

EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD Y EL GOLPETEO DE EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO MEDIANTE ANÁLISIS NO LINEAL VULNERABILITY AND POUNDING ASSESSMENT OF A RC BUILDING USING NON-LINEAR ANALYSIS

Juan C. Vielma (P) (1); Anny B. Alfaro (2); Angely V. Barrios (3)

(1) Dr. Ing., Profesor Asociado, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Venezuela y Universidad de las Fuerzas Armadas Sangolquí, Ecuador.

(2) Ing. Civil, Investigadora, Aula UCLA-CIMNE, Barquisimeto, Venezuela.

(3) Ing. Civil, Investigadora, Aula UCLA-CIMNE, Barquisimeto, Venezuela.

Dirección para correspondencia: jcvielma@ucla.edu.ve/jcvielma@espe.edu.ec; (P) presentador

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 basado en el análisis dinámico incremental (IDA según sus siglas en inglés) para determinar las curvas de fragilidad en formato de pseudo-aceleración contra probabilidad de excedencia de 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 sobre las curvas IDA los valores medios y desviaciones estándar de las derivas globales para las que se alcanza un estado de daño específico.

El procedimiento ha sido probado en un edificio de concreto armado proyectado conforme a la norma sismorresistente venezolana vigente que sufrió daños durante el terremoto de Tucacas (2009). Se logró una adecuada predicción del estado de daño observado, que fue corroborado mediante el cálculo de la matriz de probabilidad de daños que pueden ocurrir bajo una acción sísmica equivalente a la contemplada en el diseño. Finalmente, se presenta un estudio del golpeteo entre los cuerpos adyacentes del edificio, utilizando los resultados del análisis dinámico no lineal.

Palabras-clave: Curvas de fragilidad, análisis no lineal, análisis dinámico, umbrales de daño, golpeteo

Abstract

Within 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 seismic-prone areas.

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 computer program. The seismic action was defined by synthetic accelerograms compatible with the elastic spectrum corresponding to the site of location of the buildings. The results of nonlinear analysis led to calculate from the IDA curves the mean values and standard deviations of global drifts corresponding to a specific damage state.

The method has been tested in a reinforced concrete buildings designed according to current Venezuelan seismic code, that was damaged during the Tucacas earthquake (2009) achieving an adequate prediction of the state of damage observed. This prediction is corroborated by means of the damage probability matrices, obtained for a seismic action equivalent to the design value. Finally the results, the study of the pounding that will occur in adjacent modules of the building using the displacements computed from dynamic non-linear analysis.

Keywords: Fragility curves, non-linear analysis, dynamic analysis, damage thresholds, pounding

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 trabajo reciente, 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).

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 AID) 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 un edificio de concreto armado diseñado siguiendo las normas vigentes en Venezuela. Los resultados muestran que el método se puede adaptar

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

fácilmente a la evaluación de la vulnerabilidad combinado convenientemente con la definición normativa de la acción sísmica. Se aplican los resultados a la obtención de las matrices de probabilidad de daño de los módulos que componen el edificio y finalmente se realiza un estudio del golpeo entre dichos módulos, usando los desplazamientos calculados mediante el análisis no lineal dinámico.

2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO NO LINEAL

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.

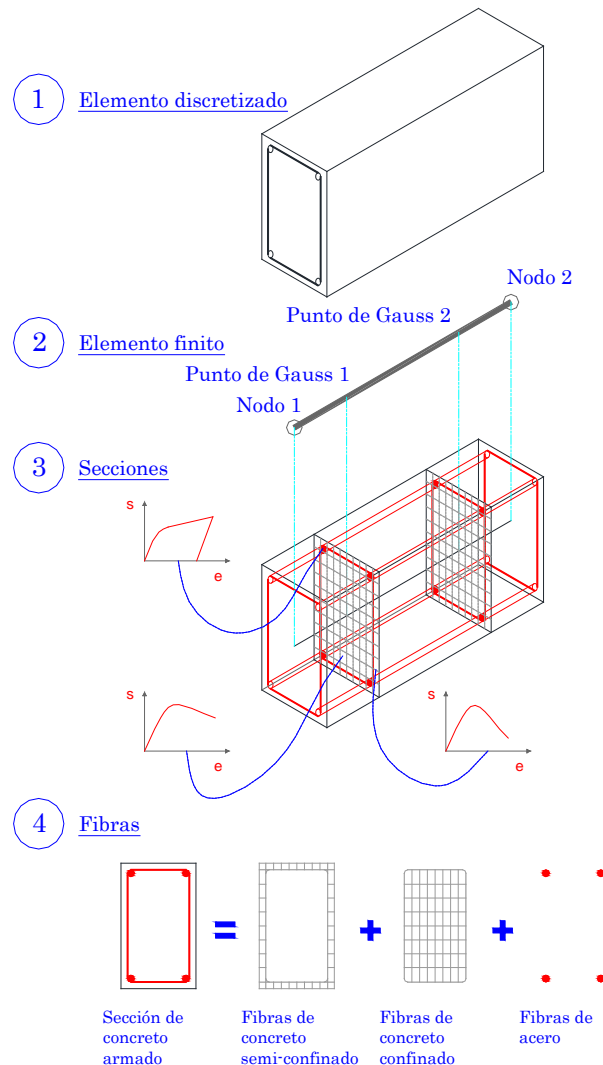


Figura 1 Discretización de elementos y secciones utilizados en el modelo no lineal

En la Figura 1 se pueden apreciar los detalles principales del modelado de la estructura usando elementos de fibras. En primer término, la estructura se discretiza mediante elementos que pueden representar directamente cada miembro (viga o columna) o también se puede presentar una discretización que permita controlar aquellas zonas especiales en las que suele concentrarse el daño, por ejemplo considerando elementos más cortos en las proximidades de las juntas viga-columna.

Luego cada elemento es a su vez discretizado en un determinado número de fibras que permite incorporar las características de cada material que constituye la sección transversal. Por ejemplo, existirán fibras del concreto del recubrimiento que tiene una ley de comportamiento diferente a la del concreto confinado por las armaduras longitudinales y transversales. Algunas fibras estarán compuestas por una combinación de concreto confinado y por acero de longitudinal, como se puede apreciar en la parte inferior de la figura anterior. El acero transversal se incorpora en el modelado mediante el procedimiento de Mander *et al.* (1988) que considera la influencia de este sobre la resistencia a compresión del concreto confinado.

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).

3. ANÁLISIS INCREMENTAL DINÁMICO

El análisis dinámico para estados límites se fundamenta en la definición del acelerograma a partir de un valor probable de aceleración máxima asociado con el lugar de emplazamiento de la estructura. De esta manera es posible definir acelerogramas que producirán determinados desplazamientos y por tanto determinados niveles de daño, pudiendo evaluarse con este análisis la efectividad del diseño sismorresistente. Para cada acelerograma y para cada nivel de aceleración máxima, se obtiene el valor máximo de la respuesta que suele estar expresado en desplazamientos relativos del nivel de cubierta o de las diferentes plantas del edificio. En la Figura 2 se muestran los resultados del análisis dinámico no lineal de una estructura en la que se han graficado los el desplazamiento del nivel de cubierta contra el cortante en la base alcanzado para varios sismos aplicados. Conjuntamente se ha graficado la curva de capacidad obtenida del análisis con empuje incremental.

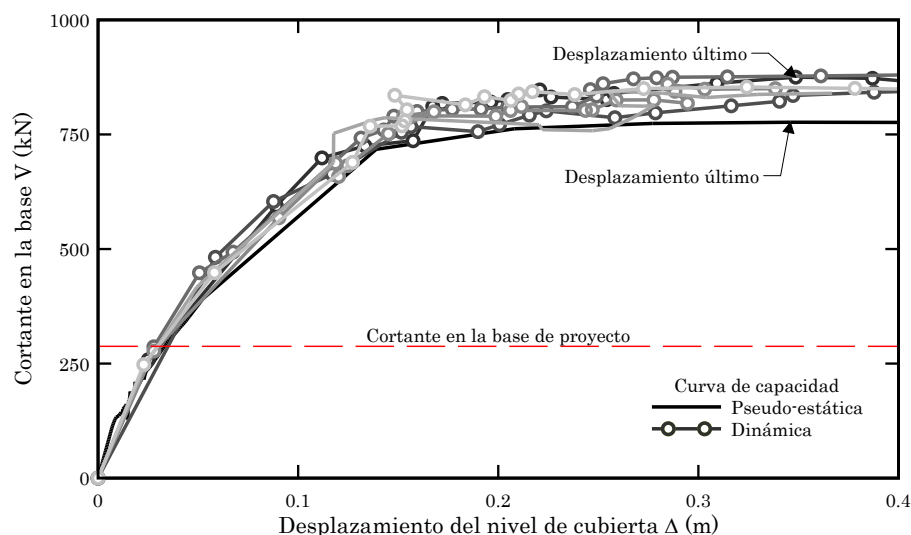


Figura 2 Resultados del análisis incremental dinámico (AID) aplicado a una estructura aporticada

El análisis incremental dinámico (AID) es una variante del anterior, ya que considera la aplicación de un conjunto de acelerogramas, sin embargo se diferencia de este en que el escalado se inicia desde un valor de aceleración máxima igual a la aceleración de diseño. Como con este valor

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

seguramente no se logrará que se produzca la plastificación global, se toma el valor máximo de los parámetros de evaluación, que puede ser la deriva global, las derivas de plantas, la velocidad o la aceleración relativa en un punto específico de la estructura y se grafica contra el valor de la aceleración máxima que lo produjo.

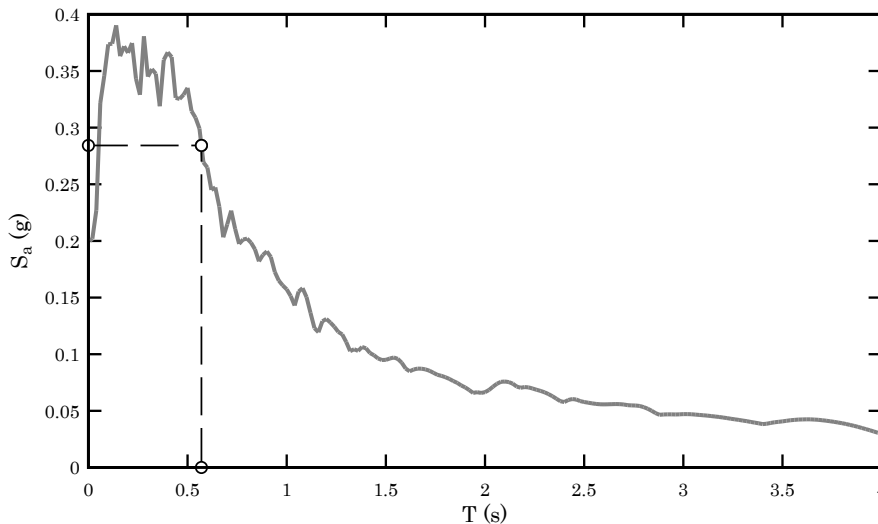


Figura 3 Espectro de respuesta obtenido a partir de acelerograma escalado, aplicado en el AID

En el paso siguiente se incrementan los valores de las ordenadas del acelerograma (alrededor de un 5 %) y se aplica este en un nuevo análisis obteniéndose nuevos parámetros del comportamiento que se grafican contra la nueva aceleración máxima. La aceleración espectral (S_a) se determina utilizando el espectro de respuesta que produce el acelerograma escalado utilizado en el análisis, cuyo ejemplo se muestra en la Figura 3.

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.

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.

Tabla 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%

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

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 AID 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 4.

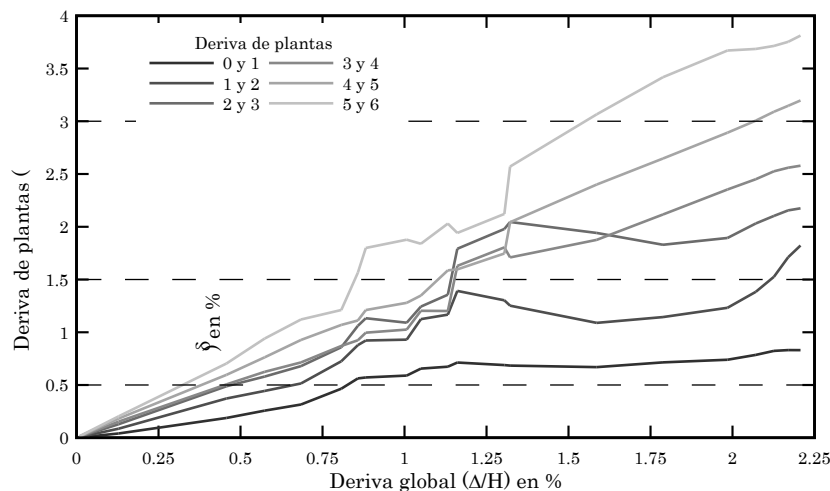


Figura 4 Determinación de los umbrales de daño a partir de las curvas IDA

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 AID. Es de hacer notar que la intersección no necesariamente ha de producirse siempre con la misma curva AID, ya estas no siempre tienen patrones uniformes (Vamvatsikos y Cornell 2002). De esta manera se obtiene un conjunto 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.

Una de las aplicaciones interesantes que se ha encontrado para el análisis dinámico es la de determinar el efecto de golpeteo que se verifica entre dos edificaciones adyacentes. En el caso de edificios cuya irregularidad en planta obliga al proyectista a sub-estructurar en módulos independientes, las normas de diseño sismorresistente generalmente no prescriben valores mínimos para la separación de los cuerpos mediante “juntas sísmicas” con base en estudios confiables. Mediante la simulación numérica es posible llegar a conocer si la separación es suficiente para lograr evitar el fenómeno indeseable del golpeteo, que puede producir concentración de daño o incluso puede inducir el fallo de las estructuras.

4. CASO DE ESTUDIO

El método de determinación de curvas de fragilidad a partir del análisis incremental dinámico se ha aplicado a un caso de estudio correspondiente a un edificio de concreto armado existente en Venezuela y que presenta la particularidad de haber sido dañado durante el terremoto de Tucacas del año 2009.

El 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

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

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 5 se aprecia una isometría parcial del edificio (sólo se muestran el módulo central y el lateral izquierdo).

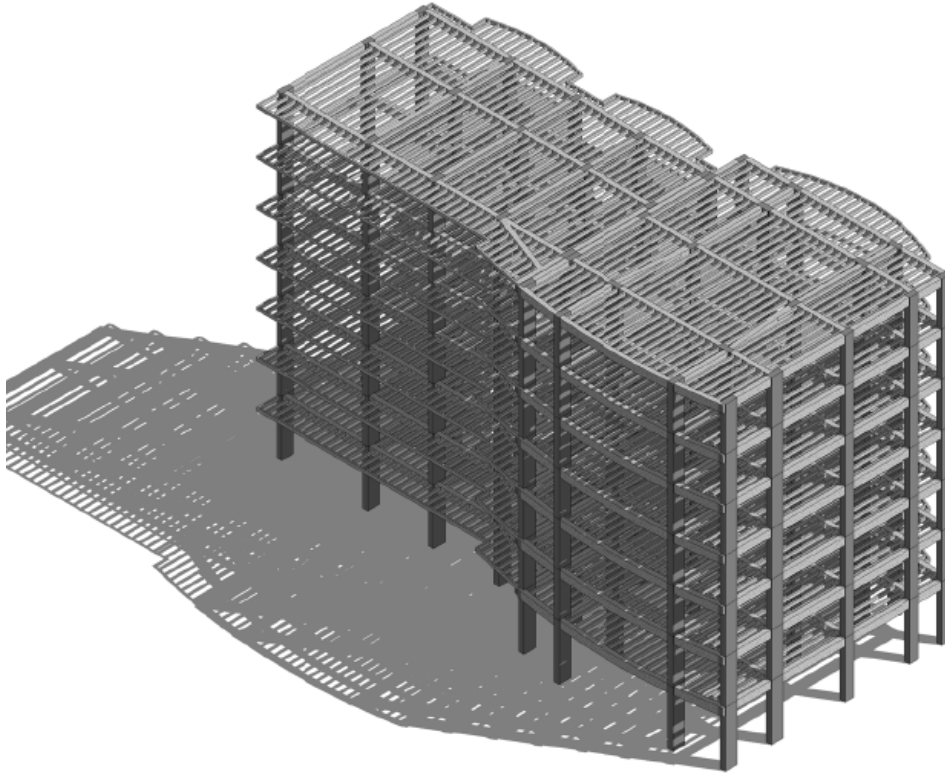


Figura 5 Vista isométrica de edificio de nueve niveles en la que se aprecian el módulo central y el módulo lateral izquierdo

4.1. 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 6 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).

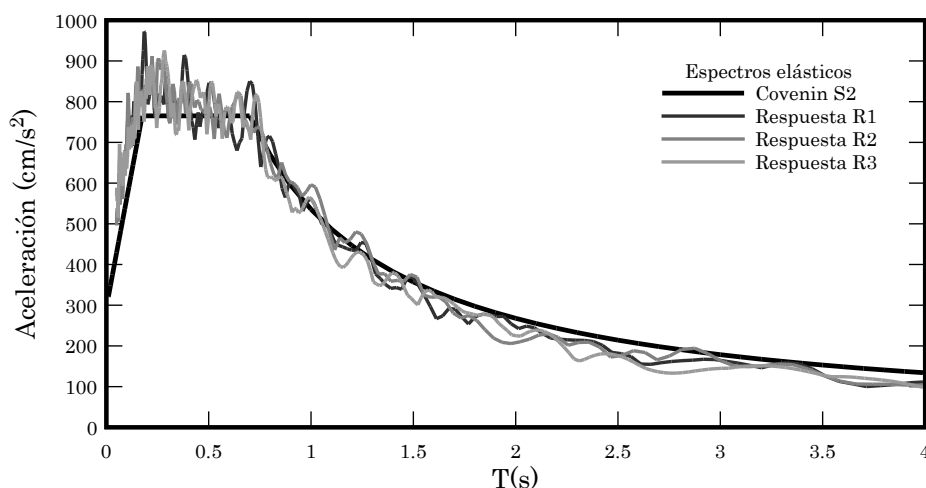


Figura 6 Espectro de diseño correspondiente a un suelo S2 (duro) con una aceleración de

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

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 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 7 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.

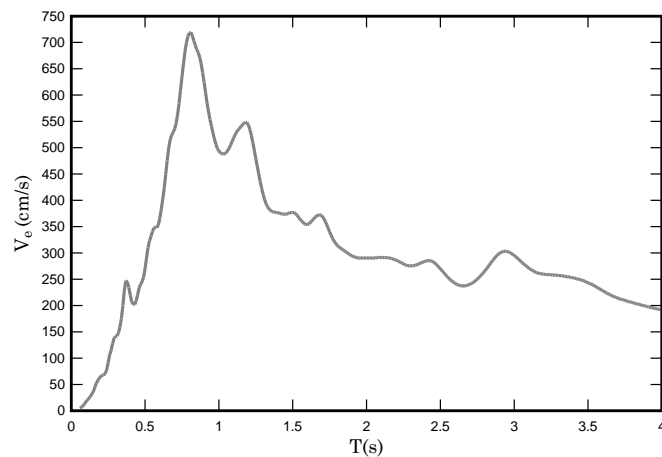


Figura 7 Espectro de respuesta en velocidades del registro del terremoto de Tucacas

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 8 se puede apreciar el acelerograma resultante del proceso de compatibilización con el espectro elástico de diseño.

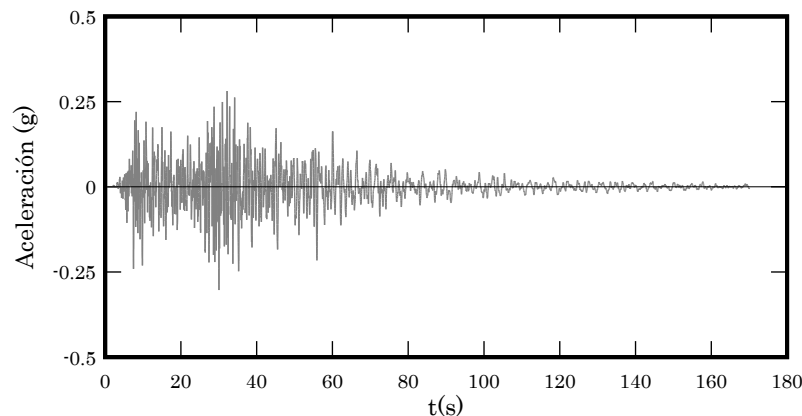


Figura 8 Acelerograma modificado del registro del terremoto de Tucacas (2009)

5. CURVAS DE FRAGILIDAD

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. Se aplica una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño corresponde a la distribución lognormal, Pinto *et al.* 2006.

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

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.

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

En las Figuras 9 y 10 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.

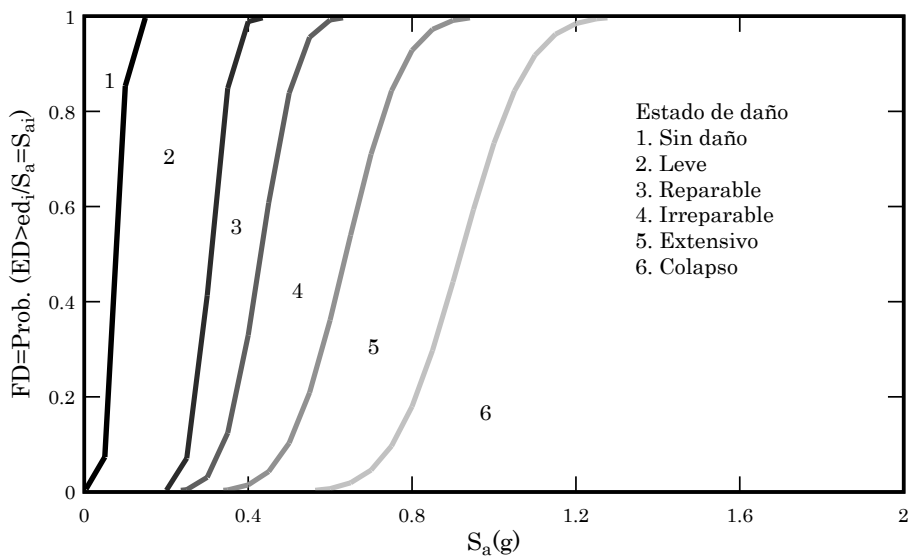


Figura 9 Curvas de fragilidad del módulo central en dirección X

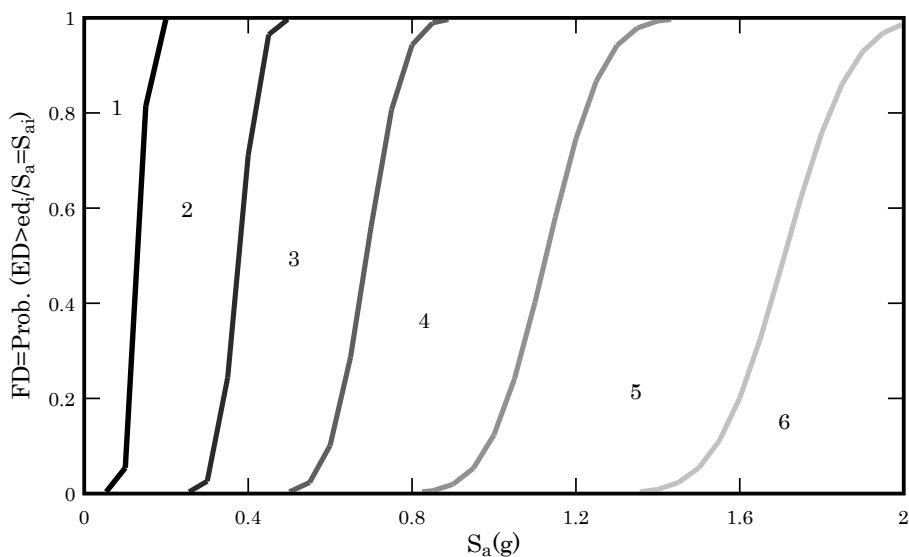


Figura 10 Curvas de fragilidad del módulo central en dirección Y

En las Figuras 11 y 12 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

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

dirección de los pórticos de carga, mientras que si lo hace en dirección de los pórticos de arriostramiento los daños que se presentan son ligeros.

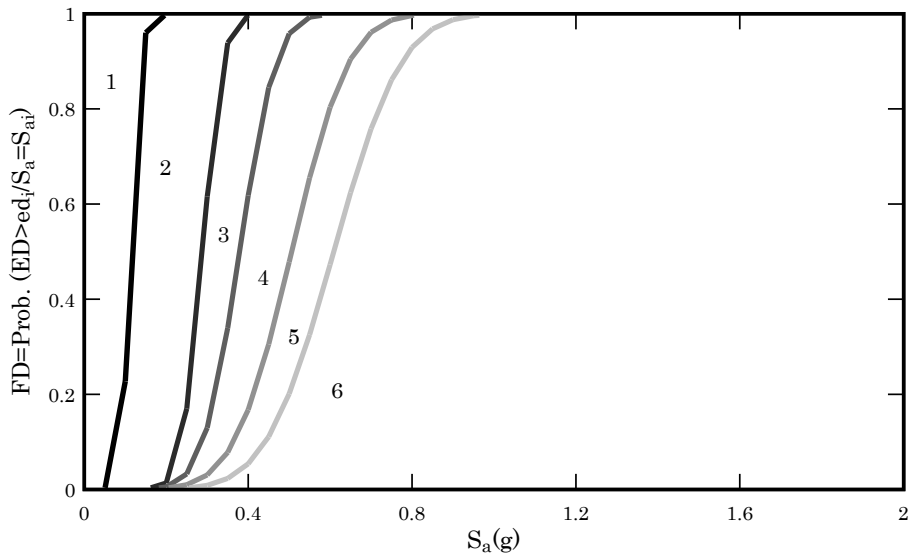


Figura 11 Curvas de fragilidad del módulo lateral en dirección X

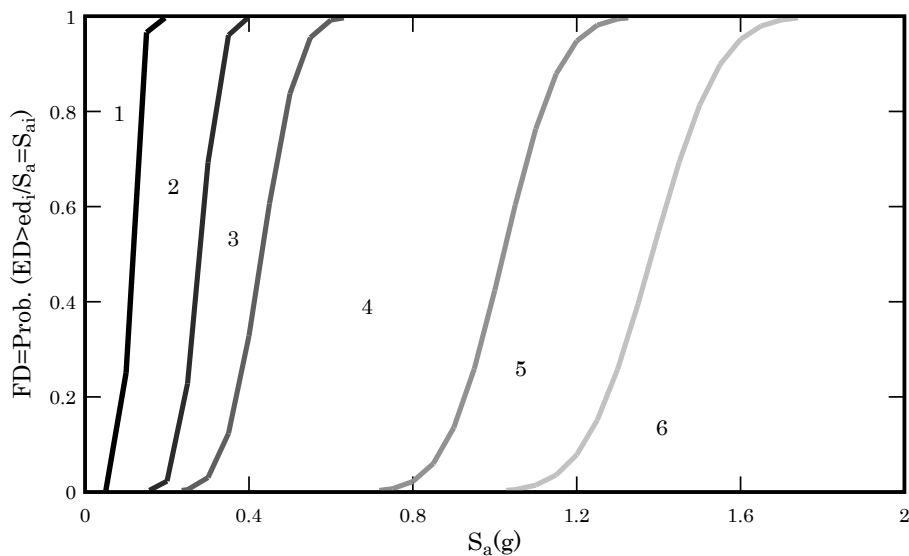


Figura 12 Curvas de fragilidad del módulo lateral en dirección Y

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 y que se corroboran con los valores mostrados en la Figura 13 que contiene las matrices de probabilidad de daño calculadas para las diferentes direcciones de los módulos del edificio con un valor de aceleración espectral equivalente a la considerada en el diseño del edificio (0,3g). Nótese por ejemplo, que las dos direcciones del módulo central pudieran alcanzar mayormente daños leves y reparables, mientras que las dos direcciones del módulo lateral presentan similar probabilidad, pero con una pequeña probabilidad de alcanzar estados de daño avanzados (irreparables).

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

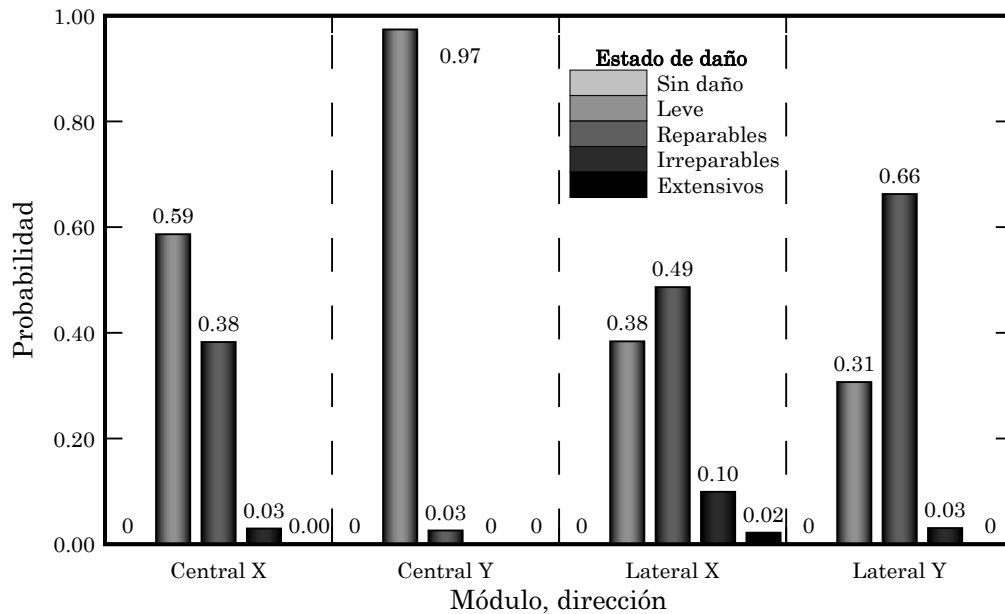


Figura 13 Matrices de probabilidad de daño

6. ESTUDIO DEL GOLPETEO

Los efectos del golpeteo son decisivos en la respuesta sísmica de los edificios, en cuanto a la ubicación del edificio dentro del terreno, pues es fundamental guardar una separación que sea suficiente entre ellos, para evitar que los distintos cuerpos se golpeen al vibrar fuera de fase durante un sismo. El daño puede ser particularmente grave cuando los pisos de los cuerpos adyacentes no coinciden en las mismas alturas de manera que durante la vibración las losas de piso de un edificio pueden golpear a media altura las columnas del otro.

Además es importante resaltar que los códigos sísmicos no reflejan la necesidad de tener en cuenta este efecto de golpeteo, pues solo existen recomendaciones de divisiones de las estructuras cuando se tratan de estructuras irregulares. Con el fin de evitar fallos inesperados provocados no solamente los daños producidos por un evento sísmico, sino también cuantificar los daños adicionales que se producen en la edificaciones por efecto del golpeteo, se propone estudiar este efecto, graficando los desplazamientos vs tiempo obtenidos en el análisis dinámico no lineal, donde una de las curva se desplazó a una distancia igual a la separación entre módulos contemplado en el diseño original, de manera tal de verificar si existe alguna intercepción entre ambas curvas y donde se demuestre el efecto del golpeteo entre módulos.

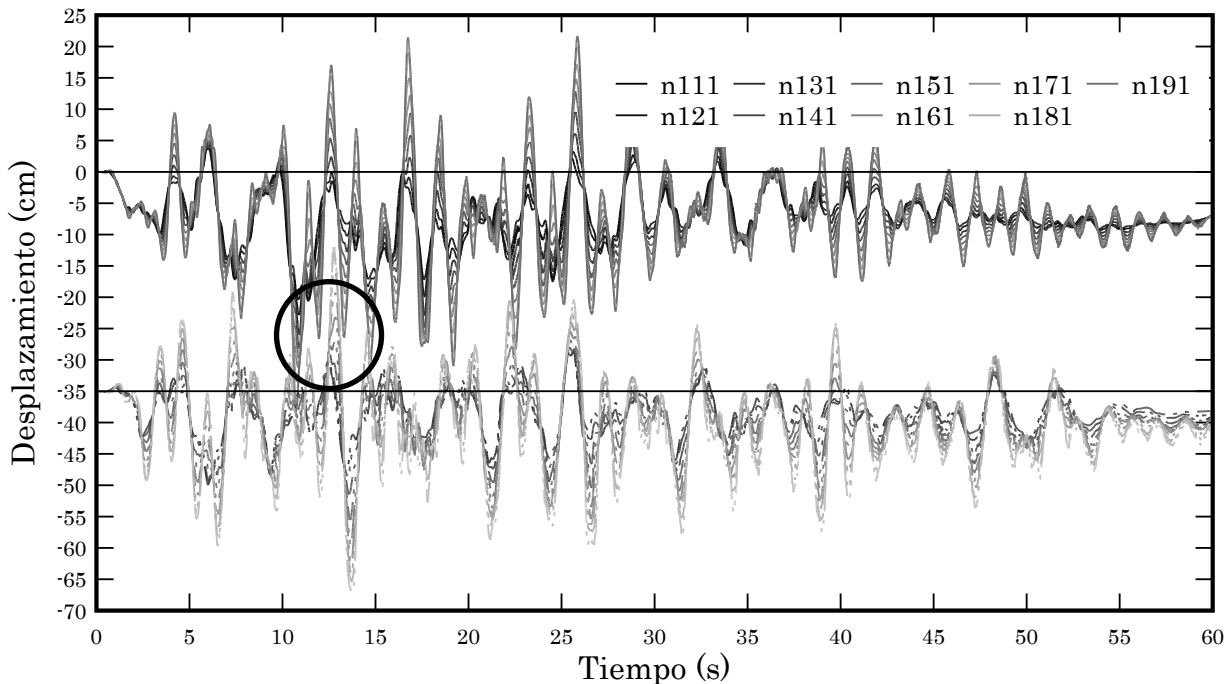


Figura 14 Desplazamientos entre columnas pertenecientes a módulos adyacentes para la determinación del golpeteo

En la Figura 14 se muestran los desplazamientos obtenidos del análisis dinámico no lineal, entre columnas adyacentes, donde estos fueron graficados conjuntamente con la separación horizontal contemplada en el diseño original. En la figura se evidencia que existe la posibilidad de que ocurra golpeteo entre ambos módulos del edificio, por lo que los daños sísmicos en la estructura original se incrementarían por el efecto local, no considerado en el diseño sismo-resistente del edificio, por lo que puede concluirse que la separación considerada en el diseño de las estructuras adyacentes puede resultar insuficiente en el caso de la ocurrencia de un terremoto de muy rara ocurrencia.

7. 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. Estos resultados son corroborados mediante los valores obtenidos en las matrices de probabilidad de daño, calculadas a partir de las curvas de fragilidad de los diferentes módulos del edificio.

Finalmente, los resultados del estudio de golpeteo aplicando los resultados de análisis dinámico no lineal, muestran que puede ocurrir este fenómeno entre las columnas de los cuerpos

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

adyacentes como resultado de la separación insuficiente de los mismos. Se requiere profundizar el estudio en esta área, comparando los resultados para diferentes configuraciones y separaciones.

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 Diseño 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 diseño, por haber proporcionado la documentación del mismo.

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.
- 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 W.F., Lui E.M. (eds), *Earthquake engineering for structural design*. CRC, Boca Raton Press.
- Mander J.B., Priestley M.J.N. y Park, R. (1988). Observed stress-strain behaviour of confined concrete. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, Vol 114, Nº 8, pp 1827-1849.
- 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.
- 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.
- 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*

“Estructuras para el Desarrollo, la Integración Regional, y el Bienestar Social”

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 performance 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 Centrocidental 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). *Diseño 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.