

UN ENFOQUE PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO DE BAJA ALTURA

Juan Carlos Vielma,
Reyes Indira Herrera,
Ronald Ugel,
Yolsanie Martínez,
Alex H. Barbat

Resumen

En este estudio se realiza la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente de concreto reforzado de dos niveles, mediante un enfoque determinista, utilizando métodos mecánicos y partiendo del análisis no lineal. Se elaboró un modelo matemático en base al edificio existente, *Edificio Original (EO)*. Luego fue desarrollado el modelo *Edificio Redimensionado (ER)*, el cual se diseñó considerando el principio columna fuerte-viga débil. Finalmente se diseñó el modelo *Edificio Método por Desplazamientos (EMD)*. Los modelos fueron proyectados bajo dos metodologías diferentes, conforme a las normas venezolanas y considerando una amenaza sísmica alta. A través de los resultados del análisis no lineal estático y dinámico, se determinó el comportamiento sísmico de los tres edificios. Se estableció el nivel de daño de las estructuras mediante el procedimiento del *índice de daño objetivo* y se generaron las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, indicando los diferentes Estados Límite que alcanzan las edificaciones. El *Edificio Original* presentó un comportamiento sismo-resistente poco adecuado y una probabilidad de daño alta para el Estado Límite de daños extensivos. Por el contrario, los edificios *ER* y *EMD* presentaron un comportamiento sismo-resistente satisfactorio y una alta probabilidad de daños ligeros.

Palabras clave: concreto reforzado, análisis no lineal, vulnerabilidad sísmica, índice de daño, curvas de fragilidad.

Abstract

In this study is realized the seismic vulnerability assessment of an existing reinforced concrete building with two levels, through a deterministic approach using mechanical methods and non-linear analysis. A mathematical model of the existing building, *Original Building, (EO)* was developed. Then, it was developed the *Resized Building (ER)* model, which was designed considering the strong column-weak beam principle. Finally the model *Displacement Method Building (EMD)* was designed. These models were projected under two different methodologies, according to Venezuelan codes and considering a high seismic hazard. Through the non-linear static and dynamic analysis, it was obtained the seismic behavior of the three buildings. It was established the level of damage on the structures through the procedure of the objective damage index and were generated fragility curves and probability of damage matrices, indicating the Limit States reaching the buildings. The *Original Building* presented a non appropriate seismic behavior and a high probability of damage in the limit state of extensive damage. On the other hand, *ER* and *EMD* buildings presented a satisfactory earthquake resistant behavior and a high probability of light damage.

Keywords: reinforced concrete, nonlinear analysis, seismic vulnerability, damage index, fragility curves.

Recibido: 2013 • **Aprobado:** 2013

1. INTRODUCCIÓN

Venezuela ha sido afectada gravemente por terremotos destructivos durante su historia (Grases, Altez y Lugo, 1999), en la actualidad, aproximadamente el 80% de la población vive en zonas de alta amenaza sísmica, variable que aumenta el nivel de riesgo (Márquez y San, 2010).

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. Considerando que los fenómenos sísmicos están aun fuera del alcance de la predicción, se requiere realizar continuamente avances o investigaciones 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. A partir de dicha predicción pueden definirse soluciones para la reducción de la vulnerabilidad estructural (Barbat, Mena y Yépez, 1998).

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 obtener un análisis más preciso de la respuesta dinámica de la construcción en su totalidad. De acuerdo con los actuales avances técnicos y científicos, la evaluación sísmica de estructuras de concreto reforzado se puede realizar por dos métodos diferentes: métodos empíricos y métodos mecánicos (Calvi *et al.* 2006).

La evaluación de los daños sísmicos en edificaciones está influenciada por incertidumbres en cada paso del proceso de evaluación, las tendencias más recientes en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica es aplicar métodos mecánicos simplificados basados en desempeño y que involucran esencialmente el espectro de capacidad (Fajfar, 2000), 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 incluyen: el método del espectro de capacidad propuesto por Freeman, Nicoletti y Tyrell (1975) incorporado en el ATC-40 (ATC, 1996); el método basado en desplazamiento propuesto por Priestley, Calvi y Kowalski (2007); y el método N2 desarrollado por Fajfar (2000), usado por el Eurocódigo 8 (ESN, 1998). Otros investigadores proponen caracterizar mediante algoritmos de evaluaciones detalladas y transparentes el significado físico directo de la edificación bajo acciones sísmicas reales o sintéticas. 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 (2004) propone curvas de vulnerabilidad con base en la intensidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto reforzado. El daño en las estructuras se midió con el índice de daño de Park y Ang (1985). Para la probabilidad de ocurrencia del daño se adoptó una distribución normal y cinco niveles de estados de daño.

Otro enfoque es planteado en Rossetto y Elnashai (2005), aplicando empuje incremental adaptativo de edificios europeos y la metodología del espectro de capacidad para obtener el punto de desempeño, luego se considera una escala de seis Estados Límite calibrada con datos experimentales, y estimando incertidumbre en las características estructurales de los edificios se modeló utilizando el método de superficie de respuesta, obteniendo curvas analíticas de vulnerabilidad basadas en desplazamientos. Olteanu, Vargas, Barbat, Budescu y Pujades (2011) evaluaron la vulnerabilidad de pórticos de concreto reforzado de 2D, diseñado 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 Límite de daño.

Por otro lado, Vielma, Barbat y Oller (2007b) proponen una metodología determinista, considerando análisis no lineal de estructuras de concreto reforzado, un índice de daño calculado mediante elementos finitos, obteniendo umbrales de daño mediante el análisis de la evolución de la deriva de entrepiso. Dichos umbrales de daño consideran cinco Estados Límite, que se utilizan en la determinación de las curvas de fragilidad aplicando la distribución log normal y calculando luego las matrices de probabilidad de daño.

En vista de la amplia aceptación de los enfoques analíticos, este trabajo empleó un método mecánico que considera el enfoque del diseño por desempeño (Vielma *et al.*, 2011), que involucra análisis con enfoques deterministas y formulaciones probabilistas para la determinación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones de concreto reforzado de baja altura, con asimetría en planta, proyectada de acuerdo con la Normas Covenin (2001, 2006, 1989) y sometida a acciones sísmicas.

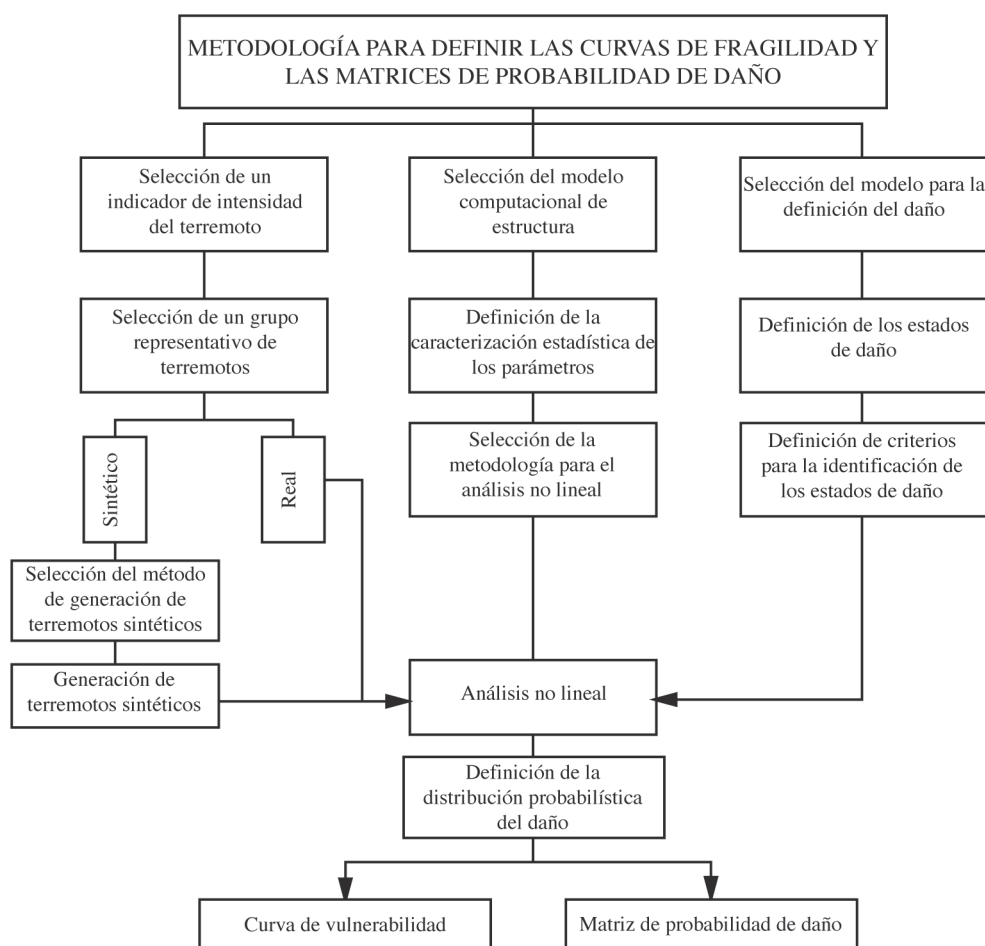


Figura 1. Componentes del cálculo de las curvas de vulnerabilidad y matrices de probabilidad de daño con métodos analíticos.

Fuente: Dumova-Jovanoska (2004).

2. METODOLOGÍA

A través de los resultados que proporcionó el análisis inelástico con empuje incremental convencional, se aplicó un procedimiento con enfoque determinista denominados el método del análisis de los cuadrantes (Vielma *et al.* 2011), donde se ubicó 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 (Elnashai, Papanikolaou y Lee, 2011) y finalmente se determinó el nivel de daño de cada estructura. A continuación, las siguientes secciones exponen la metodología aplicada.

2.1 Caso de estudio.

Se trata de una edificación existente de uso residencial de dos niveles con sistema porticado de concreto reforzado (Figura 2), que contiene

una escalera interna y un área total de 220 m². Inicialmente se desarrolló un modelo matemático basado en ésta edificación denominado Edificio Original (EO), caracterizado por presentar asimetría en planta (Figura 3), losas nervadas reforzadas 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 el Cuadro 1. Las dimensiones de vigas y columnas se especifican en el Cuadro 2.

Se creó un segundo modelo matemático, denominado Edificio Redimensionado (ER), el cual presenta las mismas características del modelo inicial,

pero considerando el principio “columna fuerte-viga débil” (Cuadro 2).

Seguidamente, aplicando el diseño sísmico fundamentado en el Desplazamiento (Priestley *et al.*, 2007), se diseñó un tercer modelo matemático denominado Edificio Método por desplazamiento (EMD); se trata de una estructura similar a los dos modelos anteriores pero difieren en las dimensiones de sus elementos estructurales resultantes (Cuadro 2).

2.2 Métodos de análisis de los cuadrantes

A partir del análisis estático no lineal con empuje incremental convencional, y aplicando el

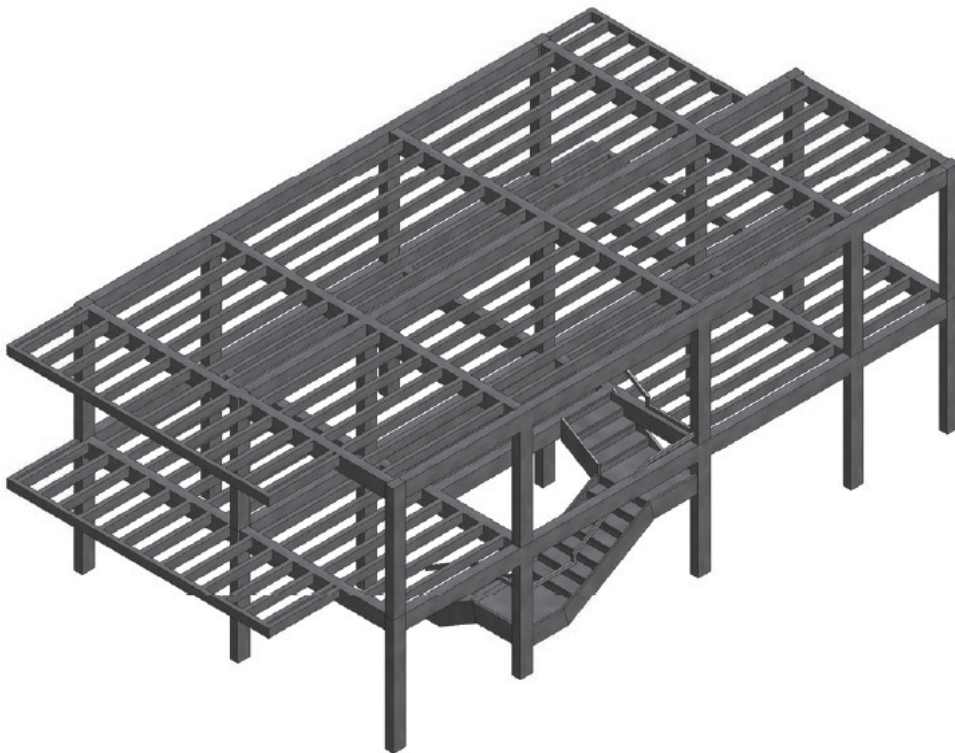


Figura 2. Representación tri-dimensional del edificio estudiado.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

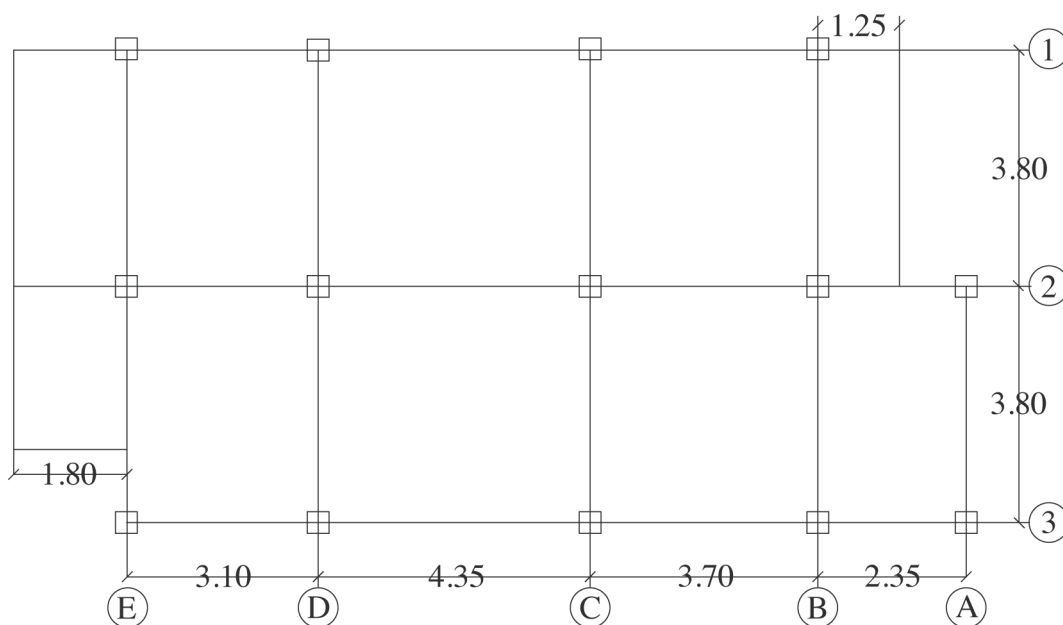


Figura 3. Vista de planta de las columnas y ejes estructurales del edificio estudiado.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Cuadro 1. Características mecánicas de los materiales del edificio

Material	Valor
Concreto	20,6 MPa
Acero de refuerzo	412 MPa

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Cuadro 2. Características geométricas de las secciones de cada edificio modelado

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

Fuente: Elaboración propia, 2013.

procedimiento N2 (Fajfar, 2000) 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 (Vielma *et al.* 2011, Vielma, Barbat, Ugel y Herrera, 2012). 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 3.

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, quiere decir que 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. Y ii) Si recae a la derecha del eje, significa que la estructura presenta desplazamientos laterales muy grandes 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

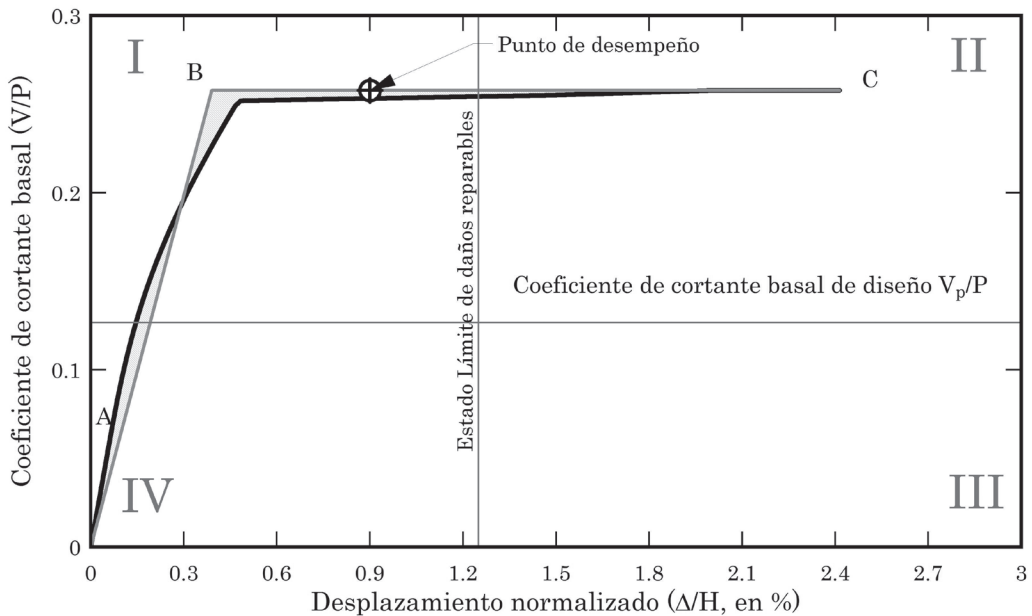


Figura 4. Evaluación de la respuesta sísmica mediante el punto de desempeño.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

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 encuentren 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, (Vielma *et al.* 2007a), con este parámetro se obtuvo el estado de daño global de las estructuras partiendo de los resultados obtenidos 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 se determina con la siguiente expresión:

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

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 Δ 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 incurrido 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 (Δ_u):

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

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, como:

$$ID_p = (1 - K_p / K_o) \mu / (\mu - 1) \quad (3)$$

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 (δ_{global} vs 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:

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

Siendo, Pd 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 la que se determina con la siguiente expresión:

$$\delta = d/H \quad (5)$$

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 (Elnashai *et al.* 2011), se determinaron curvas de capacidad a partir del IDA. Para esto se empleó, 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 seg de duración cada uno. Los acelerogramas sintéticos han sido generados utilizando el programa PACED (Vielma, 2009). En la Figura 5 se muestra el acelerograma R1.

En la Figura 6 pueden apreciarse el espectro elástico de diseño para un suelo tipo S2,

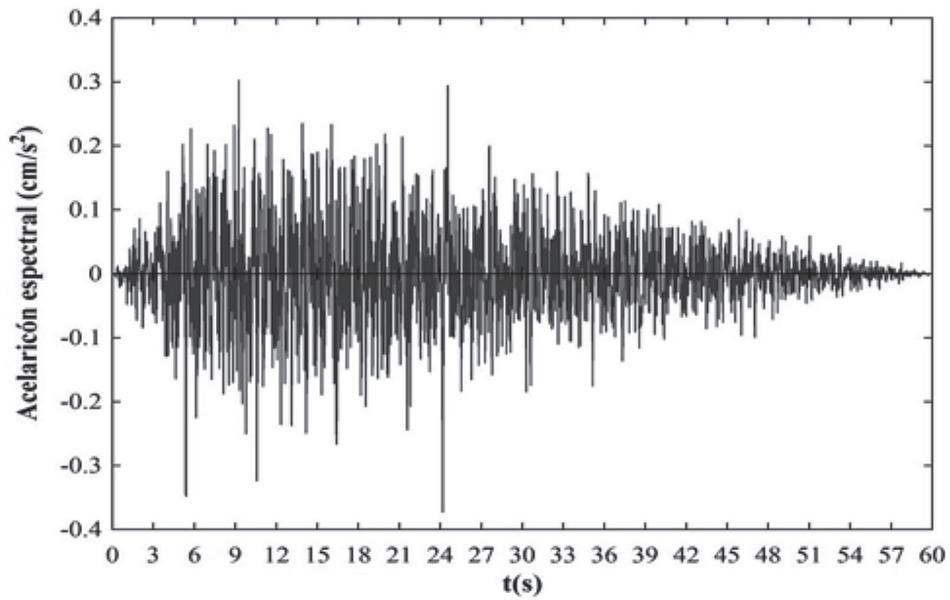


Figura 5. Acelerograma sintético R1_2 para suelo rígido.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

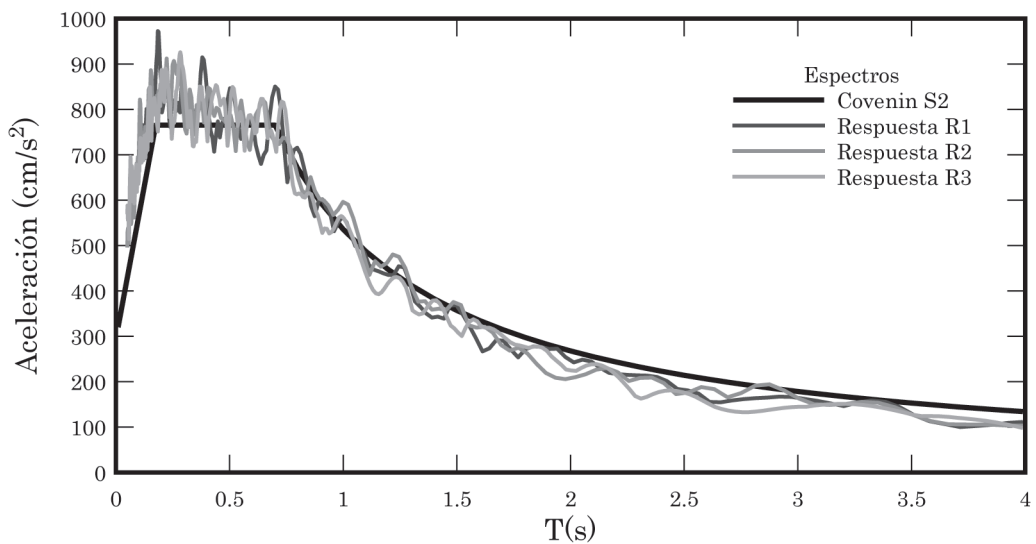


Figura 6. Espectro elástico de diseño y espectros de respuesta originados por los acelerogramas sintéticos utilizados en esta investigación.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

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, con el fin de 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.

Cada modelo de pórtico analizado, proporciona una gráfica con puntos referidos a derivas vs. fuerza cortante de 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 vs 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 (Papadrakakis, Fragiadakis y Lagaros, 2010) escalados para el parámetro de la respuesta de máxima de deriva de entrepiso como se muestra en el Cuadro 3.

Para determinar las curvas de fragilidad mediante formulaciones probabilistas, se aplican los valores medios y los coeficientes de variación obtenidos de la evolución de las PGA vs. Deriva global, expuesta anteriormente, y se utiliza

Cuadro 3. Estados de daño definidos para los Edificios de concreto reforzado

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

Fuente: Elaboración propia, 2013.

una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño corresponde a la distribución lognormal.

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

Donde $S_{a,ds}$ es el valor medio de la aceleración espectral en la cual el edificio alcanza el umbral del estado de daño ds , β_{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. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Análisis de los cuadrantes

A partir de las curvas de capacidad obtenidas del análisis estático no lineal, se determinó aplicando el método N2 el punto de desempeño de los pórticos correspondientes de cada edificio evaluado, donde se obtuvo el espectro de capacidad, el espectro elástico e inelástico en formato de S_d vs. S_a . En el Cuadro 4 se presentan los valores del (Pd) para los pórticos de los edificios evaluados.

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 se presenta el Cuadro 5, estableciendo 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.

Cuadro 4. Punto de desempeño (Pd) de pórticos de edificios evaluados.

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

Fuente: Elaboración propia, 2013.

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 de índice de daño para todos los pórticos de cada edificio evaluado. Las curvas están definidas en función de la deriva global, y representan el nivel daño que alcanza el pórtico para el desplazamiento a nivel de cubierta.

La Figura 8 muestra la curva de índice de daño objetivo del pórtico C del edificio ER. Por otro lado, en el Cuadro 6 se muestran los valores del índice de daño objetivo para los pórticos de los edificios EO, ER y EBD, alcanzados para el punto de desempeño. En la Figura 8 se muestran los valores ID, observando que los valores de índices de daño iguales a la unidad son alcanzados para los pórticos de las vigas de carga del EO, mientras que para el ER y el EBD disminuye progresivamente, similar es el comportamiento de los pórticos de las vigas de amarre.

En la Figura 8 puede notarse que para el pórtico C del ER, 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 para que un índice de daño alrededor de 0,8-0,85 el comportamiento sea satisfactorio, dada la naturaleza no lineal de este índice, para

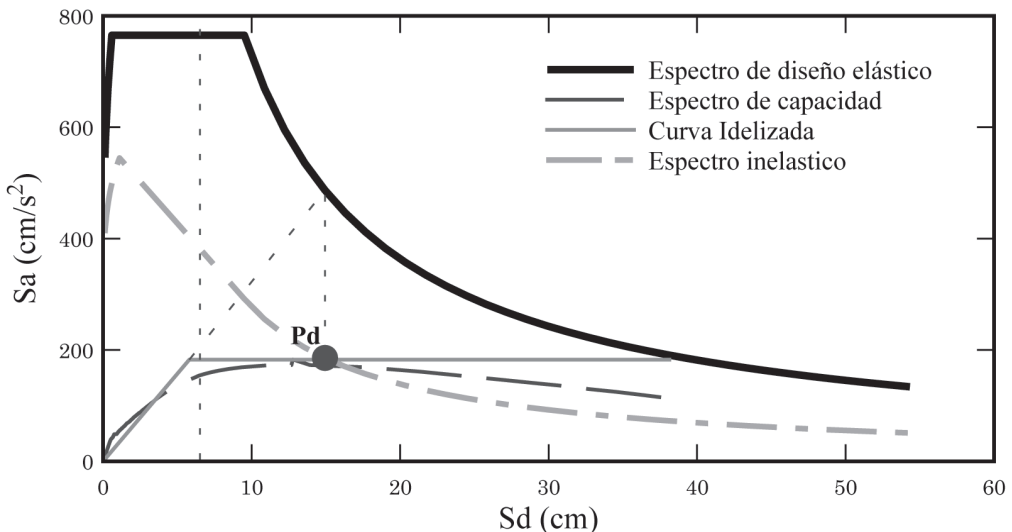


Figura 7. Punto de desempeño (Pd) para el pórtico C del edificio EO.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

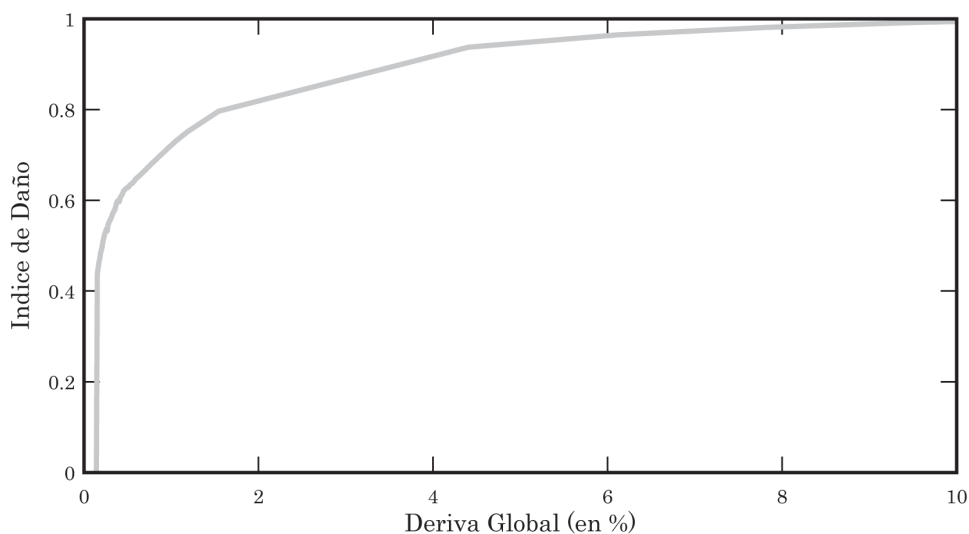
Cuadro 5. Ubicación del Pd por cuadrante para los pórticos de los edificios.

<i>Pórtico</i>	<i>EO</i>			<i>ER</i>			<i>EBD</i>		
	<i>UC</i>	<i>RST</i>	<i>RG</i>	<i>UC</i>	<i>RST</i>	<i>RG</i>	<i>UC</i>	<i>RST</i>	<i>RG</i>
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	✓	✓

Fuente: Elaboración propia, 2013.

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.

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

Fuente: Elaboración propia, 2013.

Cuadro 6. Índice de daño objetivo para los pórticos de cada edificio evaluado.

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

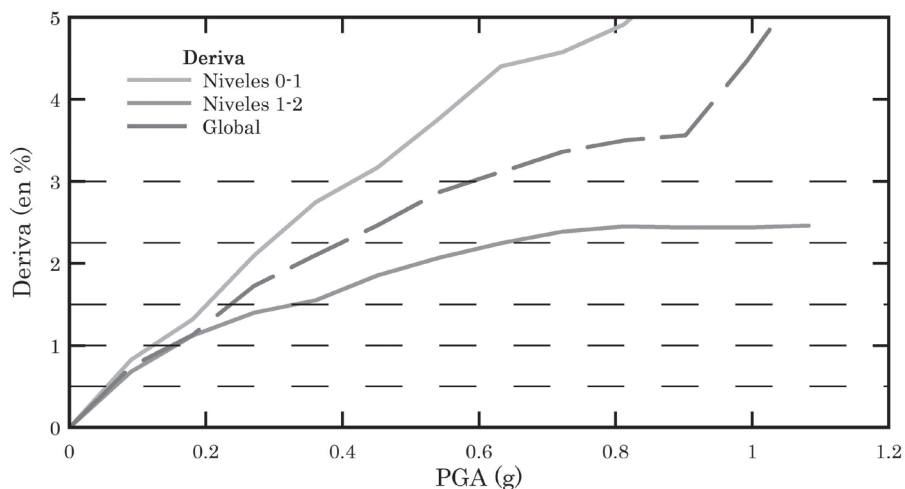
Fuente: Elaboración propia, 2013.

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 por Vielma *et al.* (2008) y Papadrakakis *et al.* (2010). 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, ver Figura 9.

En las Figuras 10 a 12 se presentan las curvas de fragilidad correspondiente a la probabilidad de excedencia y a la pseudo-

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

Fuente: Elaboración propia, 2013.

aceleración (PGA), en las Figuras 10 a la 12 para los edificios objeto de estudio.

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 el Cuadro 7 se muestra la

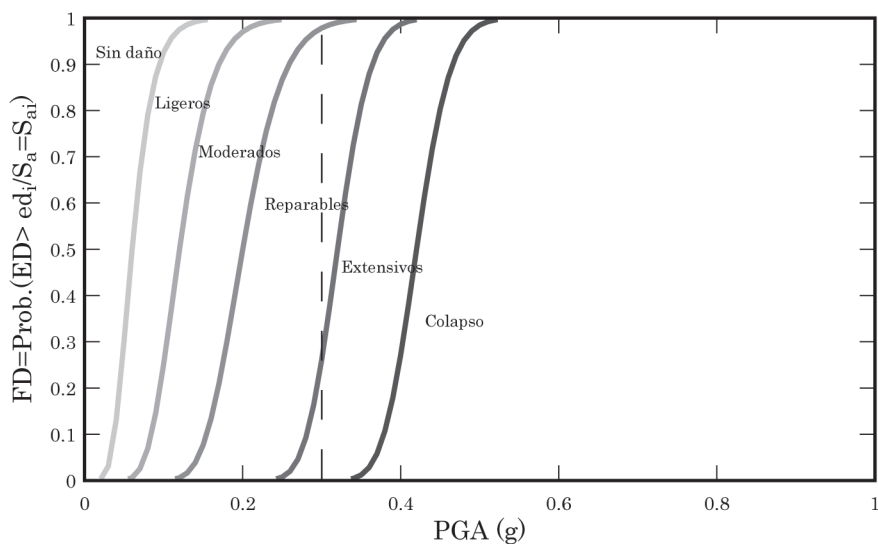


Figura 10. Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio EO.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

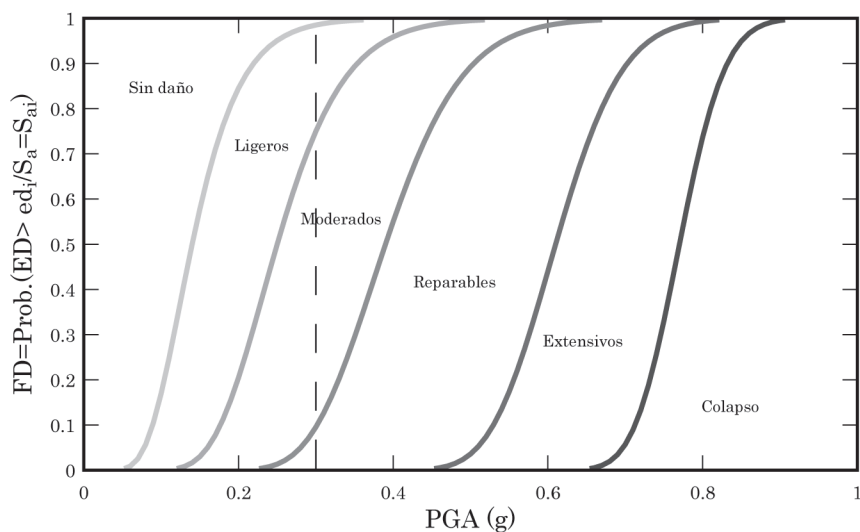


Figura 11. Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio ER.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

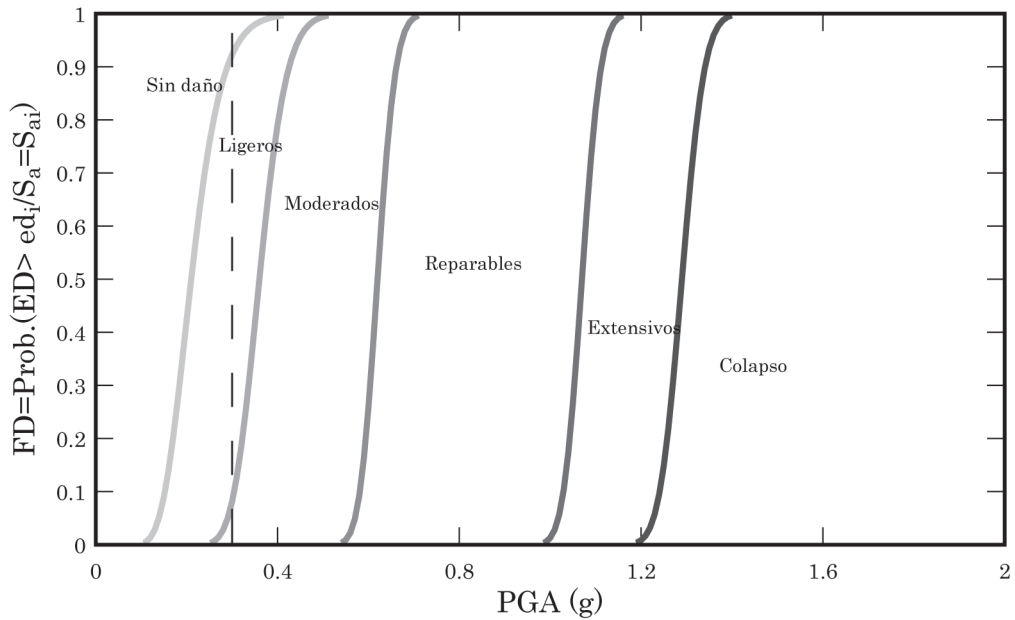


Figura 12. Curva de fragilidad para los pórticos de vigas de carga del edificio EBD.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

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

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

Fuente: Elaboración propia, 2013.

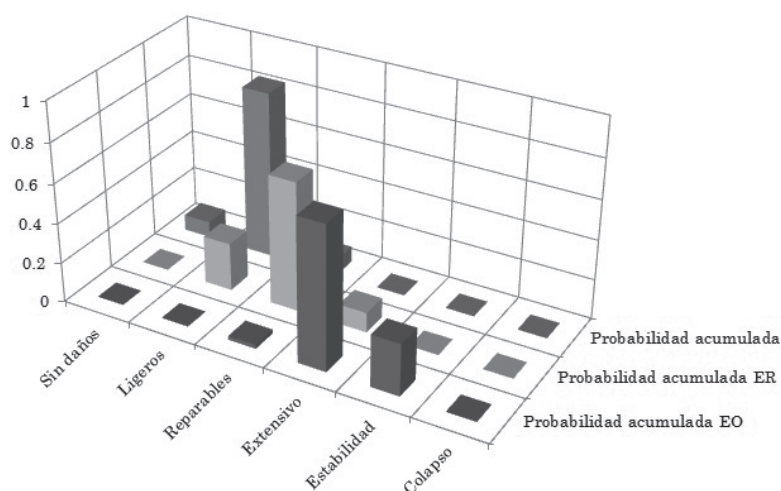


Figura 13. Matriz de probabilidad de daño para los edificios de concreto reforzado evaluados.

Fuente: Elaboración propia, 2013.

matriz de probabilidad de daños calculadas 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 Límite 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 (Herrera *et al*, 2013; Vielma, Barbat y Martínez, 2012).

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los métodos analíticos expuestos en este documento, han sido aplicados a edificios de concreto reforzado 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 meto-

dologías 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, sólo el pórtico 2 pudiese alcanzar un estado de daños avanzado, sin llegar a colapsar.

Otro método aplicado para evaluar la vulnerabilidad sísmica fue el de 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 ligero, 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

Los autores están especialmente agradecidos con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. También expresan su agradecimiento al Mid American Earthquake Center y la National Science Foundation (Proyecto número CEE-9701785), los desarrolladores del software Zeus NL utilizados en esta investigación.

REFERENCIAS

- 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.
- Barbat A. H., Mena U & 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.
- Calvi, G.; Pinho, R.; Magenes; G., Bommer, J.; Restrepo, L. & 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.
- Covenin (1989). *Norma Venezolana COVENIN 2002:1988, Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. FONDONORMA, Caracas.
- Covenin. (2001). *Norma Venezolana COVENIN 1756:2001, Edificaciones Sismorresistentes, Requisitos y Comentarios*. FONDONORMA, Caracas.
- Covenin. (2006). *Norma Venezolana COVENIN 1753:2006, Proyecto, Construcción de Obras en Concreto Estructural*. FONDONORMA, Caracas.
- Dumova-Jovanoska, E. (2004). Fragility Curves for RC Structures in Skopje Region, *Proceedings of the 13th World*

- Conference on Earthquake*, Vancouver, Canada, Paper No. 3.
- Elnashai A., Papanikolaou V. & Lee, D. (2011). *Zeus-NL, A system for Inelastic Analysis of Structures. User Manual*. Mid-America Earthquake Center report no. MAE, University of Illinois. Urbana, Champaign, Illinois.
- European Standard Norm (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.
- Fajfar P. (2000). Nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra, EERI*, United States of America, 16(3), 573-591.
- Freeman, S.; Nicoletti, J. & 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.
- Grases, J.; Altez R. & Lugo M., (1999). *Catálogo de Sismos Sentidos o Destruyores Venezuela 1530/1998*. Universidad Central de Venezuela/Academia de Ciencias Física, Matemáticas y Naturales. Facultad de Ingeniería, Caracas, Venezuela.
- Herrera, R. I.; Vielma, J.C.; Ugel, R.; Alfaro, A.; Barbat, A. & 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.
- Márquez, W. & 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.
- Olteanu, I.; Vargas, Y.; Barbat, A.; Budescu, M. & Pujades, L. (2011). *Vulnerability and risk evaluation for a reinforced concrete frame*. Buletinul in-stitutului politehnic din iași, LIV (LVIII), Fasc. 3.
- Papadrakakis, M.; Fragiadakis, M. & 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.
- Park, Y. & Ang, A. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Division, ASCE*, 111(4), 722-739.
- Priestley M.; Calvi G. & Kowalski M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. IUSS Press. Pavia. Italia.
- Rossetto, T. & 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.
- Vielma, J. C.; Barbat, A. H. & Oller S. (2007a). Procedimiento de evaluación de edificios de concreto armado mediante un índice de daño sísmico objetivo, *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo*, 4(3), 7-32.
- Vielma, J. C.; Barbat, A. H.; & 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.
- Vielma J. C. (2009). *PACED. Programa para generación de acelerogramas compatibles con espectros de diseño*. Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela.
- Vielma J. C.; Barbat A. H. & Oller S. (2011). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas*. Monografías CIMNE de ingeniería sísmica. Barcelona, España.
- Vielma, J. C.; Barbat, A. H. & Martínez, Y. (2012). The Quadrants Method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings. *15 World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal.
- Vielma, J. C.; Barbat, A. H.; Ugel, R. & Herrera, R. (2012). *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

SOBRE LOS AUTORES**Juan Carlos Vielma**

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado,
Venezuela.

Especialista en Ingeniería Sísmica y Dinámica
estructural

Magister Scientiae en Ingeniería Estructural.

Doctor por la Universidad Politécnica de Cataluña.

Correo electrónico: jcvielma@ucla.edu.ve

Reyes Indira Herrera

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado,
Venezuela.

Labora como profesora.

Correo electrónico: hreyes@ucla.edu.ve

Ronald Ugel Garrido

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado,
Venezuela.

Labora como profesor.

Correo electrónico: rugel@ucla.edu.ve

Yolsanie Martínez

Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado,
Venezuela.

Ingeniera Civil.

Correo electrónico: yolsanie@hotmail.com

Alex H. Barbat

Universidad Politécnica de Cataluña.

Catedrático.

Correo electrónico: alex.barbat@upc.edu