

# Evaluación numérica de la respuesta sísmica de edificio dañado por el terremoto de Tucacas de 2009

Juan Carlos Vielma<sup>\*a</sup>, Angely Barrios<sup>b</sup>, Anny Alfaro<sup>b</sup>

<sup>a</sup>*Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Estado Lara, Venezuela.*

<sup>b</sup>*Aula UCLA-CIMNE, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado, Barquisimeto, Estado Lara, Venezuela.*

---

## Resumen.-

En este artículo se presenta la evaluación numérica del comportamiento sísmico de un edificio de 8 niveles, ubicado en Tucacas, Venezuela, conformado por un módulo central y dos módulos laterales simétricos y separados entre sí por juntas sísmicas, diseñado de acuerdo con la norma sísmica venezolana vigente, caracterizado por representar una de las tipologías estructurales de edificios residenciales aporricados de concreto armado de mediana altura. La evaluación de la respuesta sísmica de cada uno de los módulos se llevó a cabo mediante el uso de métodos de análisis no lineal, considerando para ello un análisis estático con empuje incremental. Un análisis dinámico basado en acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño, con amplio contenido frecuencial, incrementados con el fin de asociarlos con tres estados límite específicos, permitiendo así obtener las derivas globales y de entrepiso de la estructura. Otra característica importante evaluada fue el efecto de golpeteo entre los módulos bajo la acción sísmica. Por último, para cuantificar la probabilidad de exceder o alcanzar un estado límite de daño se presentan un conjunto de curvas de fragilidad pertenecientes a cada uno de los módulos, obtenidas bajo procedimientos innovadores, basados en los resultados dinámicos.

**Palabras clave:** Análisis no lineal, estados límite, deriva de entrepiso, golpeteo, curvas de fragilidad.

## Numerical evaluation of the seismic response of a building damaged by Tucacas Earthquake (2009)

### Abstract.-

In this paper the numerical evaluation of the seismic response of a 8 levels building located in Tucacas, Venezuela, is presented. The structure was designed according current Venezuelan seismic code using two seismic gaps in order to split the building in three independent modules, two of them symmetrical respect to the central module. This kind of building represents a typical mid-rise reinforced concrete residential building existing in Venezuela. The evaluation of the seismic response of the component modules were carried out by means of non-linear methods. One of the methods is the well know static non-linear analysis (pushover analysis). The other non-linear analysis used was the incremental dynamic analysis (IDA) with the seismic action defined by a set of synthetic design-spectrum compatible accelerograms. The accelerograms were scaled in order to associate them with three specific Limit States, leading to obtain the global and interstory drifts as a damage measure. Other important characteristic evaluated in the seismic response of the building was the pounding occurrence. Finally, a set of dynamic-based fragility curves of the X and Y direction frames of the buildings were computed in order to estimate the probability to reach a specific Limit State.

**Keywords:** Non-linear analysis, limit states, interstory drift, gap pounding, fragility curves

Recibido: junio 2013

Aceptado: diciembre 2013.

## 1. Introducción

Ante la constante amenaza sísmica a la que se encuentran expuestas las edificaciones, en Venezuela, se hace necesario diseñar edificios cuyo comportamiento sea adecuado bajo la acción sísmica, es decir, que sean capaces de disipar la energía, tengan resistencia y capacidad de deformación adecuada, sin llegar al colapso.

A pesar de que la normativa sismo resistente actual establece requisitos mínimos para poder disminuir el riesgo al colapso de la edificación, dichos requerimientos resultan insuficientes al evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras y de cada uno de los miembros que la integran. Por este motivo se propone evaluar el comportamiento de esta edificación en particular, en base a métodos de análisis no lineal avanzado, considerando para ello modelos matemáticos que permiten calcular y evaluar los desplazamientos que las mismas puedan alcanzar al ser sometidas a fuerzas sísmicas, de manera tal de obtener estructuras más eficientes y que sufran daños menores.

Es importante destacar que la edificación objeto de este estudio, ha sido sometida a un evento sísmico, en el año 2009 (Ver Figura 1), ocurrido en las costas venezolanas con una magnitud 6.2 en la escala de Richter generando daños significativos en elementos no estructurales (frisos y mampostería). Seguidamente se pretende evaluar la respuesta sísmica y en consecuencia la vulnerabilidad de la edificación ante probables eventos sísmicos futuros; lo que conlleva a ampliar los conocimientos en el comportamiento sismo resistente de edificaciones de concreto armado.

En el presente artículo, se desarrolla el procedimiento formulado por Vamvatsikos y Cornell para el cálculo de las curvas de fragilidad, el cual



Figura 1: Edificaciones dañadas por el terremoto de Tucacas (2009).

se basa en los resultados del análisis incremental dinámico (IDA) [1], donde se aplica a la evolución de las derivas entre plantas frente a la deriva global del edificio alcanzado por un fuerte movimiento específico. Mientras que los resultados dinámicos proporcionan valores útiles para la evaluación del efecto del golpeteo para el desempeño sísmico de toda la estructura.

## 2. Caso de estudio

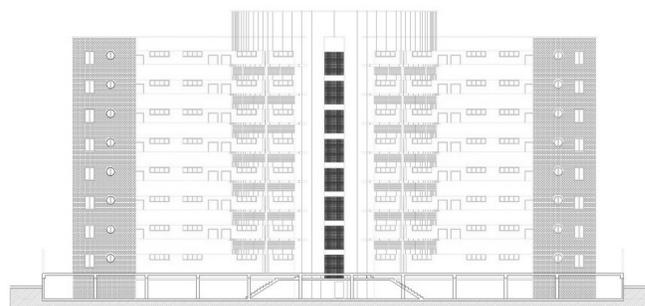


Figura 2: Vista Frontal de la estructura.

El caso de estudio consiste en una estructura de uso residencial turístico, la cual se compone

\*Autor para correspondencia

Correo-e: jcvielma@ucla.edu.ve (Juan Carlos Vielma)

de cuatro estructuras independientes, tres de ellas son parte de un edificio de 8 niveles donde los módulos laterales son simétricos, además cuenta con una cuarta estructura independiente de 1 nivel destinada al uso de estacionamiento, ver Figura 2. La separación entre los módulos que conforman la edificación es de 35 cm medidos de eje a eje de columnas contiguas, resultando un espacio libre de 3 cm entre ellas.

El sistema resistente a cargas verticales adoptado en las cuatro estructuras independientes se encuentra definido por pórticos de concreto armado, con miembros principales de vigas y columnas la cual representa un caso interesante pues a lo largo del país se adopta sistemas estructurales similares a esta edificación.

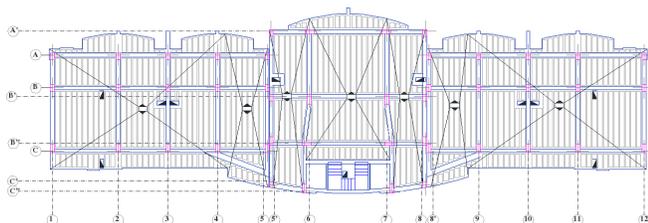


Figura 3: Vista en planta del edificio.

En el sentido “X” de la edificación, cuenta con 3 pórticos de carga para los módulos laterales, y para el módulo central cuenta con 4 pórticos de carga. Mientras que en el sentido “Y”, los módulos laterales disponen de 5 pórticos de amarre cada uno, y el módulo central dispone de 4 pórticos. La altura de entrepiso es de 3.10 m para ambos módulos. El sistema de losas de entrepiso y techo está conformado por losas nervadas armadas en una dirección de 25 cm de espesor orientadas conforme al eje “Y”. Las escaleras están en el núcleo de circulación que se encuentra ubicado dentro del Módulo Central, sostenida mediante muros laterales, ver Figura 3.

Las propiedades geométricas de los miembros estructurales son variables para cada módulo, pues se tiene dimensiones de columnas comprendidas entre 40 x 40 cm y 40 x 90 cm, mientras que las vigas poseen dimensiones comprendidas entre 30 x 50 cm y 30 x 60 cm. La fundación adoptada es una losa de fundación de 50 cm de espesor para

el edificio y para el estacionamiento se tiene un espesor variable.

Con el fin de evaluar el comportamiento de la estructura diseñada de acuerdo a los códigos actuales de Venezuela, se creó una nueva estructura la cual mantiene las mismas características estructurales y casos de cargas de servicio a la estructura original, pero incrementando las dimensiones de vigas y columnas basándose en el principio de Columnas fuertes vigas débiles, Fardis [2] y conforme a las derivas calculadas.

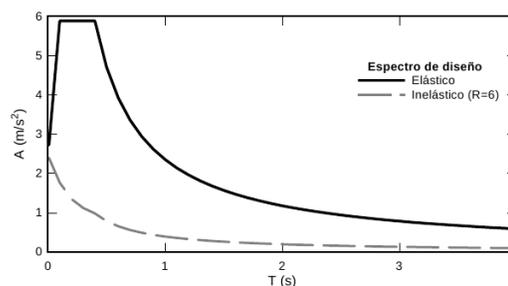


Figura 4: Espectro de diseño elástico e inelástico.

En la Figura 4 se puede observar el espectro de diseño elástico e inelástico para un suelo (S1) prescrito por la norma Covenin 1756–1:2001 [3], donde este último se calculó utilizando un factor de reducción de respuesta  $R = 6$ . Las fuerzas sísmicas fueron calculadas mediante la aplicación de este espectro para los períodos modales obtenidos mediante el análisis modal.

El procedimiento general incluye la verificación de la deriva máxima obtenido a partir de la combinación de los desplazamientos modales. Para ello, los desplazamientos deben ser amplificados por medio del factor de reducción utilizado para calcular el espectro de diseño inelástico y el factor de amplificación de desplazamiento igual a 0,8. Adicionalmente se estableció un segundo valor máximo admisible correspondiente a las derivas de entrepiso, aún más exigentes con la rigidez de los miembros de la edificación, pues los desplazamientos obtenidos en el análisis elástico fueron incrementados por el factor de amplificación de desplazamiento igual a 1,5, el cual depende de los factores de reserva de resistencia y redundancia estructural, Vielma et

al. [4]. Posteriormente dichos desplazamientos inelásticos se utilizaron para calcular las derivas de entrepiso inelásticas y finalmente ser comparadas con el valor máximo prescrito por la norma Covenin 1756-1:2001 ( $\delta = 0,018$ ).

Seguidamente se evaluó otro criterio especial que se aplica para el diseño y detallado de las columnas como es la verificación de la cuantía máxima de refuerzo, que no debe superar el 2,5 %, Vielma *et al.* [4]. Además se han considerado las zonas especiales de confinamiento en las que se densifica la presencia de ligaduras a fin de garantizar el comportamiento dúctil, evitando el fallo de los miembros estructurales cerca de las juntas columnas-vigas.

Tabla 1: Geometría y diseño de los módulos rediseñados **Miembro: Columnas.**

Sección	Acero longitudinal	$\rho$ (%)
60×90	22 $\Phi$ 7/8"	1,55
	20 $\Phi$ 7/8"	1,41
60×80	20 $\Phi$ 1"	2,05
	18 $\Phi$ 1"	1,84
	20 $\Phi$ 7/8"	1,58
	18 $\Phi$ 7/8"	1,43
60×70	18 $\Phi$ 3/4"	1,06
	20 $\Phi$ 7/8"	1,81
	18 $\Phi$ 7/8"	1,45
	16 $\Phi$ 7/8"	1,84
60×60	16 $\Phi$ 3/4"	1,08
	16 $\Phi$ 3/4"	1,26
50×50	14 $\Phi$ 5/8"	1,11

En las Tablas 1 y 2 se pueden apreciar las características geométricas de los miembros resultantes de los módulos rediseñados, así como las cuantías de acero longitudinal de las columnas  $\rho$  (en %).

### 3. Análisis estructural

Los métodos de análisis han evolucionado paulatinamente según los avances de la ingeniería sísmo resistente, es por ello, que para evaluar la respuesta sísmica del edificio fue posible aplicar procedimientos de análisis no lineal pseudo-estáticos y dinámicos, los cuales permiten

Tabla 2: Geometría y diseño de los módulos rediseñados **Miembro: Vigas.**

Sección	Acero longitudinal superior	Acero longitudinal inferior
30×60	6 $\Phi$ 7/8"	6 $\Phi$ 7/8"
	5 $\Phi$ 7/8"	5 $\Phi$ 7/8"
30×55	6 $\Phi$ 7/8"	6 $\Phi$ 7/8"
	4 $\Phi$ 7/8"	4 $\Phi$ 7/8"
	3 $\Phi$ 7/8"	3 $\Phi$ 7/8"
	4 $\Phi$ 3/4"	4 $\Phi$ 3/4"
	3 $\Phi$ 3/4"	3 $\Phi$ 3/4"
	2 $\Phi$ 3/4"	2 $\Phi$ 3/4"
30×50	5 $\Phi$ 7/8"	5 $\Phi$ 7/8"
	4 $\Phi$ 7/8"	4 $\Phi$ 7/8"
	2 $\Phi$ 7/8"	2 $\Phi$ 7/8"
	4 $\Phi$ 3/4"	4 $\Phi$ 3/4"
	3 $\Phi$ 3/4"	3 $\Phi$ 3/4"
	2 $\Phi$ 3/4"	2 $\Phi$ 3/4"
	4 $\Phi$ 5/8"	4 $\Phi$ 5/8"

localizar debilidades del diseño que el análisis elástico no puede capturar y asimismo conocer de manera más cercana la respuesta de una edificación ante un evento sísmico.

La primera etapa de análisis consiste en el análisis con empuje incremental convencional donde se somete a la estructura ante fuerzas gravitacionales y laterales, siendo éstas últimas equivalentes al efecto del sismo, inicializadas en cero e incrementadas secuencialmente a lo largo de la altura del edificio. Es frecuente usar un patrón de fuerzas distribuidas en forma de triángulo invertido, el cual se aproxima al primer modo de vibración de la estructura. La herramienta de cálculo utilizada con el fin de realizar el análisis no lineal fue el software Zeus-NL [5]. Este software es adecuado para la evaluación de la respuesta sísmica de estructuras complejas, como es el caso en estudio. Se modelaron todos los miembros estructurales partiendo de las características del edificio original. La contribución de la armadura de refuerzo transversal se obtuvo usando el modelo formulado por Mander *et al.* [6].

El proceso de modelado se realizó aplicando la técnica de los elementos finitos, donde las

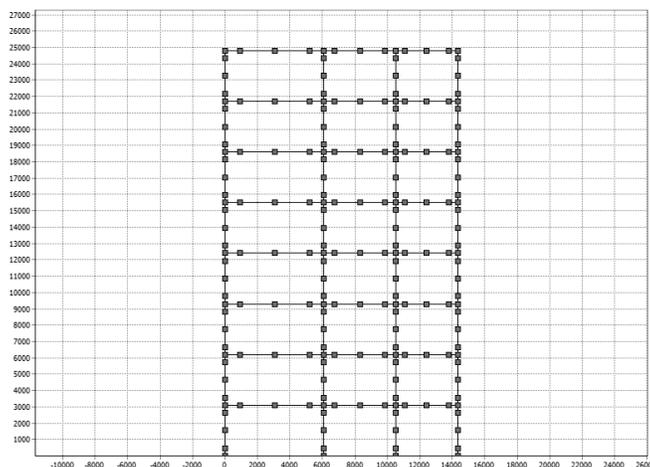


Figura 5: Discretización típica de los marcos de análisis no lineal estático (longitudes en mm).

columnas y vigas de los pórticos que conforman la estructura fueron discretizados en cuatro elementos, ver Figura 5. De esta manera, en cada elemento se consideraron dos zonas: zona confinada, que corresponde a la zonas que se proyectan con confinamiento especial (proximidades de los nudos viga-columna) y zona no confinada que corresponde a los tramos centrales de vigas y columnas, Norma venezolana Fondonorma 1753:2006 [7].

Los resultados del análisis se representaron gráficamente mostrando el desplazamiento de un nodo de control situado en el centro de gravedad del nivel de techo. Este tipo de representación se conoce como curva de capacidad o curva Pushover.

A partir del análisis estático no lineal es posible calcular un conjunto de parámetros estructurales que caracterizan la respuesta sísmica de toda la estructura. Estos parámetros son: la ductilidad global ( $\mu$ ), reserva de resistencia ( $\Omega$ ) y el factor de reducción de respuesta (R), Vielma et al. [8].

La Tabla 3 muestra los resultados obtenidos para los pórticos de los módulos originales y redimensionados.

Es importante indicar que todos los pórticos deben satisfacer la condición básica en el diseño sísmico, pues se deben tener valores de reserva de resistencia mayores a uno. Esta condición es necesaria pero no suficiente, para garantizar una

estructura capaz de resistir las fuerzas sísmicas mínimas que el código prescribe. El parámetro importante es la ductilidad global, que indica cómo es el modo de fallo de la estructura, donde se observa que todos los valores son mayores que uno, lo que refleja que la estructura presenta capacidad para disipar energía cuando es sometida a un movimiento sísmico fuerte. Se debe tomar en cuenta que los valores obtenidos para el módulo lateral redimensionado presentan un ligero aumento de los mismos.

Debido al desarrollo de diferentes procedimientos de análisis estructural y a las solicitaciones que un sismo de gran intensidad impone a las estructuras, se determinó la respuesta no lineal de la edificación; sujeta a acelerogramas sintéticos y un registro del terremoto de Tucacas del año 2009 (ver Figura 6) llevados a cabo mediante tres niveles de amenazas, asociados a tres Estados Límite que se muestran en la Tabla 4. Haciendo uso del software mencionado se implementa la segunda etapa de análisis, tomando en consideración la geometría, materiales, secciones y cargas gravitacionales en la dirección “Y” (en todos los nodos juntas viga-columna), definidas en el análisis con empuje incremental de cada uno de los pórticos que conforman los módulos definidos. Además se definieron las cargas dinámicas en dirección “X”, las cuales fueron aplicadas en los nodos empotrados de cada pórtico. Seguidamente, fue

Tabla 3: Parámetros obtenidos en el Análisis con Empuje Incremental.

Módulo	Pórtico	Reserva de Resistencia ( $\Omega$ )	Ductilidad ( $\mu$ )	Factor de Respuesta (R)
Central Original	5'	3,07	2,61	8,01
	6	2,95	3,07	9,06
	7	3,00	3,07	9,21
	8	3,17	2,61	8,27
	A	2,81	1,95	5,48
	B'	4,84	2,94	14,23
	B''	3,17	1,92	6,09
	C	4,96	2,56	12,70
Lateral Original	1	4,83	2,31	11,16
	2	3,71	2,89	10,72
	3	6,64	2,44	16,20
	4	3,71	2,89	10,72
	5	6,97	2,60	18,12
	B	4,82	2,58	12,44
	C	4,30	2,20	9,46
	D	5,05	2,45	12,37
Lateral Redimensionado	1	4,22	2,97	12,53
	2	4,22	2,55	10,76
	3	3,99	2,48	9,90
	4	4,52	2,48	11,21
	5	4,20	2,95	12,39
	B	5,09	3,11	15,83
	C	5,19	3,09	16,04
	D	5,17	3,81	19,70

necesario definir las masas por niveles, las cuales se concentraron en los nodos pertenecientes a la junta de vigas y columnas.

Tabla 4: Intensidades sísmicas aplicadas en el análisis no lineal dinámico.

Sismo	Estado Límite	Periodo de retorno (años)	Probabilidad de excedencia en 50 años
Frecuente	Servicio	95	50 %
Raro	Reparable	475	10 %
Muy raro	Colapso	2475	2 %

Cada sismo se ha escalado con la finalidad de reproducir tres eventos de diferente magnitud, quedando definidos los siguientes terremotos:

### 3.0.1. Terremoto frecuente ( $3a4r=95$ años):

Posee una amplificación de 0,4 y una probabilidad de excedencia del 50 % en 50 años. La respuesta de la estructura ante un terremoto de esta magnitud permite verificar el estado límite de servicio (ELS) de la misma mediante las derivas obtenidas tanto globales como de entrepiso. Las mismas deben estar por debajo de 0.5 %.

### 3.0.2. Terremoto raro ( $3a4r=475$ años):

Presenta una amplificación de 1, y una probabilidad de excedencia del 10 % en 50 años. Mediante la aplicación de este acelerograma se verifica el Estado Límite de daño reparable (ELDR), en función de los desplazamientos obtenidos (derivas globales y de entrepiso), los cuales no deben superar el 1,5 % de acuerdo a la norma mencionada.

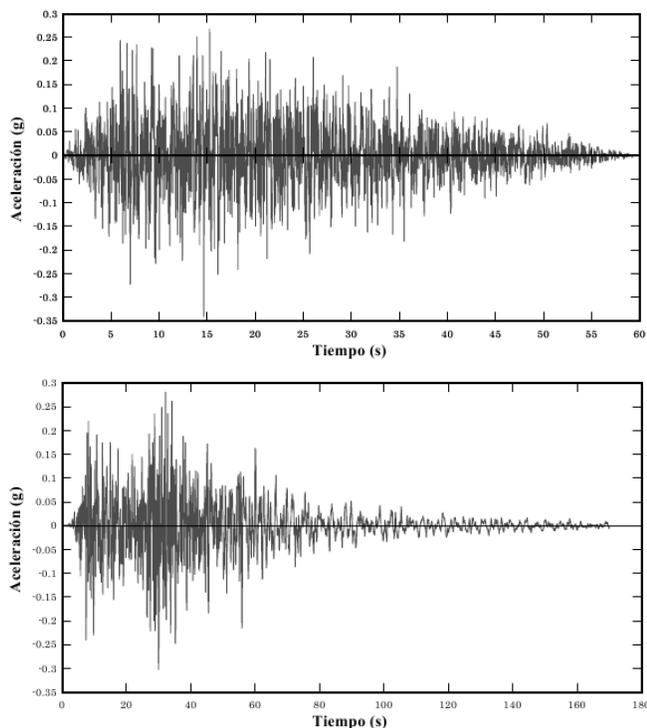


Figura 6: Acelerograma sintético con 60 segundos de duración y registro modificado del terremoto de Tucacas.

### 3.0.3. Terremoto muy raro ( $3a4r=2475$ años):

Finalmente, este terremoto presenta una amplificación de 2 y una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. La evaluación de la estructura bajo este sismo, permite verificar el estado límite de prevención de colapso (ELPC), en donde, los desplazamientos máximos alcanzados por las derivas globales deben ser menores 3% para cumplir con este requerimiento, (Mendoza, 2010).

En la Figura 6 se muestra un acelerograma sintético compatible con el espectro de diseño elástico de la estructura y el registro modificado del terremoto de Tucacas del año 2009, cuyo registro básico fue suministrado por Funvisis.

## 4. Resultados

Los resultados dinámicos son especialmente importantes, primero porque representan la respuesta de las estructuras frente a acciones similares a los terremotos que las pudiesen afectar y segundo porque el efecto de la acción dinámica suele ser más

severo que el efecto de la acción del tipo pseudo-estática, puesto que se producen desplazamientos de diferente signo, lo que origina distorsiones angulares en los elementos más elevadas.

Finalmente, mediante el análisis no lineal dinámico plano se determinaron los desplazamientos máximos inelásticos alcanzados en cada uno de los pórticos de cada módulo definido, con la finalidad de determinar los valores de las derivas globales y de entrepiso, mediante las expresiones:

$$\delta_{global} = \frac{D_{cubierta} \times 100}{H_{total}}$$

donde  $\delta_{global}$  es la deriva global,  $D_{cubierta}$  es el desplazamiento del nodo de control de la planta de cubierta y  $H_{total}$  es la altura total de la edificación. La deriva de entrepiso  $\delta_{entrepiso}$  se calcula mediante:

$$\delta_{entrepiso} = \frac{D_{nivel} \times 100}{H_{entrepiso}}$$

siendo  $D_{nivel}$  el desplazamiento de la planta y  $H_{entrepiso}$  la altura de entrepiso.

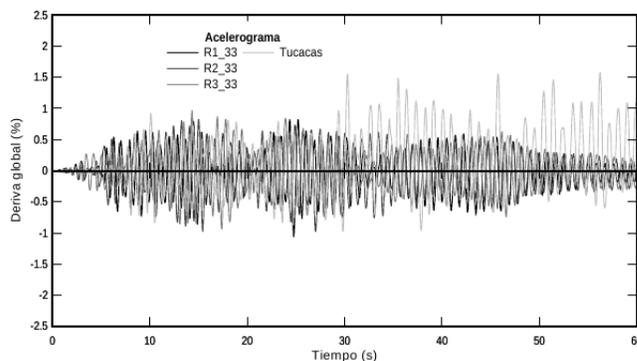


Figura 7: Evolución de las derivas globales del edificio de 8 niveles, para diferentes acelerogramas.

En la Figura 7 se muestra la evolución de las derivas globales respecto al tiempo, para el edificio de 8 niveles. En esta figura se han representado las derivas globales obtenidas al aplicar tres acelerogramas sintéticos escalados a una intensidad correspondiente a un evento muy raro y el acelerograma obtenido del registro del terremoto de Tucacas del 2009. Es importante notar que la respuesta dinámica es satisfactoria,

ya que para ninguno de los acelerogramas se ha sobrepasado el umbral de la deriva global que marcaría el colapso inminente (2,5%). Similar comportamiento se ha obtenido para el resto de los módulos, llegándose a la conclusión de que el diseño sismo resistente es capaz de producir estructuras que no alcanzarán el colapso inclusive frente a terremotos de muy rara ocurrencia.

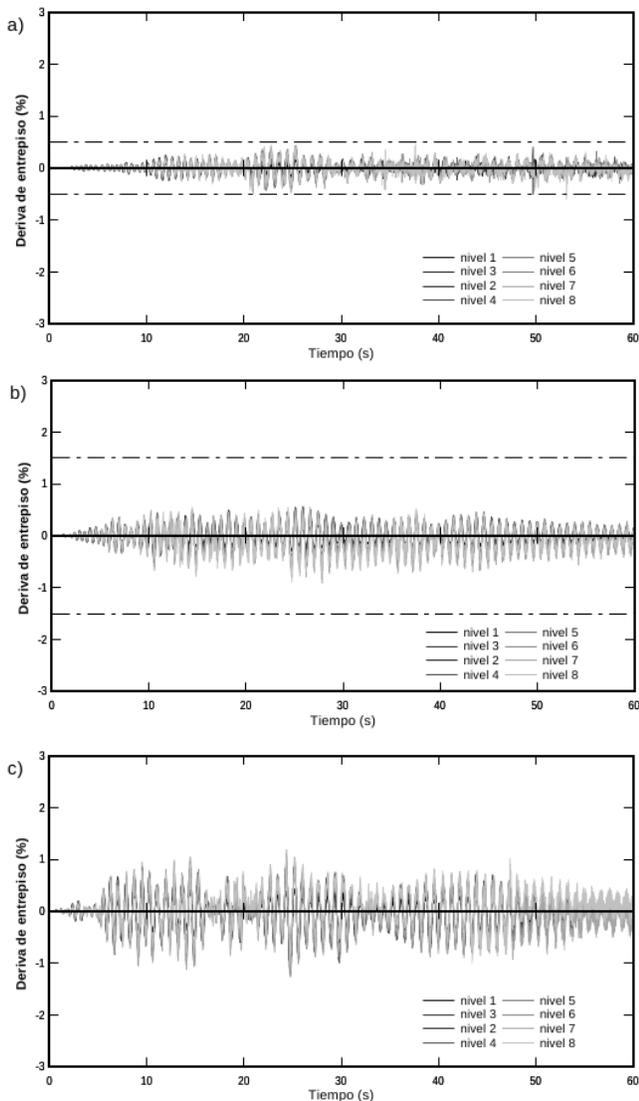


Figura 8: Evolución de las máximas derivas de entrepiso del módulo lateral, para a) sismo frecuente, b) sismo raro y c) sismo muy raro.

En la Figura 8 se muestran los resultados de la evolución de las derivas de entrepiso respecto del tiempo, obtenidas de la respuesta dinámica del módulo lateral.

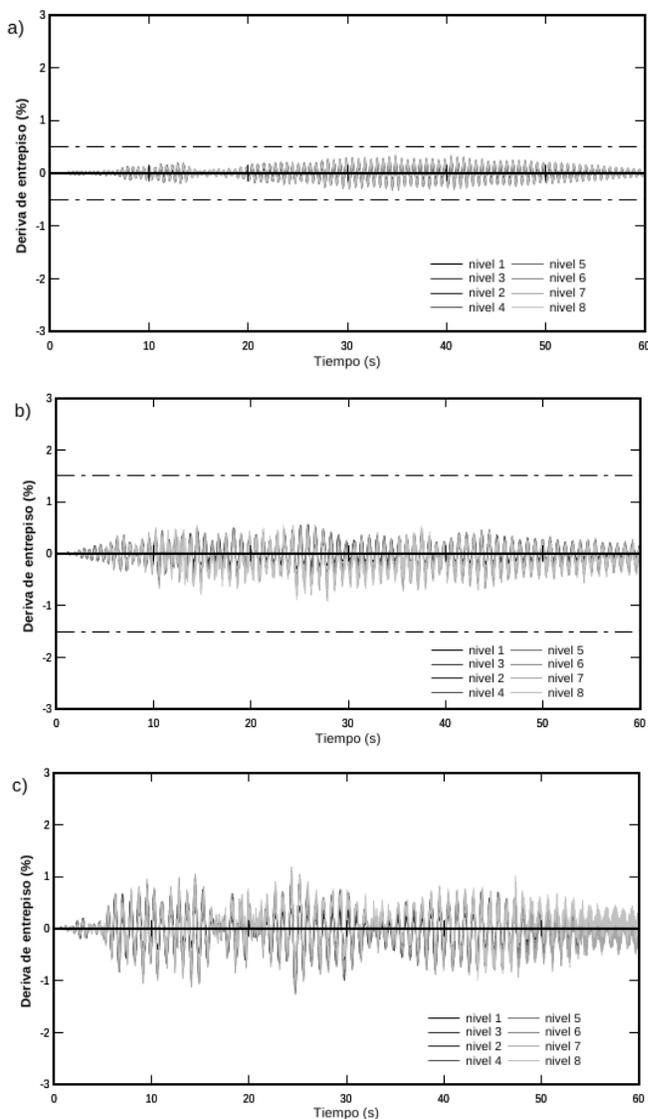


Figura 9: Evolución de las máximas derivas de entrepiso del módulo central, para a) sismo frecuente, b) sismo raro y c) sismo muy raro.

En la Figura 9 se muestran las derivas de entrepiso para el módulo central del edificio.

Tabla 5: Estados Límite y derivas de plantas asociadas para evaluar la respuesta Sismo resistente

Estado Límite	Deriva de entrepiso $\delta$ (en %)
Servicio	0,50
Reparable	1,50
Colapso	3,00

Nótese que ninguno de los edificios llega a sobrepasar los umbrales que señalan los Estados Límite de la Tabla 5, por lo que se puede considerar satisfactorio el diseño sismo resistente de estos edificios.

#### 4.1. Curvas de fragilidad

Las curvas de fragilidad representan el margen entre dos estados de daño diferentes, se formularon algunos métodos basados en simulaciones numéricas o en la pruebas experimentales. Independientemente del método aplicado es fundamental definir un conjunto de umbrales para el cálculo de los estados de daño. En este capítulo se propone un nuevo procedimiento basado en la evolución de la relación derivas respecto a la aceleración.

Este procedimiento consiste en la determinación de los valores de las aceleraciones (PGA) que corresponden a valores específicos de derivas correspondientes a 0,5 %, 1 %, 1,5 %, 2,25 % y 3 %, calculados a partir del análisis incremental dinámica (IDA). Este análisis se realizó usando un conjunto de tres acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño. Este conjunto se obtuvo a partir del espectro elástico mostrado en la Figura 4 utilizando el programa PACED [9].

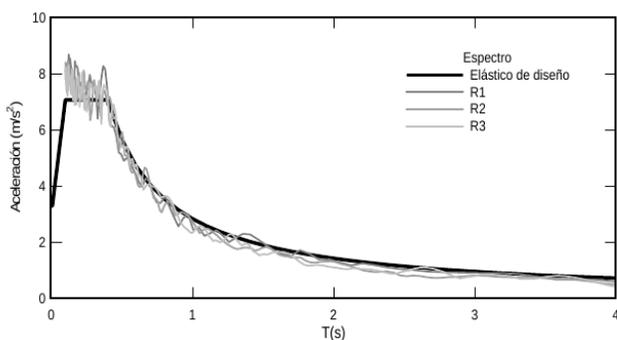


Figura 10: Espectros de respuesta compatibles con el espectro elástico de diseño.

En la Figura 10 se puede observar el espectro elástico y los espectros de respuesta resultante del análisis dinámico de un solo grado de libertad del sistema estructural.

Los valores de aceleraciones (PGA) correspondientes a cada umbral se obtienen de la

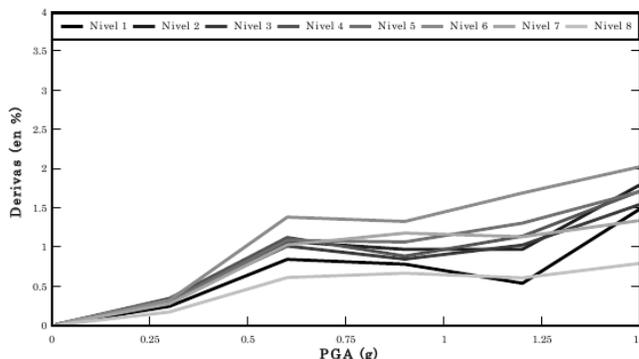


Figura 11: Curva de evolución de derivas del Edificio 1.

intersección de la deriva con la curva, independientemente del nivel en el que se produce. Una representación típica del procedimiento se muestra en la Figura 11. Se debe tomar en cuenta que hay cinco umbrales de daño correspondientes a los estados límites: ligero, reparable, irreparables, extensivo y colapso.

Las curvas de fragilidad se obtienen utilizando los desplazamientos espectrales determinados para los umbrales de daño y considerando una función de densidad de probabilidad de los parámetros de demanda que definen los estados de daño correspondiente a la distribución lognormal,

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

donde  $\bar{S}_{d,ds}$  es el valor medio del desplazamiento espectral para la cual el edificio llega al umbral del estado de daño “ $ds$ ”, “ $\beta_{ds}$ ” es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño “ $ds$ ”. La probabilidad condicional  $P(S_d)$  de alcanzar o sobrepasar un estado de daño particular “ $ds$ ”, dado el desplazamiento espectral  $S_d$ , (u otro parámetro de demanda sísmica) se define como la integral de 0 y  $S_d$  de su función de densidad  $F(S_d)$ :

$$P(S_d) = \int_0^{S_d} F(S_d) d(S_d)$$

Finalmente se grafican las curvas de fragilidad para cada estado de daño como se muestra en la Figura 12.

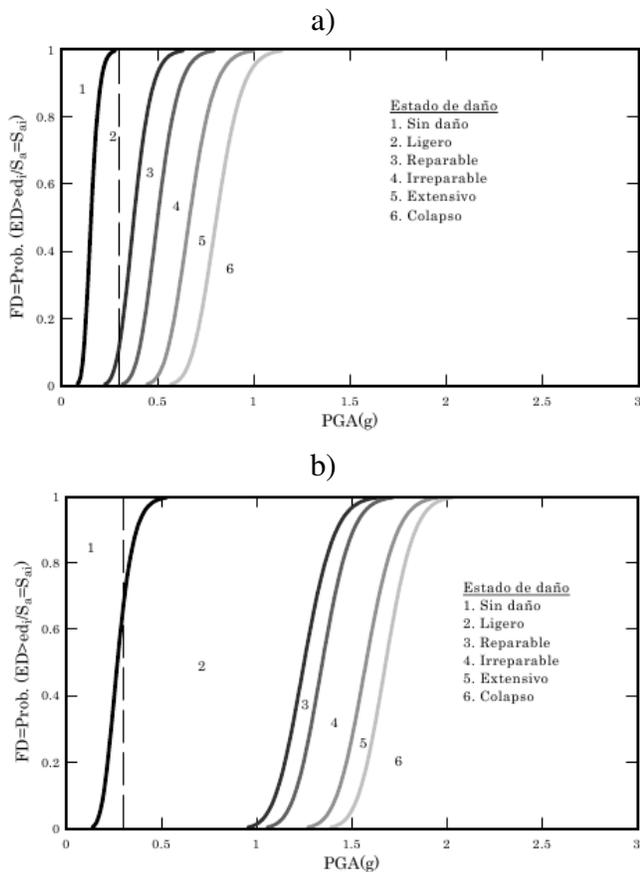


Figura 12: Curvas de fragilidad de los pórticos en la dirección X, a) Módulo Lateral Original, b) Módulo Lateral Redimensionado.

La Figura 12 muestra las curvas de fragilidad calculadas a partir de los resultados obtenidos mediante el procedimiento explicado anteriormente, para los pórticos orientados en la dirección X, tanto para el Módulo Lateral Original y Módulo Lateral Rediseñado, en estas graficas se pueden observar la presencia de seis zonas de daños.

De acuerdo a la Figura 12, los pórticos orientados en la dirección X, pertenecientes al Módulo Lateral Original tienen una alta probabilidad de llegar a un estado de daños ligeros a moderados si se les somete a una aceleración de 0,3 g, que es la aceleración prescrita por código para la ubicación del edificio. Por otra parte se observa que el Módulo Lateral Redimensionado alcanza un estado de daño ligeros cuando son sometidos a una acción sísmica de 0,3 g. Esto indica que estos pórticos son propensos a sufrir daños reparables

que indica que el diseño está en la zona segura.

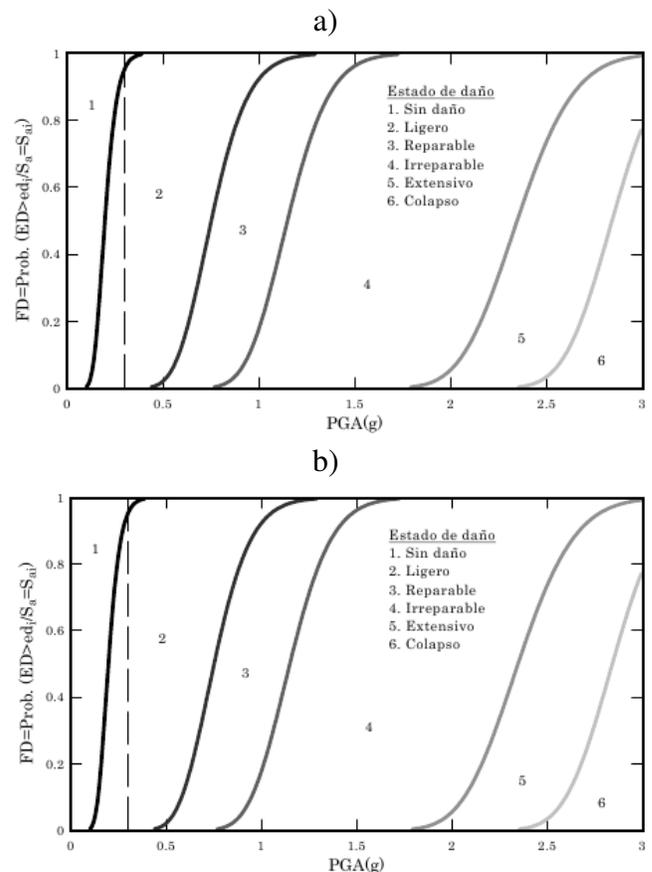


Figura 13: Curvas de fragilidad de los pórticos en la dirección Y, a) Módulo Lateral Original, b) Módulo Lateral Redimensionado.

En la Figura 13 se muestran las curvas de fragilidad de los pórticos orientados en la dirección Y, pertenecientes al Módulo Lateral Original y Redimensionado.

Las curvas de fragilidad de la Figura 13, presentan un comportamiento similar a los pórticos orientados en la dirección X.

#### 4.2. 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.

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.

## 5. Conclusiones

El análisis realizado a través de este artículo permite estudiar la respuesta general de este tipo de estructura muy común en Venezuela. Mediante métodos de análisis avanzados que se realizaron con la herramienta computacional Zeus NL, donde se llevó a cabo el análisis estático no lineal, análisis dinámico no lineal y análisis dinámico incremental.

Los resultados demostraron que el comportamiento que se espera de la estructura original satisface los requisitos sísmicos de la versión actual de la norma sismo-resistente venezolana, sin

embargo se espera que la estructura pueda tener daños reparables en los miembros estructurales al ser sometida a la acción de un terremoto con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, que es la ventana de tiempo para la que se proyectan este tipo de edificaciones.

Se propuso una estructura rediseñada, analizada con el fin de comparar el comportamiento de la misma con la estructura actual, diseñada de acuerdo con la normativa vigente. La respuesta de esta estructura satisface los objetivos globales de diseño con base en prestaciones.

Las curvas de fragilidad se calcularon mediante el uso de un procedimiento innovador basado en el análisis dinámico incremental, donde se observa claramente que para una aceleración pico efectiva del suelo de 0,25 g el edificio original probablemente llegue a tener estados de daño reparables, que son más significativos en comparación con el edificio rediseñado.

Por último, los resultados de los desplazamientos indican que la separación usada entre los módulos puede resultar insuficiente para evitar problemas asociados al golpeteo entre los módulos colindantes. Se recomienda estudiar este efecto en edificaciones de diferentes alturas y con configuraciones irregulares, de manera que se pueda estudiar una propuesta global para la norma sismo-resistente venezolana.

## Agradecimientos

Los autores están especialmente agradecidos con el Consejo de Investigación (CDCHT) de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. También queremos expresar nuestro agradecimiento al Mid-American Earthquake Center y la National Science Foundation (premio número CEE-9701785), los desarrolladores del software Zeus NL utilizados en esta investigación. Finalmente, agradecemos al Ing Ángel Delgado, por haber suministrado los documentos técnicos del diseño original del edificio, del cual es autor.

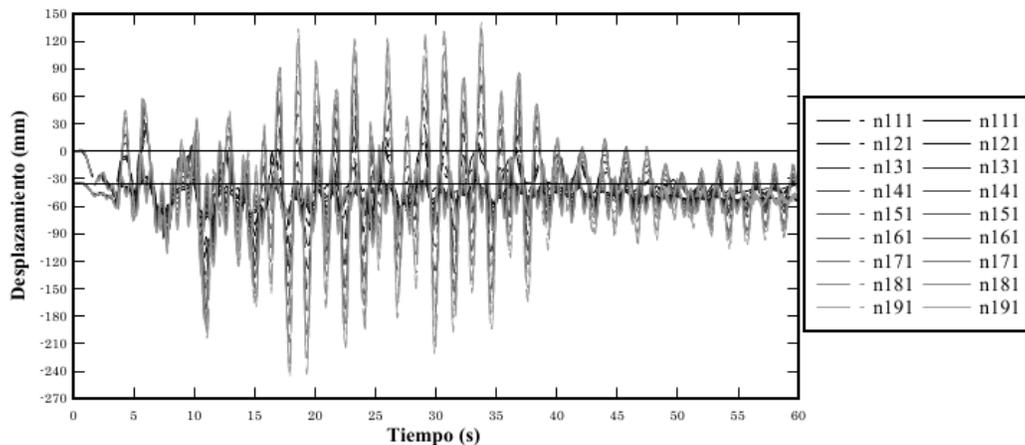


Figura 14: Desplazamientos obtenidos entre columnas colindantes entre el Módulo Central y el Módulo Lateral.

## Referencias

- [1] Vamvatsikos D. y Cornell, C. A. (2002) Incremental dynamic analysis. *Earthquake Eng Struct Dynam* 31(3):491–514
- [2] Fardis, N. M. (2009) *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings*. Springer Verlag. Heilderberg, Germany.
- [3] FONDONORMA. (2001). Norma venezolana Covenin 1756-1:2001. Edificaciones sismorresistentes. Parte 1. Caracas, Venezuela.
- [4] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2011). Dimensionado sísmico de edificios de hormigón armado mediante factores de amplificación de desplazamientos con base en el balance de energía. *Hormigón y acero*. Vol. 63 (263), 83-96. Madrid, Spain.
- [5] Zeus NL (2010) User manual. Version 1.8.9. Mid America Earthquake Center. Urbana, USA.
- [6] Mander J. B., Priestley M. J. N. y Park R (1988) Observed stress-strain behaviour of confined concrete. *J Struct Eng (ASCE)* 114. 1827–1849.
- [7] FONDONORMA (2006). Norma venezolana Fondonorma 1753:2006. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural. Caracas, Venezuela.
- [8] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2011). Seismic safety of RC framed buildings designed according modern codes. *J Civil Eng and Arch*. Vol. 5, (7), 567–575. David Publishing Company. Chicago, USA.
- [9] Vielma, J. C. (2009) PACED: Program for the generation of spectrum compatible accelerograms. Lisandro Alvarado University. Barquisimeto, Venezuela.
- [10] Kappos, A. y Stefanidou, S. A. (2009). Deformation-based seismic design method for 3d R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis. *Bull Earthquake Eng, Springer*. Vol. 8, (4), 875–895.
- [11] Pinto, P. E., Giannini, R. y Franchin, P. (2006) *Seismic reliability analysis of structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- [12] Barbat, A. H., Pujades, L. G. y Lantada, N. (2008) Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona. *Soil Dyn Earthquake Eng* 28:851–865
- [13] Barbat, A. H., Pujades, L. G. y Lantada, N. (2006) Performance of buildings under earthquakes in Barcelona, Spain. *Comput-Aided Civ Infrastruct Eng* 21:573–593
- [14] Lantada, N., Pujades, L. G. y Barbat, A. H. (2009) Vulnerability index and capacity spectrum based methods for urban seismic risk evaluation. A comparison. *Nat Hazards* 51:501–524
- [15] Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2010). Non linear structural analysis. Application to evaluating the seismic safety. Camilleri, M. (Ed). Chapter in *Structural Analysis*, Nova Science Publishers. New York. USA. ISBN: 978-1-61668-987-2.
- [16] Vielma, J. C., Barbat, A. y Martínez, Y. (2012). The Quadrants Method: A procedure to evaluate the seismic performance of existing buildings. 15 *World Conference on Earthquake Engineering*. Lisbon, Portugal.
- [17] Elnashai, A. y Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of earthquake engineering*. John Wiley and Sons, Chichester, United Kingdom.