

Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico

Juan Carlos Vielma Pérez¹, Anny Alfaro², Angely Barrios

RESUMEN

Dentro de la comunidad ingenieril y científica está aceptado que las curvas de fragilidad representan una herramienta adecuada para la evaluación de la vulnerabilidad de las estructuras emplazadas en zonas de alta amenaza sísmica. En este artículo se presenta un nuevo procedimiento para determinar las curvas de fragilidad en formato de aceleración vs. probabilidad de excedencia, con base en el análisis dinámico incremental (IDA según sus siglas en inglés) utilizando una serie de umbrales de daño asociados a Estados Límite de comportamiento. Los modelos de las estructuras se han realizado en un programa de análisis no lineal, con la acción sísmica definida mediante acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño correspondiente al lugar de emplazamiento de los edificios. Los resultados del análisis no lineal permiten calcular los valores medios y desviaciones estándar de las derivas globales sobre las curvas IDA, para las que se alcanza un estado de daño específico. El procedimiento ha sido probado en un par de edificios de concreto armado proyectados conforme a la norma sismorresistente venezolana vigente, uno de ellos dañado durante el terremoto de Tucacas (2009), logrando una adecuada predicción del estado de daños observados.

Palabras clave: Curvas de fragilidad, análisis no lineal, análisis incremental dinámico, umbrales de daño, colapso estructural

¹ Dr. Ingeniero, Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela/ Universidad de las Fuerzas Armadas, Sangolquí, Ecuador. Autor para correspondencia. E-mail: jcvielma@ucla.edu.ve / jcvielma@espe.edu.ec

² Aula UCLA-CIMNE, Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela. annyalfaro@gmail.com

³ Aula UCLA-CIMNE, Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela. angely.brros@gmail.com

1 Introducción

El proceso de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras debe considerar aspectos relativos a la amenaza del sitio de emplazamiento de la misma y aspectos propios de la estructura. En primer término, la respuesta de la estructura depende fundamentalmente de la ductilidad global, la reserva de resistencia, la regularidad tanto en planta como en elevación, entre otros.

Los aspectos relativos a la amenaza presentan una alta variabilidad, razón por la cual es necesario aplicar enfoques probabilistas en la definición de la acción sísmica. Estos métodos probabilistas son aplicados de forma combinada con métodos de corte determinista, que son usualmente aplicados para determinar la respuesta estructural. Uno de los procedimientos que combinan ambos enfoques es el que permite calcular las curvas de fragilidad, (Vielma *et al.* 2009 y Vielma *et al.* 2010a).

Las curvas de fragilidad permiten estimar la probabilidad de exceder un determinado estado límite de daño cuando se produce una determinada acción sísmica, definida mediante desplazamientos, velocidades o aceleraciones, si bien la definición en velocidades es menos frecuente (Vielma *et al.* 2007). Este método tiene una amplia aceptación dentro de la comunidad de investigadores, ya que permite obtener las probabilidades de daño en función de los valores medios de los umbrales de daño Kunnath (2005).

En un caso próximo a la ingeniería sísmica, la frecuencia media anual de que la deriva de entrepiso máxima (θ_{max}) exceda un cierto valor y , se obtiene como:

$$\vartheta_{\theta > y} = \int P(\theta_{max} \geq y / \lambda_{MI} = x) |d\lambda_{MI}(x)| \quad (1)$$

Donde $\vartheta_{\theta > y}$ es la variación de θ_{max} que excede el valor y . $\lambda_{MI}(x)$ es la frecuencia media anual de la medida de intensidad elegida que excede a x . Por tanto $\lambda_{MI}(x)$ es la curva de amenaza y $d\lambda_{MI}(x)$ es su pendiente (en valor absoluto).

Shinozuka *et al.* (2000) asumieron que las curvas de fragilidad se podían expresar en función de dos parámetros: la media (μ) y la desviación estándar (β) aplicando funciones lognormales de distribución. De esta forma la fragilidad sísmica se expresa como:

$$F_R(S_A) = \Phi \left[\frac{\ln \left(S_A / \mu_k \right)}{\beta_k} \right] \quad (2)$$

Donde Φ es la función normal estandarizada de distribución μ_k y β_k se calculan para $k = 1, 2, \dots, n$, siendo n el número de estados límite obtenidos o aplicados.

En un reciente trabajo, Fardis *et al.* (2012) han propuesto curvas de fragilidad usando como medida de intensidad (MI) la aceleración horizontal máxima del terreno (PGA) Esto permite modelar la acción del suelo conforme se ha considerado en la etapa de diseño. La PGA fue seleccionada como MI sobre otras alternativas más eficientes e informativas (desplazamiento espectral para el período fundamental para modos dúctiles de falla o la aceleración espectral para los casos frágiles).

Contemplaron dos estados de daño: uno para el cual se producía la plastificación y otro para el estado límite último a flexión. La medida de daño seleccionada (MD) es la rotación de la cuerda en los extremos de los miembros estructurales. De esta manera se obtienen resultados determinados de las medidas de daño (MD) para valores específicos de las medidas de intensidad. Estas relaciones se obtuvieron aplicando análisis estáticos bajo un conjunto de fuerzas laterales invariantes.

El enfoque utilizado en el análisis de fragilidad que no aplica simulación de Monte Carlo es el siguiente:

Encontrar la medida de intensidad para la cual la media de la medida de la demanda se iguala con la media de la medida del daño disponible.

- Establecer con este valor la media de la distribución lognormal de la medida de intensidad describiendo la curva de fragilidad,
- suplementar de ser necesario con un coeficiente de variación ($\beta=0,6$)

La definición de los umbrales de daño suele hacerse sobre la base de resultados experimentales y/o simulaciones numéricas aplicadas a modelos con comportamiento no lineal. A través de la respuesta de la estructura se plantean parámetros ingenieriles que permiten establecer estados asociados de daño.

En el trabajo de Vargas *et al.* (2013), se resume el procedimiento para determinar las curvas de fragilidad considerando como hipótesis: primero, que en los desplazamientos espectrales de los umbrales de cada estado de daño, la probabilidad de que se alcance o que se exceda ese estado de daño sea del 50% y segundo que las curvas de fragilidad siguen una función de distribución de probabilidad lognormal acumulativa.

El análisis incremental dinámico (también conocido como IDA por sus siglas en inglés) fue propuesto en el trabajo de Vamvatsikos y Cornell (2002). Su principal objetivo es definir una curva mediante la relación del nivel de intensidad con la respuesta sísmica máxima de la estructura. La implementación se logra siguiendo los pasos siguientes, Mitropoulou y Papadrakakis (2011):

- Simular la estructura con un programa de elementos finitos capaz de predecir la respuesta no lineal
- Seleccionar un conjunto de acelerogramas.
- Seleccionar una medida de intensidad (MI) y de daño (MD) apropiados.
- Aplicar un algoritmo que realice el escalado de los registros con la finalidad de optimizar la cantidad de análisis a realizar.
- Utilizar una técnica de procesamiento de datos para procesar los múltiples resultados que produce el análisis

Actualmente el análisis incremental dinámico es aplicado para evaluar la respuesta sismorresistente de edificios existentes (Vielma *et al.* 2010b, Vielma *et al.* 2011a) e incluso con la finalidad de evaluar la seguridad sísmica de edificios proyectados conforme a normas actuales (Sánchez y Plumier 2008, Vielma *et al.* 2011b).

En este trabajo se propone un nuevo procedimiento para determinar curvas de fragilidad aplicando umbrales de daño formulados mediante aceleraciones. En el procedimiento se aplican derivas de entrepiso como medida de daño para establecer relaciones con el daño.

El procedimiento formulado ha sido probado con dos edificios de concreto armado el primero diseñado conforme a las normas antiguas de Venezuela y el segundo diseñado siguiendo las normas actuales. Los resultados muestran que el método se puede adaptar fácilmente a la evaluación de la vulnerabilidad combinado convenientemente con la definición normativa de la acción sísmica.

2 Procedimiento para la determinación de las curvas de fragilidad

En primer lugar es necesario establecer un modelo que contenga las principales características de la estructura que se pretende estudiar. Estos modelos deben permitir considerar aspectos de la respuesta no lineal tanto geométrica como constitutiva. Entre los modelos más usuales se tienen los modelos de plasticidad y daño concentrado y los modelos de plasticidad y daño distribuido. En este trabajo se utilizan estos últimos.

El modelado puede realizarse tanto en dos dimensiones (análisis de pórticos) o en tres dimensiones (análisis de edificios). Este último tipo de análisis es el preferido por que incorpora los efectos de la torsión. Dentro del modelado es importante considerar una adecuada discretización. Usualmente en edificios porticados se asume un elemento por cada miembro (columna o viga). Sin embargo, en estructuras sometidas a acciones sísmicas las partes de los miembros próximas a las juntas viga-columna suelen presentar la mayor concentración de daño, por este motivo resulta conveniente definir elementos en las proximidades de las mismas a fin de capturar las distorsiones angulares y relacionarlas con estados de daño.

Una vez que se ha definido el modelo mecánico del edificio o pórtico, es necesario definir las cargas. Estas deberán transformarse en masas que se concentrarán en los nodos que corresponden a las juntas viga-columna (Chopra, 2011).

Seguidamente se definen las acciones sísmicas. En el caso presente se requiere una acción de historia-tiempo, que permita aplicar el método de análisis incremental dinámico. En la definición de historia-tiempo suelen utilizarse acelerogramas obtenidos mediante registros instrumentales debidamente corregidos. También se utilizan acelerogramas sintéticos generados siguiendo determinados objetivos en la investigación. En esta caso se utilizarán acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño, ya que uno de los principales objetivos que se persiguen es el de

evaluar la vulnerabilidad usando los datos geotécnicos del emplazamiento de la estructura analizada.



Figura 1: Flujograma para la determinación de curvas de fragilidad con base en los resultados del análisis incremental dinámico

En el análisis dinámico incremental se aplican al modelo previamente definido, los acelerogramas sintéticos. Estos se aplican en la base de los edificios (nodos empotrados) liberando el grado de libertad traslacional correspondiente a la dirección a ser analizada. Como es bien sabido, los valores de las ordenadas de los acelerogramas son progresivamente amplificados hasta lograr que se produzca el fallo global de la estructura, también conocido como colapso. Los valores de la medida de intensidad se obtienen a partir de los máximos alcanzados en cada amplificación del acelerograma.

Tabela 1: Estados Límite y los parámetros utilizados en su caracterización

Estado Límite	Deriva de entrepiso (%)
Sin daño	$0\% \leq \delta < 0,5\%$
De servicio	$0,5\% \leq \delta < 1,5\%$
Daños irreparables	$1,5\% \leq \delta < 2,5\%$
Daños extensos	$2,5\% \leq \delta < 3,0\%$
Prevención de colapso	$3,0\% \leq \delta$; ID < 95%

En diversos trabajos se ha propuesto utilizar las derivas de entrepiso para cuantificar el daño sísmico (Calvi, 1999 y Kircher *et al.* 1997, Panagiotakos y Fardis, 2001, Verderame, 2011, Vielma *et al.* 2011c). En el presente trabajo se han seleccionado convenientemente los valores de las derivas de entrepiso como medida de daño asociándolas convenientemente con un grupo de estados de daño específicos. En la Tabla 1 se muestran los valores de las derivas de entrepiso y su correspondiente estado de daño (Vielma *et al.* 2008a). Puede apreciarse que el umbral del estado límite de Prevención de colapso viene dado por una deriva de entrepiso de 3% o cuando se alcanza un 95% del índice de daño objetivo formulado por Vielma *et al.* (2008b).

Una vez que se han graficado las curvas IDA con las aceleraciones en el eje de las abscisas y las derivas en el eje de las ordenadas, se procede a intersectar los valores de los estados de daño contra cada una de las curvas. Como es de esperar, existirán tantas curvas como número de niveles tenga la estructura.

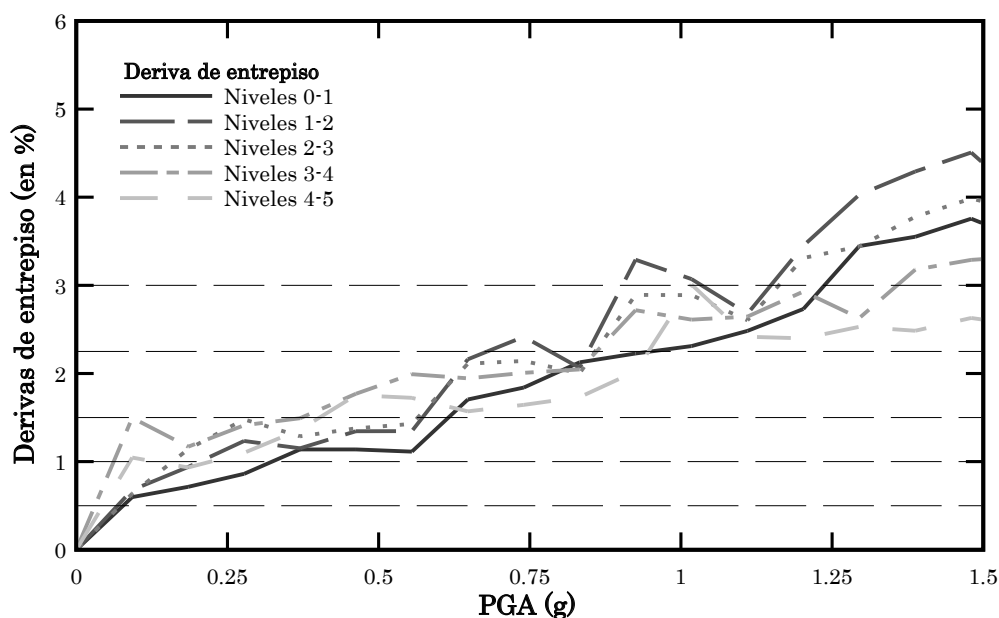


Figura 2: Determinación de los umbrales de daño a partir de las curvas IDA

La aceleración para la cual se alcanza un determinado estado de daño corresponderá a la intersección del valor de la deriva de entrepiso que define ese valor de estado de daño con la primera curva IDA. Es de hacer notar que la intersección no necesariamente ha de producirse siempre con la misma curva IDA, ya estas no siempre tienen patrones uniformes (Vamvatsikos y Cornell, 2002). De esta manera se obtiene un con-

junto de valores de aceleraciones para el conjunto de acelerogramas sintéticos aplicados. Sobre este conjunto de valores se calcula el valor medio y la desviación estándar.

Para la determinación de las curvas de fragilidad se utilizan las aceleraciones determinadas para los estados de daño, los resultados obtenidos se procesan calculando los valores medios de las aceleraciones para cada estado de daño y las correspondientes desviaciones estándar. Para un estado de daño dado ds_i , la curva de fragilidad representa la probabilidad de alcanzar o superar ese estado de daño, en función de un parámetro definido por una intensidad sísmica, Vargas *et al.* 2013:

$$P[d \geq ds_i | PGA] = \varphi \left[\frac{1}{\beta ds_i} \ln \left(\frac{PGA}{PGA ds_i} \right) \right] \quad (3)$$

Donde φ es la distribución lognormal cumulativa, d es el nivel de daño esperado, PGA es el valor de la aceleración pico del terreno (PGA por sus siglas del inglés) mientras que βds_i y $PGA ds_i$ son la desviación estándar y la media correspondientes al *iésimo* estado de daño, respectivamente.

Una vez graficadas las curvas de fragilidad, se determina, a partir del valor de la aceleración correspondiente al emplazamiento de la estructura, la probabilidad de excedencia de un estado límite de daño específico. Estos valores permitirán la toma de decisiones en cuanto a la necesidad de reforzar la estructura para reducir la probabilidad de que esta alcance estados avanzados de daño.

3 Casos de estudio

El método de determinación de curvas de fragilidad a partir del análisis incremental dinámico se ha aplicado a dos casos de estudio correspondientes a dos edificios de concreto armado existentes en Venezuela.

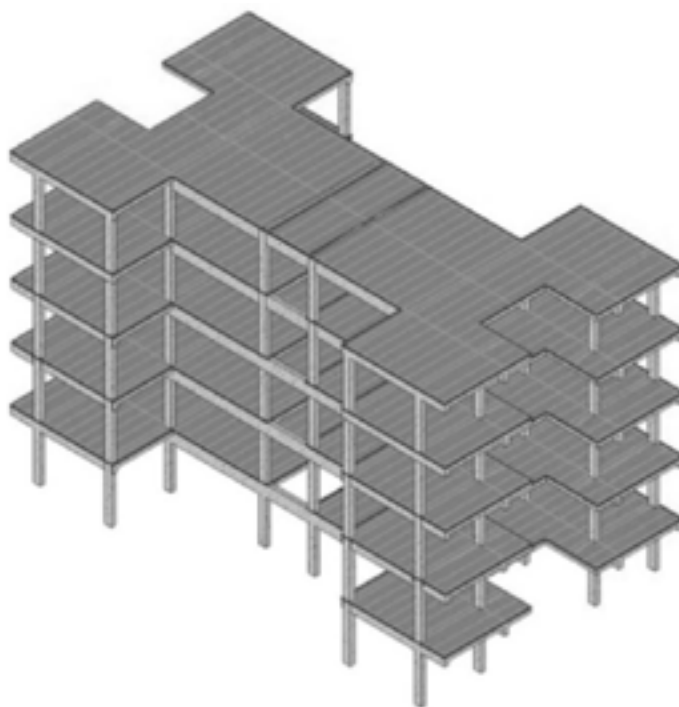


Figura 3: Vista isométrica de edificio de 5 niveles con múltiples entrantes

Primer caso de estudio

El primer caso estudiado consiste en un edificio residencial multifamiliar de cinco niveles, construido conforme a las normas antiguas de Venezuela. El uso del edificio es residencial, tiene una estructura porticada de concreto armado con losas nervadas unidireccionales, presentando además la particularidad de que las vigas de arriostramiento son planas (se encuentran embebidas dentro de la losa nervada). La forma general en planta es de H, teniendo importantes entrantes que dan cabida a pasillos de circulación.

Este caso representa una construcción típica destinada a viviendas multifamiliares en Venezuela. Este tipo de estructuras se encuentran diseminadas en las principales ciudades del país, de allí el especial interés por evaluar su vulnerabilidad.

Segundo caso de estudio

El segundo caso de estudio consiste en una edificación hotelera. La estructura es porticada de concreto armado, alcanzando nueve niveles. La planta es de forma asimilable a un rectángulo, pero se ha dividido en tres cuerpos independientes con juntas sísmicas con la finalidad de evitar problemas asociados con la relación ancho/largo de la planta, que pudiese haber producido problemas torsionales en las

columnas del perímetro. De esta forma se originan tres cuerpos, dos laterales y uno central, siendo los dos laterales perfectamente simétricos respecto de este último. En la Figura 4 se aprecia una isometría parcial del edificio (sólo se muestran el módulo central y el lateral izquierdo).

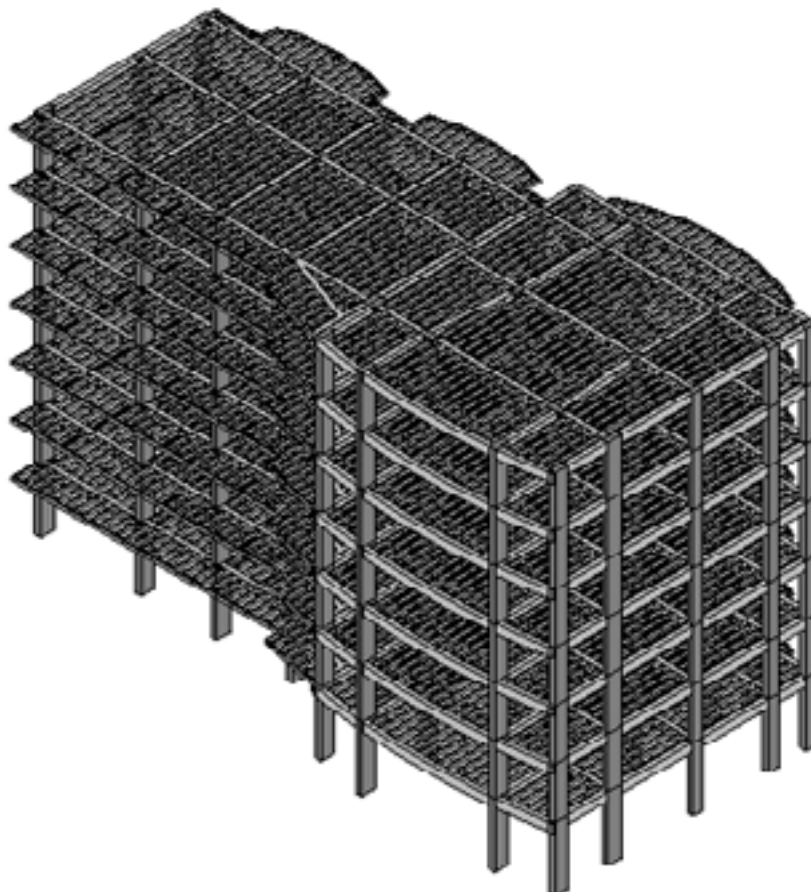


Figura 4: Vista isométrica de edificio de nueve niveles en la que se aprecian el módulo central y el módulo lateral izquierdo

Acción de historia-tiempo

Las acciones dinámicas aplicadas han sido tres acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro elástico de diseño para las características geotécnicas propias del emplazamiento de la edificación. En la Figura 5 se muestran el espectro elástico de diseño del caso 1 conjuntamente con los espectros de respuesta obtenidos de los tres acelerogramas sintéticos obtenidos mediante el programa PACED (Vielma 2009).

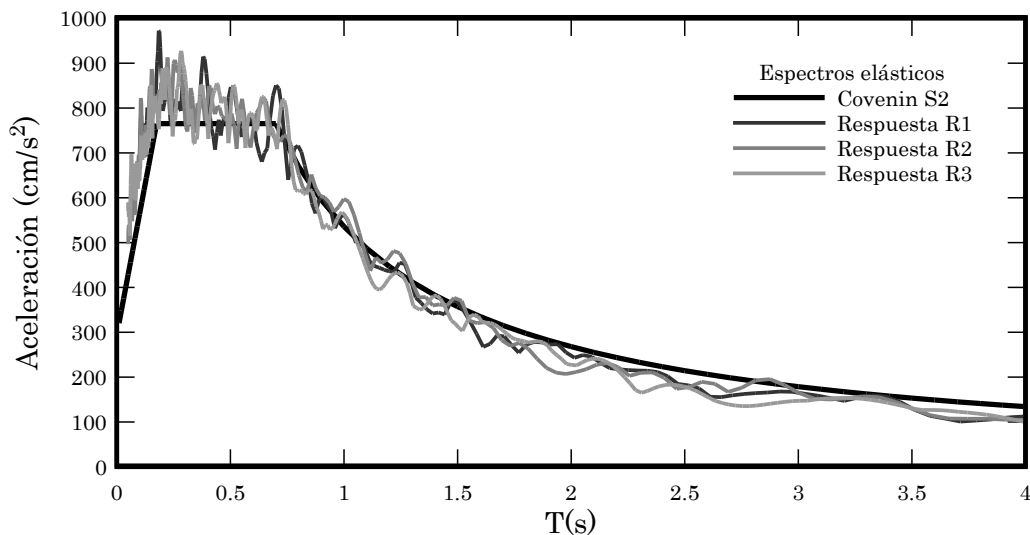


Figura 5: Espectro de diseño correspondiente a un suelo S2 (duro) con una aceleración de 0,3g con los espectros de respuesta obtenidos con los acelerogramas sintéticos

Adicionalmente para el caso del edificio de nueve plantas se aplicó el acelerograma correspondiente al terremoto de Tucacas ocurrido en septiembre de 2009 con una magnitud de momento (Mw) de 6,4 a 15 km de la costa de los Estados Carabobo y Falcón. A pesar de la magnitud del terremoto y de la proximidad con centros poblados en la costa del mar Caribe, originó daños estructurales y no estructurales en edificios de siete a diez niveles, sin llegar a afectar edificios de menor altura. Esta característica se puede explicar al analizar el espectro de respuesta en velocidades generado con el registro del terremoto. En la Figura 6 puede apreciarse que los picos del espectro se ubican entre 0,8 y 1,1 s, que es precisamente el rango de los períodos correspondiente a los edificios más afectados.

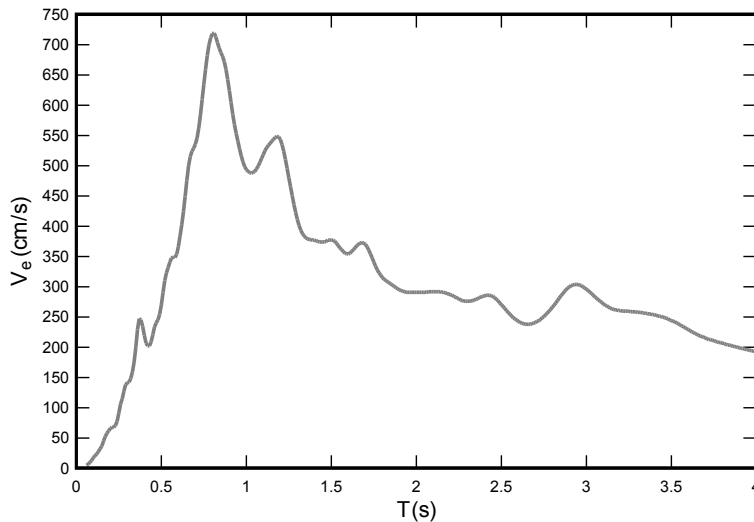


Figura 6: Espectro de respuesta en velocidades obtenido del registro del terremoto de Tucacas

Además se ha modificado el registro original con la finalidad de hacerlo compatible con el espectro elástico de diseño correspondiente al emplazamiento del edificio del caso 2. En la Figura 7 se puede apreciar el acelerograma resultante del proceso de compatibilización con el espectro elástico de diseño.

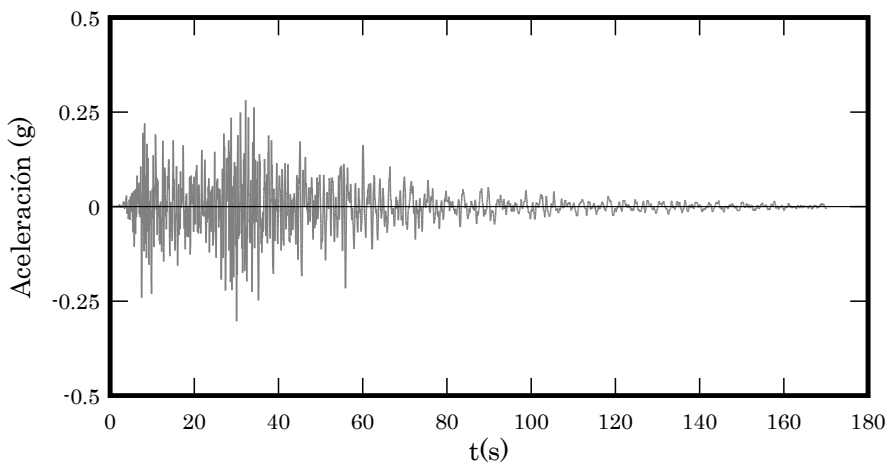


Figura 7: Acelerograma modificado del registro del terremoto de Tucacas (2009)

4 Resultados

Seguidamente se muestran los resultados de las curvas de fragilidad calculadas aplicando el procedimiento propuesto.

En primer lugar se muestran los resultados del primer caso de estudio. Las curvas de fragilidad reflejan el comportamiento notablemente diferente de los pórticos en dirección X (dirección de arriostramiento) que contienen vigas planas, con respecto de los pórticos en dirección Y, que al tener que soportar cargas de gravedad se diseñan con vigas profundas. De esta manera, el edificio presenta una probabilidad total de alcanzar un estado de daños irreparables si fuese sometido a la acción de un terremoto en la dirección X, mientras que si el terremoto actuase en dirección de los pórticos de carga la probabilidad de alcanzar un estado de daños irreparables disminuye notablemente, teniéndose una mayor probabilidad de que este alcance estados de daño reparables desde un punto de vista económico y tecnológico.

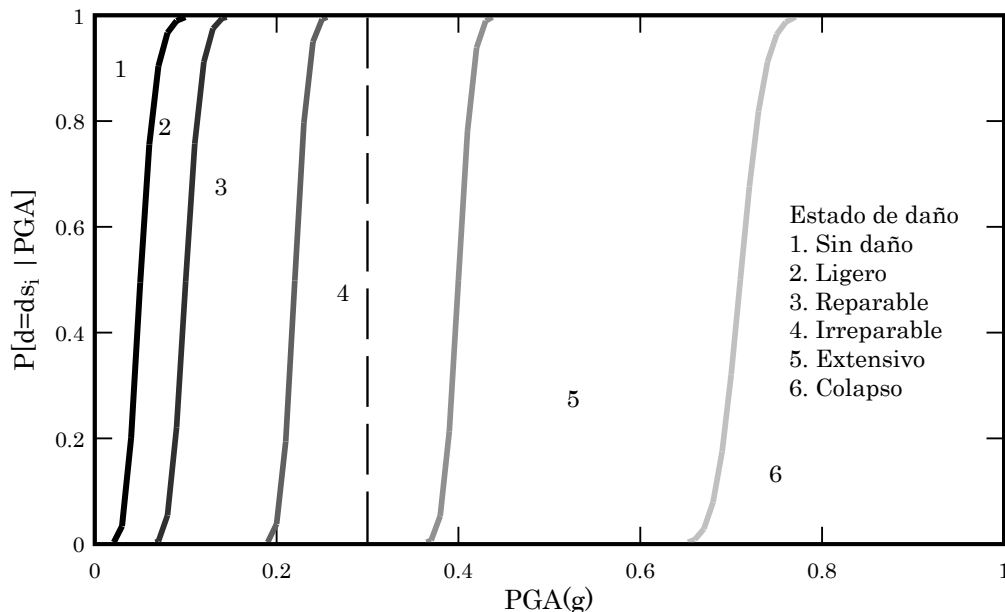


Figura 8: Curvas de fragilidad del edificio en dirección X

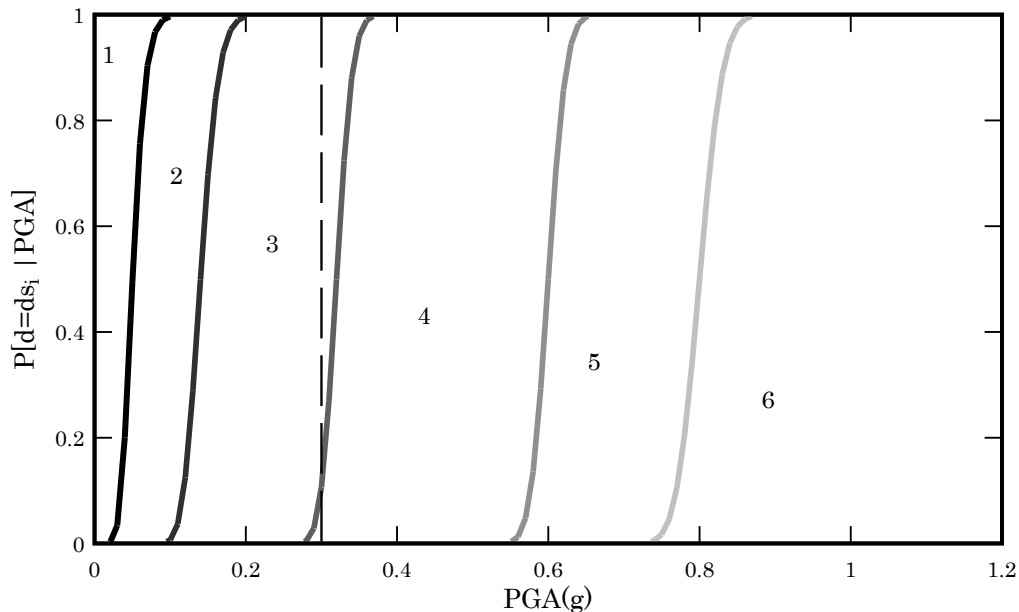


Figura 9: Curvas de fragilidad del edificio en dirección Y

En las Figuras 8 y 9 se observan las curvas de fragilidad del edificio en direcciones X e Y respectivamente. En el eje de las ordenadas se encuentran los valores de probabilidad (P) de que un evento (d) representado por una intensidad sísmica (en este caso la aceleración pico del terreno (PGA)) exceda un determinado estado límite ed_i . Las curvas de fragilidad resultantes son consistentes con las curvas obtenidas en trabajos recientes (Vielma *et al.* 2013, Herrera *et al.* 2013 y Ugel *et al.* 2013) aplicando procedimientos convencionales con la deriva global como medida de intensidad.

En las Figuras 10 y 11 se puede observar las curvas de fragilidad calculadas para el módulo central en dirección X e Y, respectivamente. Nótese que en la dirección de carga existe mayor probabilidad de alcanzar mayores daños en comparación con la dirección de los pórticos de arriostramiento, sin embargo los daños alcanzados para la aceleración espectral de diseño correspondiente al lugar de emplazamiento del edificio, se alcanzarían solo daños ligeros.

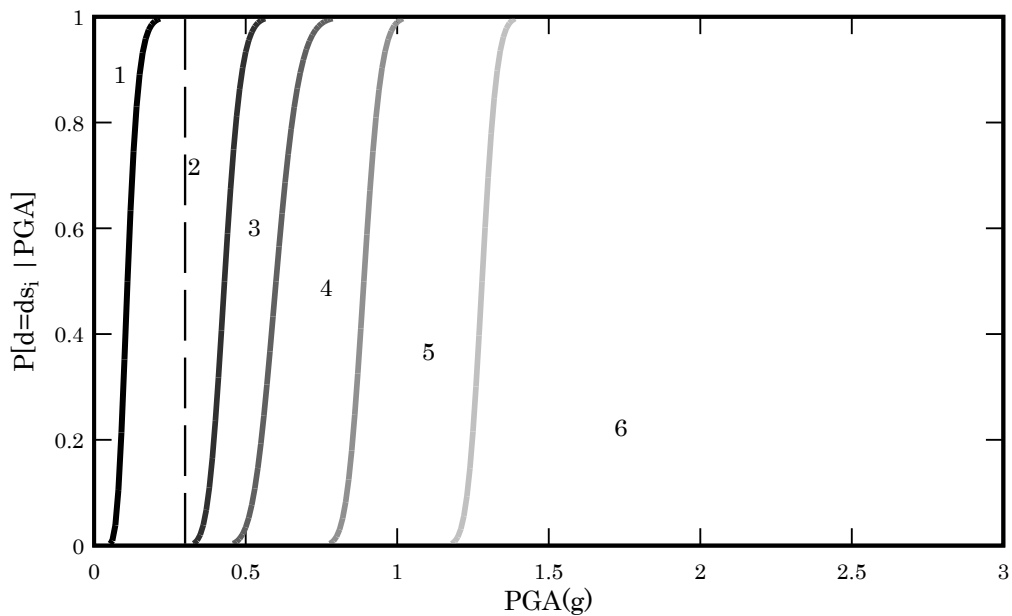


Figura 10: Curvas de fragilidad del módulo central en dirección X

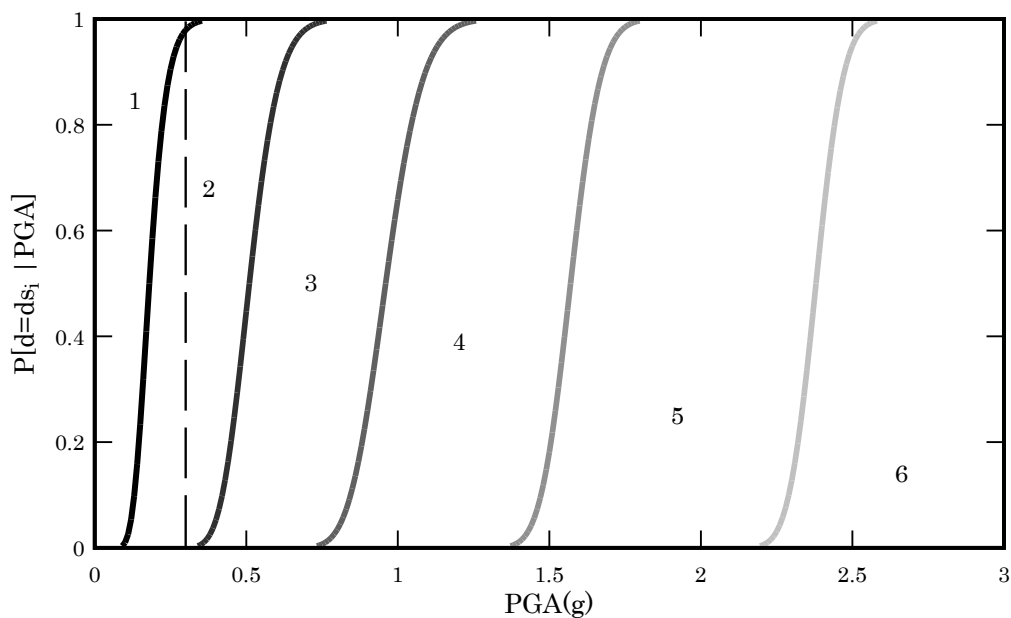


Figura 11: Curvas de fragilidad del módulo central en dirección Y

En las Figuras 12 y 13 se pueden apreciar las curvas de fragilidad del módulo lateral calculadas tanto para la dirección X como la Y, respectivamente. Aquí puede notarse que el módulo lateral tiene una alta probabilidad de alcanzar un estado de daños reparables si el sismo actúa en dirección de los pórticos de carga, mientras que si lo hace en dirección de los pórticos de arriostamiento los daños que se presentan son ligeros.

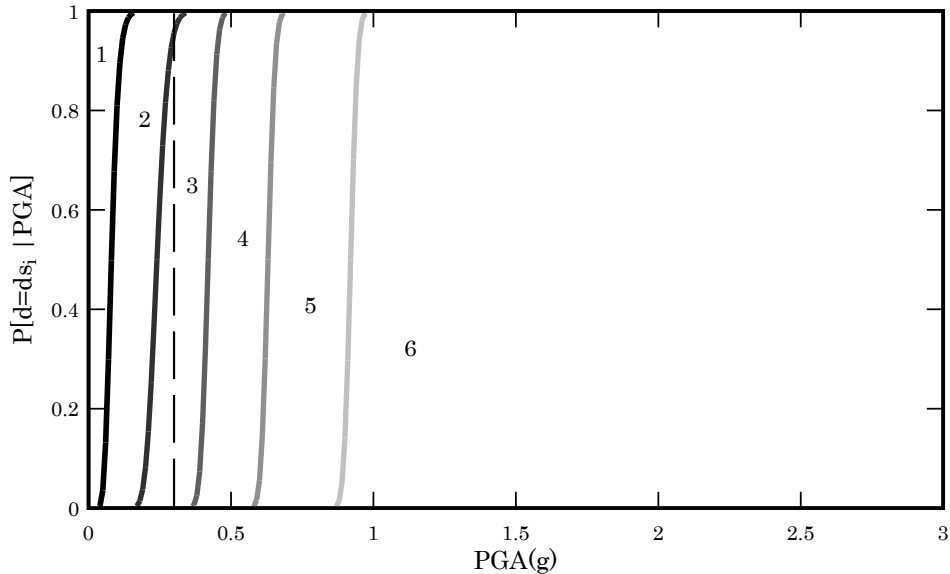


Figura 12: Curvas de fragilidad del módulo lateral en dirección X

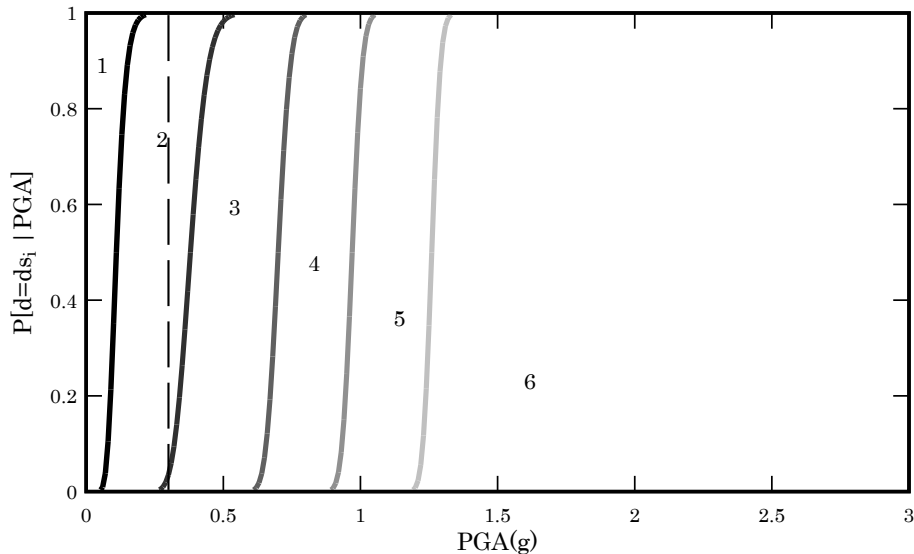


Figura 13: Curvas de fragilidad del módulo lateral en dirección Y

Es de hacer notar que la mayoría de los daños observados en el edificio luego de que ocurriera el terremoto de 2009 fueron de tipo no estructural, apreciándose daño principalmente en la mampostería y los cristales, pero sin apreciarse daños evidentes en la estructura de concreto armado de losas y pórticos. Justamente el tipo de daños que es recogido dentro de las probabilidades que se extraen de las curvas de fragilidad.

5 Conclusiones y recomendaciones

En este trabajo se presenta un procedimiento innovador para obtener curvas de fragilidad a partir de los resultados del análisis incremental dinámico.

Se han aplicado una serie de umbrales de daño correlacionándolos con la aceleración máxima del terreno, obtenida del proceso de escalado de los acelerogramas sintéticos utilizados en la investigación.

También se ha utilizado un registro instrumental de un sismo fuerte (Tucacas, 2009) que ha sido modificado para hacerlo compatible con el espectro de diseño elástico del sitio afectado.

Se aplicó el procedimiento a la obtención de curvas de fragilidad de dos edificios de concreto armado de diferentes alturas y diferentes irregularidades. Los resultados muestran que el método propuesto permite obtener curvas de fragilidad que reflejan adecuadamente la vulnerabilidad de los casos estudiados. Esto se ha podido verificar especialmente por el edificio que sufrió daños durante el terremoto de Tucacas (2009), los resultados muestran que el edificio alcanzaría estados de daños entre ligeros y reparables al contemplar una acción sísmica similar a la ocurrida durante el terremoto, comparables a los daños no estructurales registrados luego del evento.

6 Agradecimientos

Los autores desean agradecer especialmente al CDCHT de la UCLA por el apoyo proporcionado en el desarrollo de esta investigación. Igualmente, el primer autor agradece al Proyecto Becas Prometeo de la Senescyt y a la Universidad de las fuerzas Armadas ESPE, en cuyo contexto se ha redactado este artículo.

También expresan su agradecimiento al Ing. Ángel Delgado, autor del segundo proyecto, por haber proporcionado la documentación del mismo.

7 Referencias

- Calvi, G.M. (1999). A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. Vol. 3, Nº 3, 411-438.
- Chopra A. (2011) *Dynamics of Structures*. Prentice Hall; 4 edition. New Jersey.
- Fardis M.N., Papailia A. y Tsionis G. (2012) Seismic fragility of RC framed and wall-frame buildings designed to the EN-Eurocodes. *Bull Earthquake Eng*. 10:1767–1793.
- Fardis M.N., Papailia A. y Tsionis G. (2012) Seismic fragility of RC framed and wall-frame buildings designed to the EN-Eurocodes. *Bull Earthquake Eng* 10:1767–1793.
- Herrera R.I., Vielma J.C., Ugel R., Alfaro A., Barbat A.H. y Pujades L.G. (2013). Seismic response and torsional effects of RC structure with irregular plant and variations in diaphragms, designed with Venezuelan codes. *WIT Transactions on the Built Environment*, 132, 85-96.
- Kircher Ch., Nassar A., Kustu O. y Holmes W. (1997). Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra*. Vol. 13. Nº 4. 663-682.
- Kunnath S. (2005). Performance-based seismic design and evaluation of buildings structures. In: Chen WF, Lui EM (eds), *Earthquake engineering for structural design*. CRC, Boca Raton Press
- Mitropoulou Ch. y Papadrakakis M. (2011) Developing fragility curves base on neural network IDA predictions. *Eng Struct*. 33: 3409-3421.
- Panagiotakos T.B. y Fardis N.M. (2001). A displacement-based seismic design procedure for RC buildings and comparison with EC8. *Earthquake Engng Struct. Dyn*. 30:1439–1462.
- Pinto P.E., Giannini R. y Franchin P. (2006). *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press. Pavia. Italy.
- Sánchez A.M. y Plumier L. (2008) Parametric study of ductile moment-resisting steel frames: a first step towards Eurocode 8 calibration. *Earthquake Eng Struct Dynam* 37:1135–1155.
- Shinozuka M., Feng M.Q., Lee J. y Naganuma T. (2000) Statistical analysis of fragility curves. *J Eng Mech*. 126 (12): 1224-1231.
- Ugel R., Herrera R.I., Vielma J.C., Barbat A.H. y Pujades L.G. (2013) Seismic and structural response of a framed four level building with RC and steel structure designed according to current Venezuelan codes. *WIT Transactions on the Built Environment*. 132: 109-120.
- Vamvatsikos D. y Cornell C.A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Eng Struct Dynam* 31(3):491–514.
- Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat, A.H. y Hurtado J.E. (2013) Evaluación probabilista de la capacidad, fragilidad y daño sísmico de edificios de hormigón armado. *Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*. 29(2) 63-78.
- Vargas Y.F., Pujades L.G., Barbat, A.H. y Hurtado J.E. (2013) Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 11 2007-2032.
- Verderame G.M., Ricci P., Manfredi G. y Cosenza E. (2011). Ultimate chord rotation of RC columns with smooth bars: some considerations about EC8 prescriptions. *Bull Earthquake Eng*. 8:1351–1373.

- Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2007). 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*. Vol.7 N° 2-3, 273-286. Mayagüez, Puerto Rico.
- Vielma, J.C., Barbat, A.H. y Oller, S. (2008a). Umbrales de daño para estados límite de edificios porticados de concreto armado diseñados conforme al ACI-318/IBC-2006. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura*. Vol. 8, 2, 119-134. Mayagüez, Puerto Rico.
- Vielma J.C., Barbat A.H. y S. Oller (2008b) An objective seismic damage index for the evaluation of the performace of RC buildings. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2009) Seismic performance of waffled-slab floor buildings, *Structures and Buildings (Proceedings of the Institution of Civil Engineering)*, 162: 169-182.
- 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. y Oller S (2010a) Seismic safety of low ductility structures used in Spain. *Bull Earthquake Eng* 8:135–155.
- Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2010b) Non-linear structural analysis. Application for evaluating seismic safety, Chapter 6 of *Structural Analysis*, M. Camilleri editor, Nova Science Publishers, 101-128, New York, 2010.
- Vielma J.C., Barbat A.H., y Oller S. (2011a) Seismic response of RC framed buildings designed according to Eurocodes. *Computational Methods in Earthquake Engineering*, Springer, M. Papadrakakis, M. Fragiadakis y N.D. Lagaros Editores, 201-220.
- Vielma, J.C., Barbat, A.H. y Oller, S. (2011b). Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes. *Journal of Civil Engineering and Architecture*. Vol. 5 N° 7, 567-575. David Publishing Company. Chicago, United States of America.
- Vielma J.C., Barbat A.H. y Oller S. (2011c) Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas, Monografía de Ingeniería Sísmica IS-65, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE, Barcelona.
- 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.

Fragility curves obtained using incremental dynamic analysis

ABSTRACT

In the engineering and scientific community it is accepted that the fragility curves represent a suitable tool for assessing the vulnerability of structures located in high seismicity zones. This article presents a new method to determine fragility curves in acceleration vs. exceedance probability format, based on the incremental dynamic analysis (IDA) using a series of thresholds associated to a set of damage limit states. The structures were modeled using a non-linear analysis program. The seismic action was defined by synthetic accelerograms compatible with the elastic spectrum corresponding to the buildings location. The results of nonlinear analysis allow calculating the mean values and standard deviations of global drifts for which a specific damage state is reached. The method has been tested in two reinforced concrete buildings designed according to the current Venezuelan seismic code. The damage suffered by one of those buildings during the Tucacas earthquake (2009) is accordingly predicted.

Keywords: Fragility curves, non-linear analysis, incremental dynamic analysis, damage thresholds, structural collapse.

Introduction

The seismic vulnerability assessment of structures must take into account the seismic hazard of the location and specific aspects of the structure typology. First of all, the structure response to seismic events depends mainly on the overall ductility, over-strength, plan and elevation regularity, among others.

Since there is high variability in seismic hazards probabilistic approaches must be applied to define the seismic action for design and assessment purposes. These probabilistic methods are applied in combination with deterministic methods which are usually used to obtain the structural response through non-linear analysis. One of the methods combining both approaches allows calculating fragility curves (Vielma *et al.* Vielma 2009 *et al.* 2010a).

Fragility curves represent the probability of exceeding a specific damage limit state for a particular seismic action, defined by displacements, velocities or accelerations, although the velocity-based definition is less frequent (Vielma *et al.* 2007). This method is widely accepted within the community researchers, as it allows estimating the probability of damage based on the mean values of the damage thresholds, Kunnath (2005).

Procedure

The procedure is summarized in Figure 1. Relevant aspects of the procedure are: the model of the case studied via finite elements techniques, definition of the strong motions for non-linear time-history analysis by means of a set of synthetic elastic design spectrum-compatible accelerograms and the application of the incremental dynamic analysis (IDA). From the computed results it is possible to establish a set of damage thresholds defined by inter-story drifts, see Table 1. Damage thresholds allow obtaining the acceleration values in the state for which specific threshold is reached. The procedure is repeated with each ground motion to finally calculate mean values and standard deviation. These mean and standard deviation values are used to calculate the fragility curves with the lognormal distribution.

Conclusions

This paper presents an innovative method to obtain fragility curves from the results of incremental dynamic analysis (IDA).

In this work a set of damage thresholds associated with maximum ground acceleration (PGA) obtained from the scaling process of the synthetic accelerograms used in the dynamic analysis was applied.

A data record of a strong earthquake (Tucacas, 2009) is used. This data record has been modified to make it compatible with the elastic design spectrum of the affected zone.

The method was applied to obtain fragility curves of two reinforced concrete buildings of different heights and different irregularities. The results show that the proposed method allows obtaining fragility curves that adequately reflect the vulnerability of the cases studied. This feature has been tested for the building damaged by Tucacas earthquake (2009). In correspondence to the non-structural damage suffered by the building, results prove that this building would reach light and repairable damages if it is subjected to a strong motion equivalent to the above mentioned earthquake.