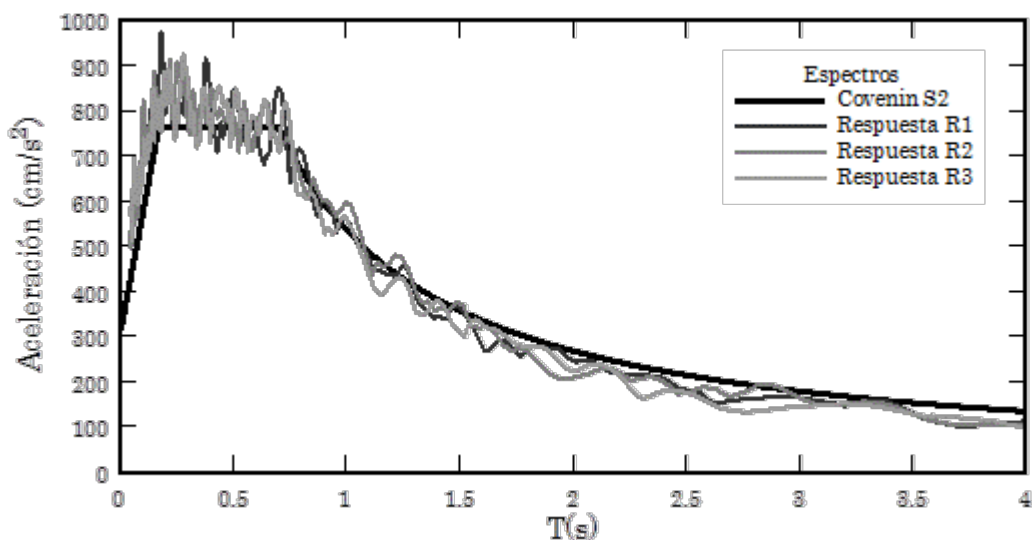


Figura 5. Acelerograma sintético R1\_2 para suelo rígido.

En la Figura 6 pueden apreciarse el espectro elástico de diseño para un suelo tipo S2, conjuntamente con los espectros de respuesta originados por los tres acelerogramas sintéticos.

Asimismo se definieron dos parámetros de entrada, el máximo desplazamiento empleado en el análisis IDA y el valor de incremento de la aceleración (PGA) para el registro de cada punto, a fin poder obtener una cantidad de puntos que permitieron posteriormente la elaboración de una curva detallada de evolución de derivas con respecto a la PGA en la que aparezcan representados los estados límite de daños avanzados.



**Figura 6.** Espectro elástico de diseño y espectros de respuesta originados por los acelerogramas sintéticos utilizados en esta investigación

Cada modelo de pórtico analizado, proporciona una gráfica con puntos referidos a derivas en función de la fuerza cortante en la base (kN), que luego se transforman a unidades de aceleración multiplicándolos por un coeficiente de amplificación y los valores pertenecientes a los máximas derivas, para representarlos en una segunda gráfica de aceleración en función de las derivas que permite conocer la evolución de las derivas de la estructura con respecto a la aceleración para los umbrales de daño. Partiendo de esas gráficas, se construyeron las curvas de fragilidad para cada edificio en las que se han considerado 6 estados límite de daño [41] escalados para el parámetro de la respuesta de máxima de deriva de entrepiso como se muestra en la Tabla 3.

**Tabla 3** Estados de daño definidos para los Edificios de concreto armado.

<i>Estado Límite de daño</i>	<i>Intervalo de variación (%)</i>
Sin daños	< 0,5
Daños Ligeros	0,5 - 1,0
Daños Reparables	1,0 - 1,5
Daños Extensivo	1,5 - 2,25
Daños Estabilidad	2,25 - 3,0
Colapso	> 3,0

Para determinar las curvas de fragilidad mediante formulaciones probabilista, se aplican los valores medios y los coeficientes de variación obtenidos de la evolución de las PGAs en función de la deriva global, expuesta anteriormente, y se utiliza una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño corresponde a la distribución lognormal



$$F(S_a) = \frac{1}{\beta_{ds} S_a \sqrt{2\pi}} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \frac{S_a}{\bar{S}_{a,ds}} \right)^2 \right] \quad (6)$$

donde  $\bar{S}_{a,ds}$  es el valor medio de la aceleración espectral en el cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño ds,  $\beta_{ds}$  es la desviación estándar del logaritmo natural de la aceleración espectral para el estado de daño ds. La probabilidad condicional  $P(S_a)$  de alcanzar o exceder un estado de daño en particular, ds, dada la aceleración espectral  $S_a$  se define como la integral entre 0 y  $S_a$  de su función de densidad  $F(S_a)$

$$P(S_a) = \int_0^{S_a} F(S_a) d(S_a) \quad (7)$$

### 3 EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA NO LINEAL

#### 3.1 Análisis de los cuadrantes

A partir de las curvas de capacidad obtenidas del análisis estático no lineal, se determinó el punto por prestaciones de los pórticos correspondientes de cada edificio evaluado aplicando el método N2, obteniéndose el espectro de capacidad, el espectro elástico e inelástico en formato de Sd en función de Sa, Para obtener mayores detalles sobre la obtención del punto por prestaciones se refiere al lector al trabajo de Vielma *et al.* [42]. En la Tabla 4 se presentan los valores del (Pd) para los pórticos de los edificios evaluados.

**Tabla 4** Punto de desempeño (Pd) de pórticos de edificios evaluados

<i>Pórtico</i>	<i>Pd (cm)</i>		
	<b>EO</b>	<b>ER</b>	<b>EBD</b>
<b>A</b>	5,94	2,42	2,52
<b>B</b>	13,89	9,47	7,43
<b>C</b>	15,22	9,5	9,38
<b>D</b>	14,01	9,5	7,57
<b>E</b>	13,45	9,55	6,6
<b>1</b>	12,62	9,35	6,07
<b>2</b>	15,74	11,48	9,29
<b>3</b>	10,92	7,57	4,23

En la Figura 7 se muestra la representación gráfica correspondiente al punto de desempeño del pórtico C del edificio EO, determinado por el punto de intersección entre la curva idealizada y el espectro inelástico.

De forma resumida, la Tabla 5 muestra la ubicación del punto de desempeño en los cuadrantes para cada pórtico de los tres edificios evaluados, observando de forma general un comportamiento insuficiente en rigidez para el edificio EO, un comportamiento satisfactorio para el edificio ER y suficiente para el EBD.

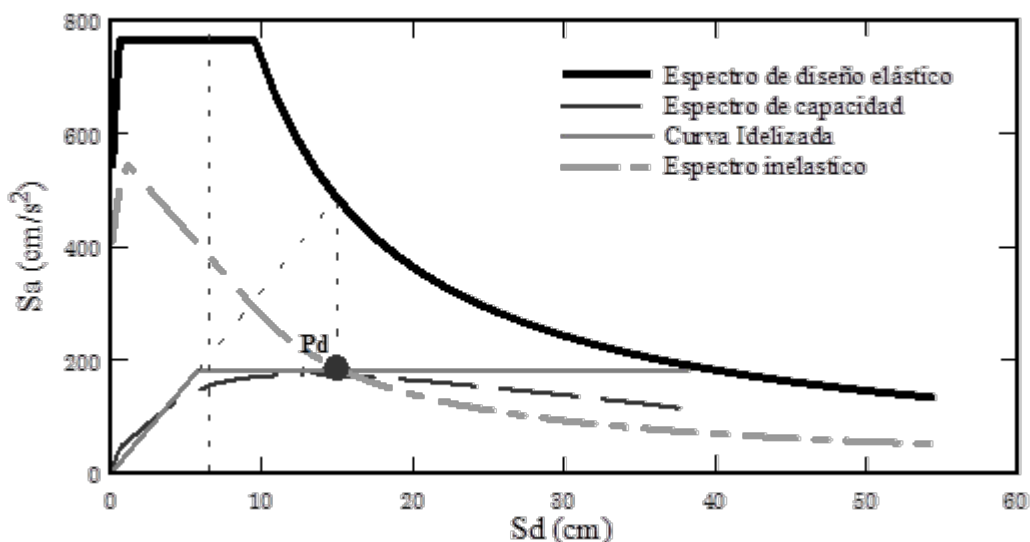


Figura 7. Punto de desempeño (Pd) para el pódico C del edificio EO

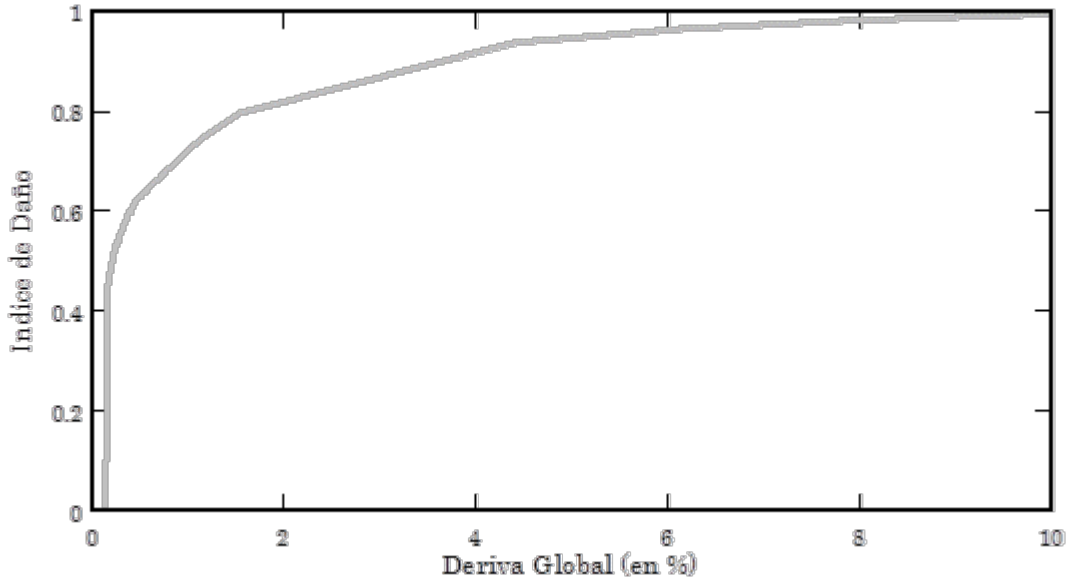
Tabla 5 Ubicación del Pd por cuadrante para los pódicos de los edificios

Pódico	EO			ER			EBD	
	UC	RST	RG	UC	RST	RG	UC	RST
A	I	✓	✓	I	✓	✓	IV	✗
B	II	✓	✗	I	✓	✓	I	✓
C	II	✓	✗	I	✓	✓	II	✓
D	II	✓	✗	I	✓	✓	I	✓
E	I	✓	✗	I	✓	✓	I	✓
1	II	✓	✗	I	✓	✓	I	✓
2	II	✓	✗	II	✓	✗	II	✓
3	II	✓	✗	I	✓	✓	I	✓

### 3.2 Índice de daño objetivo

A partir de la curva de capacidad obtenida del análisis no lineal y considerando los parámetros mecánicos y las ecuaciones del apartado 2.3, se obtuvieron las curvas del índice de daño para todos los pódicos de cada edificio evaluado. Las curvas están definidas en función de la deriva global, y representan el nivel de daño que alcanza el pódico para el desplazamiento a nivel de cubierta.

La Figura 8 muestra la curva del índice de daño objetivo del pódico C del edificio ER. En la Tabla 6 se muestran los valores del índice de daño objetivo para los pódicos de los edificios EO, ER y EBD, alcanzados para el punto de desempeño. En la Figura 8 se han graficado los valores ID, observando que los valores de índices de daño iguales a la unidad son alcanzados para los pódicos de las vigas de carga del EO, mientras que para el ER y el EBD disminuye progresivamente; similar es el comportamiento de los pódicos de las vigas de amarre.



**Figura 8.** Curva de índice de daño objetivo del pórtico C del caso ER.

**Tabla 6** Índice de daño objetivo para los pórticos de cada edificio evaluado

<i>Pórtico</i>	<i>EO</i>			<i>ER</i>			<i>EBD</i>		
	<i>d (cm)</i>	$\delta$	<b>ID</b>	<i>d (cm)</i>	$\delta$	<b>ID</b>	<i>d (cm)</i>	$\delta$	<b>ID</b>
<b>A</b>	7,16	1,19	0,80	3,20	0,53	0,66	3,31	0,55	0,72
<b>B</b>	16,67	2,78	1,00	12,49	2,08	0,82	9,69	1,61	0,81
<b>C</b>	18,35	3,06	1,00	12,18	2,03	0,84	11,96	1,99	0,82
<b>D</b>	16,84	2,81	1,00	12,23	2,04	0,82	9,69	1,60	0,81
<b>E</b>	16,16	2,69	0,99	12,33	2,06	0,83	8,48	1,41	0,80
<b>1</b>	15,20	2,53	0,95	12,31	2,05	0,84	7,92	1,32	0,82
<b>2</b>	18,93	3,15	1,00	14,73	2,46	0,94	11,80	1,97	0,93
<b>3</b>	13,12	2,19	0,95	9,84	1,64	0,87	5,45	0,91	0,88

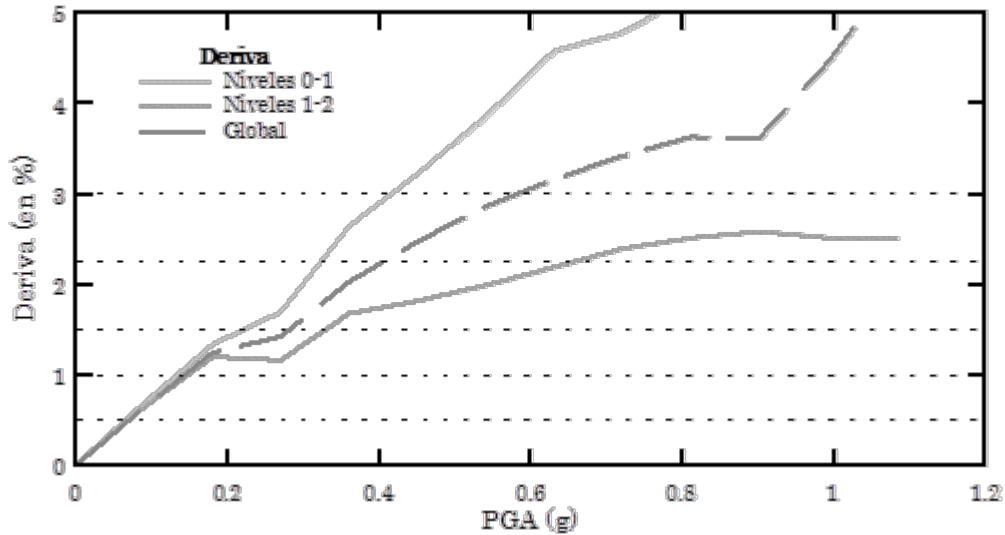
En la Figura 8 puede notarse que, para el pórtico C del ER, para una deriva global de 2,03% se alcanza un índice de daño igual a 0,84. Este es un umbral aceptable, para el cual la estructura está lejos de colapsar. En los casos estudiados, el colapso se alcanza para derivas globales dentro de un rango entre 3% al 6%. Esto último explica las razones por las que para un índice de daño alrededor de 0,8-0,85 el comportamiento sea satisfactorio, dada la naturaleza no lineal de este índice, para el cual valores superiores a 0,97 señalan proximidad al colapso. Conforme a esto último, todos los pórticos del EO alcanzarían o estarían muy próximos al colapso, mientras que en los casos ER y EBD, sólo el pórtico 2 se aproximaría a un estado de daños avanzado. Sin embargo, el índice de daño representa un procedimiento rápido de evaluación de estados de daño, que debe complementarse con un procedimiento más preciso, por ejemplo, el método de las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño que se presentan en la sub-sección siguiente.

El efecto de la irregularidad en planta sobre la respuesta torsional es un aspecto

importante dentro del diseño sismorresistente de este tipo de estructuras, sin embargo se encuentra fuera del alcance de este capítulo. El lector interesado en conocer sobre la modificación del comportamiento torsional es referido al trabajo [43].

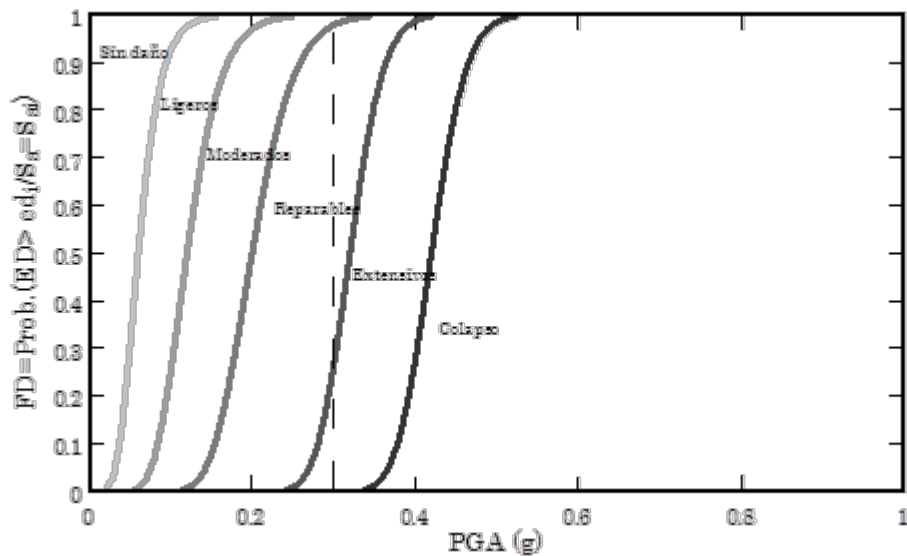
### 3.3 Curvas de fragilidad y matriz de probabilidad de daño (MPD)

En la generación de las curvas de fragilidad y determinación de los umbrales de daño se usó la metodología sugerida en [38, 41]. Las curvas fueron generadas en el programa Zeus a partir del análisis no lineal dinámico en 2D. Estas curvas representan la evolución de las derivas con respecto a la aceleración ( Figura 9).

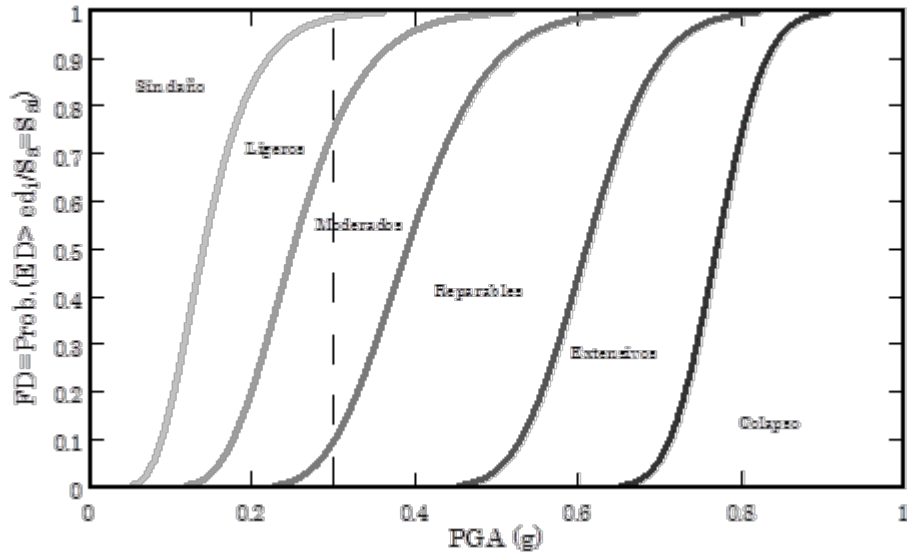


**Figura 9.** Evolución de la deriva con respecto a la aceleración del pórtico C del EO

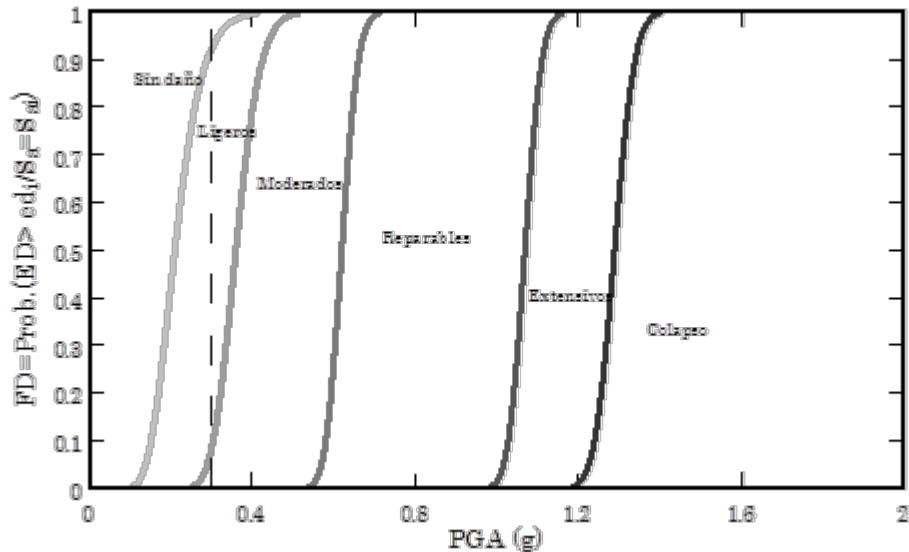
En las Figura 10, Figura 11 y Figura 12 se presentan las curvas de fragilidad correspondiente a la probabilidad de excedencia y a la pseudo-aceleración (PGA) para los edificios objeto de estudio.



**Figura 10.** Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio EO



**Figura 11.** Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio ER



**Figura 12.** Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio EBD

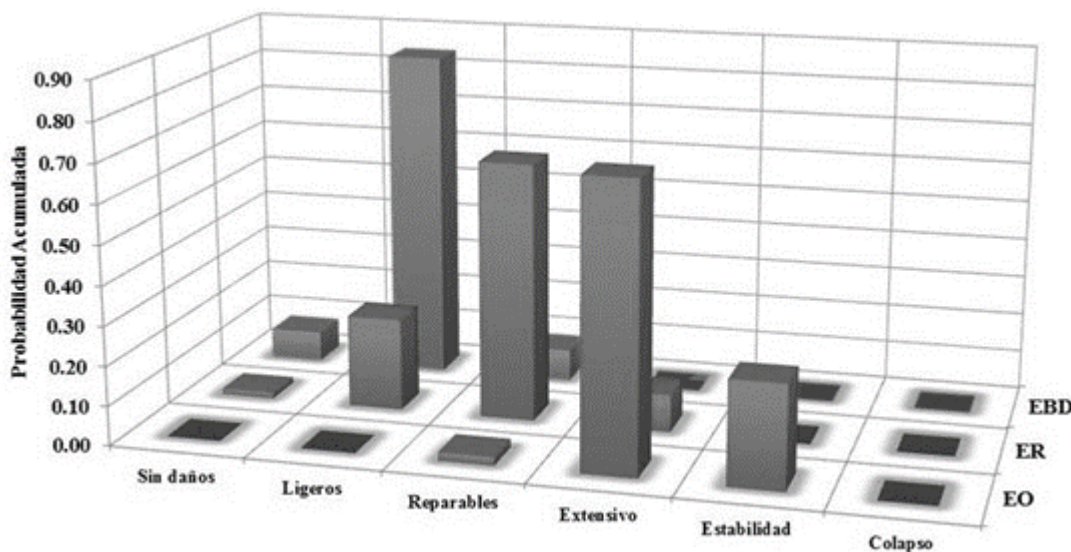
Las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de la intersección de la amenaza sísmica de 0.3g en las curvas de fragilidad anteriormente señaladas, para representar la probabilidad de excedencia de los estados de daños alcanzados. En la Tabla 7 se muestra la matriz de probabilidad de daños calculada para la respuesta de los tres edificios evaluados.

En la Figura 13 se muestra gráficamente la matriz de probabilidad de daño obtenidas a partir de las curvas de fragilidad, indicando los estados límites en los que incursionan los pórticos de vigas de carga de cada edificio analizado. Es notable para la demanda impuesta a los edificios, que el edificio EO alcanza altas probabilidades de excedencia en los estados

de daño Extensivo y Estabilidad (0,72 y 0,26), mientras que los edificios ER y EBD las probabilidades de excedencia para estos mismos estados de daños son muy bajas; de forma similar es el comportamiento para los pórticos de amarre. Es de hacer notar que los resultados mostrados son consecuentes con los obtenidos en estudios en los que se ha aplicado la misma metodología [44, 45].

**Tabla 7** Matriz de probabilidad de daño de los edificios para los pórticos con vigas de carga.

<i>Estado Límite de daño</i>	<i>Probabilidad acumulada</i>		
	<b>EO</b>	<b>ER</b>	<b>EBD</b>
<b>Sin daños</b>	0,00	0,00	0,08
<b>Ligeros</b>	0,00	0,24	0,84
<b>Reparables</b>	0,02	0,65	0,08
<b>Extensivo</b>	0,72	0,10	0,00
<b>Estabilidad</b>	0,26	0,00	0,00
<b>Colapso</b>	0,00	0,00	0,00



**Figura 13.** Matriz de probabilidad de daño para los edificios de concreto armado evaluados

#### 4 CONCLUSIONES

Los métodos analíticos expuestos en este capítulo han sido aplicados a edificios de concreto armado de baja altura y configuración asimétrica en planta, sin descartar su aplicación a edificaciones con diferentes configuraciones estructurales. En otro contexto, la confluencia de distintas metodologías aplicadas en este estudio, incrementan la fiabilidad de los resultados obtenidos.

El método de análisis de los cuadrantes ubicó el punto de desempeño de cada pórtico de los tres edificios, permitiendo evaluar el comportamiento sísmico de la estructura

combinando su capacidad y demanda. Para el edificio EO, el punto estuvo ubicado generalmente en el segundo cuadrante, el cual define un comportamiento con adecuada resistencia pero insuficiente rigidez. Por tanto, es necesaria la aplicación de una técnica de refuerzo que contemple el encamisado con el fin de incrementar las secciones e inercias de los elementos estructurales o también adicionar elementos para el arriostramiento lateral. Mientras que para los edificios ER y EBD el punto de desempeño está ubicado en el primer cuadrante, generándose un comportamiento sísmico satisfactorio.

El índice de daño objetivo permite conocer la distribución del daño en los elementos, además de definir aquellas zonas en las que se ha concentrado mayores daños. Estos daños pueden ser generados por defectos en el diseño conceptual o por fallas en el detallado del armado. Los valores de estos índices se encuentran entre 0 y 1 y por medio de estos se puede determinar de forma sencilla el nivel de daño que alcanzaría una estructura ante una amenaza específica. Entre los resultados de los tres edificios existe cierta variabilidad, donde los índices de daño del edificio EO están muy cercanos a la unidad. Dada la naturaleza no lineal de esta índice, valores inferiores a 0,97 señalan la cercanía al colapso. Para los otros dos edificios estos valores son inferiores a 0,97 y sólo el pórtico 2 pudiese alcanzar un estado de daños avanzado, sin llegar a colapsar.

Otro método aplicado para evaluar la vulnerabilidad sísmica fue las curvas de fragilidad, que describe la probabilidad de excedencia del estado límite con respecto a la pseudo aceleración. Estas curvas fueron obtenidas tanto para los pórticos de carga como los de amarre de cada edificio, aplicando un procedimiento de análisis incremental dinámico (IDA). En función de esas curvas se determinaron las matrices de probabilidad de daño, donde los pórticos de carga y de amarre del EO alcanzaron el estado límite entre Extensivo y Estabilidad, para el edificio ER alcanzó el estado límite entre Ligero y Reparable y por último para el edificio EBD el Estado Límite se encontró entre Sin daño y Ligero.

Los resultados permiten concluir que el comportamiento sísmico del edificio original no es adecuado y posee una alta probabilidad a sufrir daños Extensos para una zona de alta amenaza sísmica, ya que el mismo no satisface los requerimientos propios del análisis inelástico a los cuales fue sometido. Por otra parte, los edificios ER y EBD en líneas generales muestran un comportamiento sísmico satisfactorio a la vez que la probabilidad de sufrir daños es ligera, lo que permite interpretar que la capacidad de ambas estructuras es superior a la del edificio original y que, al ser evaluados con los procedimientos establecidos en este trabajo, ambos edificios muestran un diseño sismo-resistente adecuado.

En general, la metodología permite una evaluación rápida de los edificios con base al análisis pseudo-estático no lineal. Para estructuras cuya complejidad implique irregularidad mucho más marcada, se sugiere aplicar métodos de evaluación mediante modelos tri-dimensionales, sometidos a acciones de historia tiempo con componentes en las dos direcciones de los pórticos. Los resultados muestran que las curvas de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño permiten estimar de una manera más confiable y precisa el estado de daño que puede alcanzar una estructura, mientras que el índice de daño permite una evaluación rápida sobre la base de los resultados del análisis no lineal con empuje incremental.

## AGRADECIMIENTOS

El primer autor está especialmente agradecido con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Igualmente, el primer autor agradece a la Senescyt (Ecuador) a través del proyecto Becas Prometeo, en cuyo contexto se ha editado este trabajo. De igual manera a la Universidad de las Fuerzas Armadas (ESPE) por el apoyo brindado para la preparación de esta monografía.

## REFERENCIAS

- [1] Grases J., Altez R. y Lugo M., (1999). *Catálogo de Sismos Sentidos o Destruidores Venezuela 1530/1998*. Universidad Central de Venezuela/Academia de Ciencias Física, Matemáticas y Naturales. Facultad de Ingeniería, Caracas, Venezuela.
- [2] Márquez W. y San M. (2010). *Disaster Mitigation Plan in the Coastal Area of Venezuela Based on the Tsunami Simulation Program of the Magnitude 8.0 Earthquake, State Anzoategui*. Country, Venezuela, JICA Training course 2009-2010, Nagoya University, Japan.
- [3] Barbat A.H. (1998). El riesgo sísmico en el diseño de edificios, Calidad Siderúrgica, Madrid.
- [4] Barbat A. H., Lagomarsino S. y Pujades L.G. (2006). Vulnerability assessment of dwelling buildings, in *Assessing and managing earthquake risk*, C. Sousa, X. Goula and A. Roca editors, 115-134, Springer.
- [5] Barbat A.H., Carreño M.L., Cardona O.D. y Marulanda, M.C. (2011). Evaluación holística del riesgo sísmico en zonas urbanas, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 27(1), 3-27.
- [6] Oller S., Luccioni B. y Barbat A.H. (1996). Un método de evaluación del daño sísmico en pórticos de hormigón armado, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 12(2), 215-238.
- [7] Faleiro J., Oller S. and Barbat A.H. (2010). Plastic-damage analysis of reinforced concrete frames, *Engineering Computations*, 27(1), 57-83.
- [8] Barbat A.H., Mena U y Yépez F. (1998). *Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas*, *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 14(2), 247-268.
- [9] Barbat A.H. (1982). *Cálculo sísmico de estructuras*, Editores Técnicos Asociados, Barcelona.
- [10] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1989). *Structural Response Computations in Earthquake Engineering*, Pineridge, Swansea, U.K.
- [11] Barbat A.H. y Miquel Canet J. (1994). *Estructuras sometidas a acciones sísmicas*, segunda edición, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- [12] Calvi G., Pinho R., Magenes G., Bommer J., Restrepo L. y Crowley H. (2006).



- Development of Seismic Vulnerability Assessment Methodologies over the Past 30 Years*, ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 472, 43(3), 75-104.
- [13] Vargas Y.F., Pujades L.G. y Barbat A.H. (2013a). Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico en edificios de hormigón armado, *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 29(2), 63-78.
- [14] Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat A.H. y Hurtado J.E. (2013b). Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6), 2007-2032.
- [15] Fajfar P. (2000). *Nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake Spectra, EERI, United States of America, 16(3), 573-591.
- [16] Freeman S., Nicoletti J. y Tyrell J. (1975). *Evaluations of existing buildings for seismic risk—A case study of Puget Sound Naval Shipyard*, Bremerton, Washington. Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, U.S.A, 113-122.
- [17] Applied Technology Council (ATC). (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*, ATC-40, Seismic Safety Commission, SSC Rep. 96-01, 1-2, California, U.S.A.
- [18] Priestley M., Calvi G. y Kowalski M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press. Pavia. Italia.
- [19] European Standard Code (ESN). (1998). *Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance*. Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels. European Committee for standardization.
- [20] Barbat A.H. y Bozzo L.M. (1997). Seismic analysis of base isolated buildings, *Archives of Computational Methods in Engineering*, 4(2), 153-192.
- [21] Bozzo L. y Barbat A.H. (2000). *Diseño sísmico de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas*, Editorial Reverté, S.A., Barcelona.
- [22] Dumova-Jovanoska E. (2004). *Fragility Curves for RC Structures in Skopje Region*, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake, Vancouver, Canada, Paper 3.
- [23] Park Y. y Ang A. (1985). *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*. Journal of Structural Division, ASCE, 111(4), 722-739.
- [24] Rossetto T. y Elnashai A. (2005). *A New Analytical Procedure for the Derivation of Displacement-Based Vulnerability Curves for Populations of RC Structures*, Engineering Structures, 7(3), 397-409.
- [25] Olteanu I., Vargas Y., Barbat A. H., Budescu M. y Pujades L. (2011). *Vulnerability and risk evaluation for a reinforced concrete frame*, Buletinul Institutului Politehnic din Iași, LIV (LVIII), Fasc. 3.
- [26] Vielma J.C., Barbat A.H., y Oller, S. (2007b). *Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada*, Revista internacional de desastres naturales, accidentes e infraestructura civil, 7(2),

- 273-286.
- [27] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller, S. (2011a). *Dimensionado sísmico de estructuras porticadas de hormigón armado con base en la respuesta no lineal*. 4to Congreso español de ingeniería sísmica. Granada, España.
- [28] Covenin (1989). Norma Venezolana COVENIN 2002:1988, *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*, FONDONORMA, Caracas.
- [29] Covenin. (2001). Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, *Edificaciones Sismorresistentes*, Requisitos y Comentarios, FONDONORMA, Caracas.
- [30] Covenin. (2006). Norma Venezolana COVENIN 1753:2006, *Proyecto, Construcción de Obras en Concreto Estructural*, FONDONORMA, Caracas.
- [31] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011b). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografías CIMNE de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- [32] Elnashai A., Papanikolaou V. y Lee D. (2011). *Zeus-NL, A system for Inelastic Analysis of Structures*. User Manual. Mid-America Earthquake Center report no. MAE, Illinois University. Urban, Champagne, Illinois.
- [33] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010a). *Seismic response of the RC framed buildings designed according to Eurocodes*. Chapter in Computational methods in Earthquake Engineering. Springer. Heidelberg. Germany.
- [34] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011c). *Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes*. Journal of Civil Engineering and Architecture. In press. David Publishing Company. Chicago, United States of America.
- [35] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009b) *Seismic performance of waffled-slab floor buildings*, Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering), 162: 169-182.
- [36] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b). *Seismic safety of limited ductility buildings*. Bulletin of Earthquake Engineering. Vol. 8, 135-155, Springer, Netherlands.
- [37] Vielma J.C., Barbat A.H. y Martínez, Y. (2012a). *The Quadrants Method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings*. 15 World Conference on Earthquake Engineering. Lisbon, Portugal.
- [38] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2008). *An objective seismic damage index for the evaluation of the performance of RC buildings*. 14 World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- [39] Zeus-NL (2011) *Users Manual*. Mid America Earthquake Center. Illinois.
- [40] PACED (2009) *Programa de generación de acelerogramas compatibles con espectros elásticos de diseño*. UCLA. Barquisimeto.
- [41] Papadrakakis M., Fragiadakis M. y Lagaros N. (2010). *Computational Methods in Earthquake Engineering*. Computational Methods in Applied Sciences, (Volumen 21), Centro internacional para métodos numéricos en Ingeniería. (CIMNE).

Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

- [42] Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller, S. (2009c). *Nonlinear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety*. Camilleri, M. (Ed) in Structural Analysis, Nova Science Publishers. New York. The United States of America.
- [43] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera R. (2013) *Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes*. Chapter 12 of Engineering Seismology, Geotechnical and Structural Earthquake Engineering, D'Amico S. Editor, INTECH Publishers, Rijeka, Croatia, 283-300.
- [44] Herrera R.I., Vielma J.C., Ugel R., Alfaro A., Barbat A. y Pujades L. (2013). *Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes*. Brebbia, C.A. y Hernandez S. (Eds.) in Earthquake resistant Engineering Structures. WIT Press. Southampton, United Kingdom. ISBN: 978-1-84564-736-0.
- [45] Vielma J.C., Barbat A.H., Ugel R. y Herrera, R. (2012b). *Seismic evaluation of low rise RC framed building designed according to Venezuelan codes*. D'Amico S. (Ed) in, In Tech Publishers. Rijeka, Croatia. ISBN: 980-953-307-518-6.

