

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE VERACRUZ

*Rolando Salgado Estrada⁽¹⁾, Humberto Varum⁽²⁾, Gustavo Ayala Milián⁽³⁾, Sergio Zamora Castro⁽¹⁾,
Luisa F. Morales Sánchez⁽⁴⁾*

¹ Profesor tiempo completo, Facultad de Ingeniería de la Construcción y el Hábitat, Universidad Veracruzana, región Veracruz.
Calzada Adolfo Ruiz Cortines no. 455, Fracc. Costa Verde, CP 94294, Boca del Río, Veracruz,

rosalgado@uv.mx y szamora@uv.mx.

² Profesor Investigador, CONSTRUCT-LESE, Facultad de Ingeniería, Universidade do Porto (FEUP). Rua Dr. Roberto Frias, s/n
4200-465 Porto, Portugal, hvarum@fe.up.pt

³ Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, D.F., México; C.P. 04510, Apartado postal 70-472,

GAyalaM@ingen.unam.mx

⁴ Estudiante, maestría en Ingeniería Aplicada, Facultad de Ingeniería de la Construcción y el Hábitat, Universidad Veracruzana,
región Veracruz. Calzada Adolfo Ruiz Cortines no. 455, Fracc. Costa Verde, CP 94294, Boca del Río, Veracruz,

luisafms14@hotmail.com

RESUMEN

En este trabajo se analizó un edificio de 3 niveles en la Cd. de Boca del Río, Ver. para determinar su vulnerabilidad sísmica. Para lo cual se utilizaron 5 registros sísmicos los cuales fueron normalizados y por medio de un modelo numérico del edificio se determinaron las curvas de capacidad para cada sismo seleccionado y se compararon con los determinados con el espectro de diseño. Los resultados de la respuesta sísmica muestran que el edificio de 3 niveles analizado presenta una respuesta sísmica menor en magnitud que la obtenida por medio del espectro de diseño.

ABSTRACT

In this study a 3-story building located in Boca del Río, Ver. was analyzed for determining its seismic vulnerability. To do that, 5 seismic acceleration histories, previously normalized were used, and by means of a numerical model of the building, the capacity spectrum curves for each earthquake were determined. Results of the seismic response showed that the 3-story analyzed building has a seismic response lower in magnitude than those determined from the design spectrum.

INTRODUCCIÓN

En la zona conurbada de Veracruz-Boca del Río se han construido edificios de mediana altura desde los años 90 del siglo pasado. Estos edificios fueron diseñados sísmicamente empleando el Manual de Obras Civiles de la CFE (MOCCFE) versión 1993, el cual ha tenido 2 modificaciones en 2008 y 2015. Por lo cual, estos edificios pueden tener una seguridad menor a la establecida para la versión MOCCFE 2015 de diseño por sismo. En este contexto, Corona *et al.* 2016, realizaron un análisis sísmico en varios edificios de oficinas localizados en las ciudades más importantes de la República Mexicana. Determinaron que los costos en obra negra tuvieron un aumento considerable en algunas ciudades al comparar su diseño ante el MOCCFE en sus versiones 1993 respecto a las versiones más recientes de 2008 y 2015. Rodríguez y Restrepo 2012 realizaron una revisión crítica de las prácticas de diseño sísmico en México, en el cual considera que la norma sísmica vigente no pone especial énfasis en el control de desplazamientos y en el hecho de limitar el daño en estructuras importantes a través de dispositivos como aisladores de base. El empleo de técnicas

modernas de análisis no lineal de estructuras de concreto y la determinación del comportamiento sísmico de edificios se utilizaron en este estudio para determinar la vulnerabilidad sísmica de estos edificios. Para lo cual, se utilizaron 2 métodos de evaluación sísmica. El método de espectro de capacidad, el cual es un método estático no lineal; y el método de índice de daño, el cual se basa en la respuesta dinámica del edificio ante varios eventos sísmicos. Respecto al trabajo mostrado en este artículo consideraron la selección de historias de aceleraciones sísmicas con aceleraciones del terreno semejantes a las recomendadas por la norma sísmica vigente, determinar sus espectros de respuesta, normalizar las historias de aceleraciones sísmicas, determinar los espectros de respuesta inelásticos de las historias de aceleraciones seleccionadas, calcular las curvas de capacidad para cada uno de los sismos en 2 direcciones horizontales, calcular los diagramas de momento curvatura ante un análisis de empuje lateral pseudo-estático (también conocido como pushover) y método paso a paso. Finalmente, comparar y discutir los resultados obtenidos mediante el método de curvas de capacidad y el índice de daño basado en los diagramas momento curvatura de sus elementos estructurales.

SELECCIÓN DE REGISTROS SÍSMICOS

Al considerar su riesgo sísmico, la sismicidad en el estado de Veracruz se concentra, principalmente, en 4 ciudades: Xalapa, Veracruz, Orizaba y Coatzacoalcos. En estas ciudades existe importante infraestructura urbana, así como petrolera que puede verse afectada por la ocurrencia de un sismo de proporciones similares o mayores a los que han ocurrido en la historia moderna. Gilbert (2008), Mora y Murrieta (1995) recopilaron información de los sismos más importantes que han ocurrido en Veracruz, el cual se reproduce parcialmente en la Tabla 1. Además, en la Figura 1 se incluye los sismos de magnitud mayor a 4.0 de acuerdo con la base de datos del Servicio Sismológico Nacional.

Tabla 1. Sismos más importantes que han ocurrido en el estado de Veracruz. Fuentes: Gilbert (2008), Mora y Murrieta (1995).

Fecha	Hora Local	Lat. (N)	Long. (W)	Prof. (Km)	Magnitud	Temblor de:	Tipo de temblor
03/01/1920	22:21	19.27	-97.08	15	Mb=6.5; Ms=6.2	Xalapa	cortical
25/07/1937	21:47	18.48	-96.08	85	Ms=7.3	Nopaltepec	Subducción profundo
26/08/1959	2:25	18.26	-94.43	21	Mw=6.4	Jáltipan	cortical
11/03/1967	8:44	19.23	-95.74	24	Mw=5.7	Veracruz	cortical
28/08/1973	3:50	18.82	-97.47	82	Mb=6.5; Mw=7.0	Orizaba	Subducción profundo
06/09/1997		18.08	-94.47	30	Mw=4.5	Coatza-Mina	cortical
29/10/2009		19.14	-95.58	17	Mw=5.7		cortical
14/02/2012	00:52	19.27	-96.09	16.1	Mw=4.5	Noreste Veracruz	Cortical
15/02/2017	03:56	19.34	-96.21	16.6	Mw=4.8	Noroeste Veracruz	Cortical

Mb=Magnitud de ondas de cuerpo; Ms=Magnitud de ondas superficiales; Mw= Magnitud de momento.

En la Tabla 1 se observa que existen sismos corticales causados por fallas locales que, si bien no son de gran magnitud comparados con los sismos de subducción profundo, ocurren a profundidades mucho menores y a distancias muy cercanas a las 4 ciudades antes mencionadas. Estos sismos no se han considerado en el MOCCFE por Sismo 2015. Si bien su ocurrencia es menor que los de subducción, sus efectos pueden ser significativos. Por lo tanto, resulta importante realizar un estudio enfocado en estos sismos corticales. En la figura 1 se observan los epicentros de los sismos de magnitud mayor a 4.0 ocurridos de 1973 a 2019 en la cual se puede observar que gran parte de la sismicidad se concentra en la zona sur del estado de Veracruz, debido a que se encuentra más cercano de la zona de subducción de la costa del Pacífico mexicano.

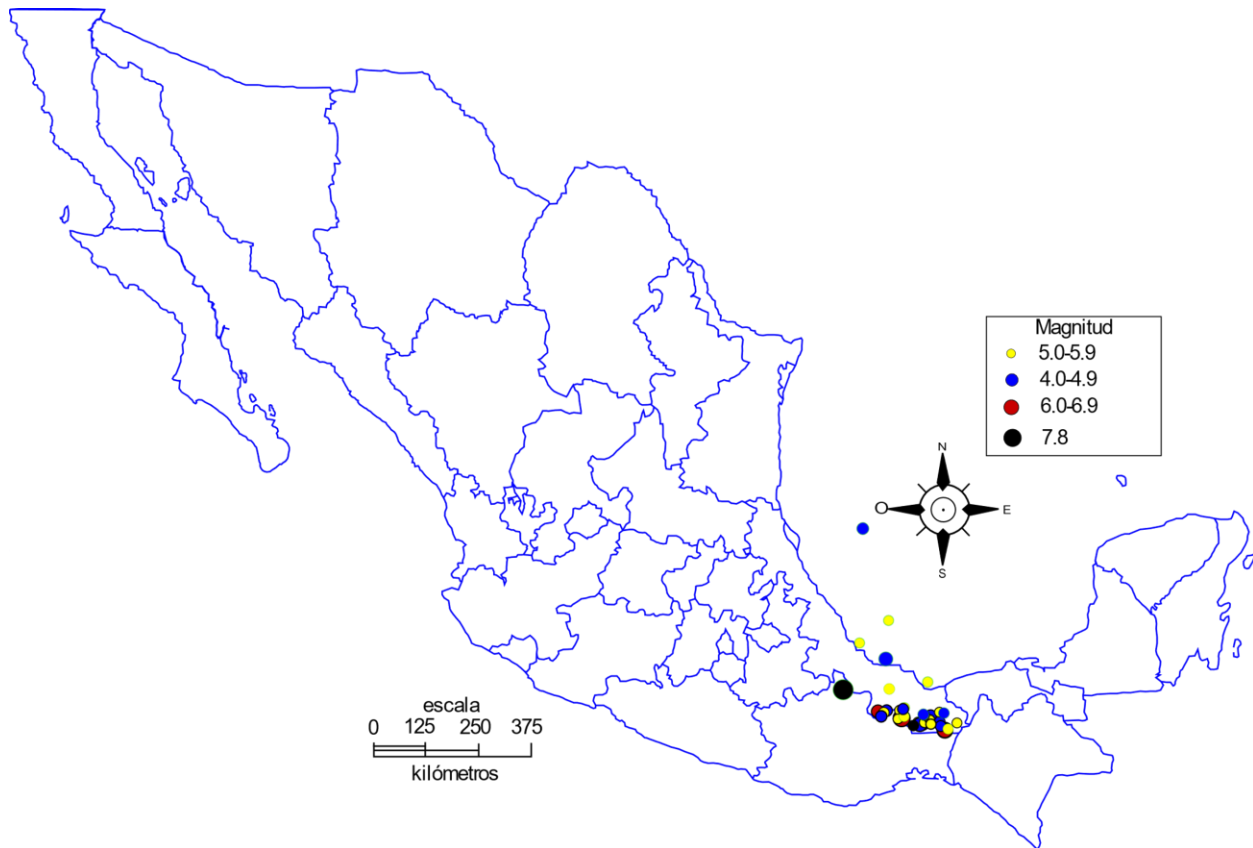
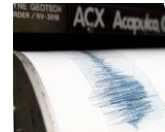


Figura 1. Sismicidad en el Estado de Veracruz de 1973 a 2019. Servicio Sismológico Nacional.

De acuerdo con el programa Prodisis 4.1.1 (INEEL-CFE, 2017) del MOCCFE, diseño por sismo 2015, las aceleraciones máximas del suelo, en terreno firme, en Boca del Río, Veracruz, es de $a_0=96.23 \text{ cm/s}^2$ (gals) con un periodo de retorno de 671.63 años perteneciente a la zona sísmica B. Desafortunadamente, no se tienen estaciones sismológicas cercanas a la zona conurbada Veracruz-Boca del Río, que hayan registrado intensidades de aceleraciones del terreno cercanas a las consideradas en el MOCCFE 2015. Por lo cual, en lo subsecuente, se realizó una búsqueda en la base de datos de sismos fuertes de la UNAM (RAII-UNAM, 2019)¹, con la finalidad de determinar sismos que tengan aceleraciones máximas, en terreno firme, cercanas al a_0 de Boca del Río, Veracruz, que hayan sido registradas en estaciones desplantadas en terreno firme, y que sus magnitudes sean superiores a 6.4.

Después de realizar una búsqueda exhaustiva en la base de datos de sismos fuertes de la UNAM, se escogieron 5 sismos que cumplen con los requisitos antes descritos y que pueden causar efectos importantes en el edificio antes mencionado. Las 5 historias de aceleraciones sísmicas seleccionadas fueron adquiridas con una frecuencia de muestreo de 200 Hz, excepto la adquirida en la estación sísmica de Súchil, Guerrero que tiene una frecuencia de muestreo de 100 Hz. Otras características importantes de las aceleraciones sísmicas del terreno seleccionadas se reproducen en la Tabla 2. En lo subsecuente nos referiremos a las 5 historias sísmicas de aceleraciones del terreno seleccionadas por su clave sísmica.

¹ Los registros acelerográficos proporcionados han sido producto de las labores de instrumentación y procesamiento de la Unidad de Instrumentación Sísmica del Instituto de Ingeniería de la UNAM

Tabla 2. Características principales de los sismos seleccionados

Estación sísmológica	Clave	Magnitud	PGA (gals)	Tipo suelo	fecha	Prof. local (km)	Distancia epicentral (km)
Chila de las Flores, Puebla	CHFL9906	$M_s=6.5$	110.4	Firme	15/06/1999	69	44.24
Cerro La Paz, Puebla	PZPU1709	$M_w=7.1$	141.71	Firme	19/09/2017	57	92
San Martín Los Canseco, Oaxaca	SMLC1709	$M_w=8.2$	125.13	Firme	08/09/2017	58	344
San Martín Los Canseco, Oaxaca	SMLC9909	$M_s=7.5$	139.88	Firme	30/09/1999	16	84.4
El Súcil, Guerrero	SUCH8509	$M_s=8.1$	103.12	Firme	19/09/1985	15	403.36

Espectros de pseudo-aceleraciones elásticas y de diseño

Antes de calcular los espectros de pseudo-aceleraciones elásticas, se corrigió la línea base de todas las historias de aceleraciones sísmicas seleccionadas y se filtraron por medio de un filtro pasa banda tipo butterworth entre 0.1 Hz y 40 Hz. Las historias de aceleraciones sísmicas seleccionadas se muestran en la figura 2, en la cual se puede observar que la aceleración máxima es similar para todos los casos, no obstante, la longitud de la intensidad fuerte es significativamente menor para el sismo SUCH8509. Posteriormente, se determinaron los espectros de respuesta elásticos de pseudo-aceleraciones mediante un programa de computadora desarrollado por Kalkan (2017), el cual se basa en el estudio realizado por Wang (1996). Tales espectros de pseudo-aceleraciones elásticas se calcularon para un porcentaje de amortiguamiento ζ del 5% para 2 direcciones perpendiculares, este-oeste (N90WE) denominado como dirección x y norte-sur (N00WE) denominado como dirección y , tal como se muestra en la figura 3.

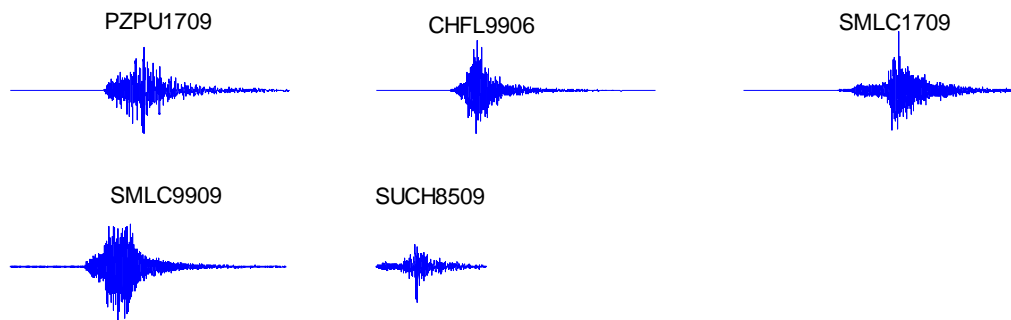


Figura 2. Historias de aceleraciones sísmicas del terreno seleccionadas en dirección x (N90WE)

Los espectros de diseño regionales fueron determinados por medio del programa Prodisis 4.1.1 (INEEL-CFE, 2017) de acuerdo con el MOCCFE 2015 para la zona sísmica B, en suelo tipo I. El análisis de la respuesta de la componente vertical del sismo, así como la interacción suelo-estructura quedó fuera del alcance de este estudio.

De la figura 3 se observa que para periodos mayores a 0.75 s los sismos seleccionados causan pseudo-aceleraciones mucho menores a las causadas por el espectro de diseño regional (en color rojo) calculado con el MOCCFE 2015. Por lo cual, edificios con periodos mayores a 0.75 s presentarían una respuesta sísmica menor al del espectro de diseño. No obstante, debido a la filosofía de diseño del MOCCFE 2015 de reducir los espectros elásticos de diseño por comportamiento no lineal, ductilidad, redundancia y sobre-resistencia, se considera conveniente realizar un análisis paso a paso con estos 5 sismos por medio del programa de análisis estructural Opensees 3.0.3 (PEER, 2019). Además, los espectros de la figura 3 no toman en cuenta el efecto bidireccional del sismo, así como la contribución de los modos superiores en la respuesta dinámica.

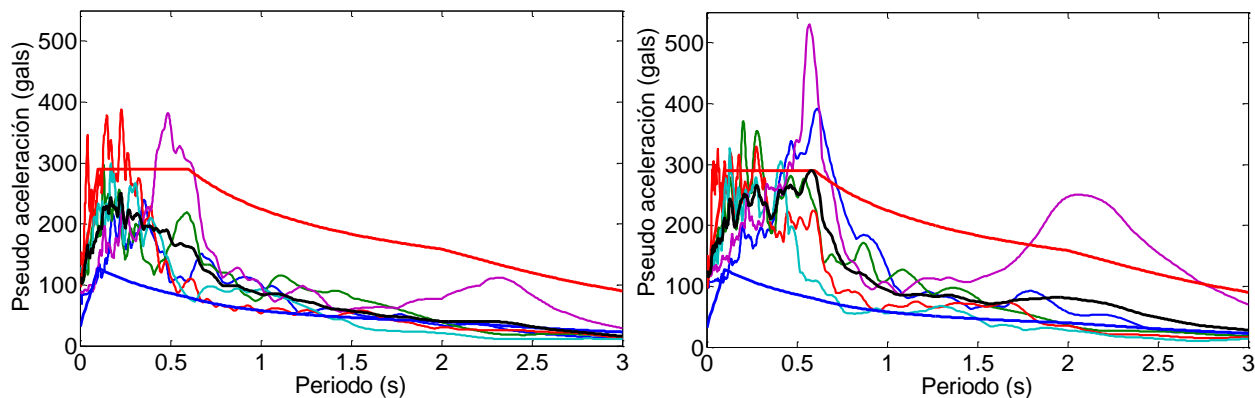


Figura 3 Espectros de respuesta elásticos con $\zeta=5\%$ en las direcciones “x” (izquierda) y “y” (derecha).

— SUCH8509 — CHFL9906 — SMLC9909 — SMLC1709 — PZPU1709 — Espectro diseño — Espectro reducido — Promedio

En el caso del sismo registrado en el Cerro de la Paz en la Cd. de Puebla, denominado PZPU1709 (ver tabla 2), que se muestra en línea continua color verde, se tiene intensidades de pseudo-aceleraciones incluso mayores a la del espectro de diseño para periodos comprendidos entre 2 y 2.5 s. Esto se ha observado en sismos de gran intensidad registrados en el valle central de México causado por sismos de subducción. Por lo cual, se considera poco probable que estos valores importantes de pseudo-aceleraciones ocurran en el estado de Veracruz. Por lo tanto, se presupone que los espectros de diseño regionales de la CFE 2015, determinados para una amplia zona de la República Mexicana pudieran sobrevalorar los efectos causados por sismos para estructuras con periodos grandes.

EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO TOMADO COMO EJEMPLO

Con la finalidad de determinar la condición estructural de los edificios de concreto reforzado en la Ciudad de Boca del Río, Veracruz se seleccionó un edificio que tuviera su periodo fundamental en la zona de mayores pseudo-aceleraciones de las 5 historias de aceleraciones sísmicas seleccionadas. De la figura 3 se puede deducir que su periodo fundamental debe ser menor a 0.75 s. Por lo tanto, un edificio de 3 niveles cumple con la condición antes descrita. La geometría y dimensiones del edificio antes mencionado, seleccionado para su análisis, se muestra en la figura 4. Su estructuración es a base de marcos de concreto reforzado con una resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, f'_c , de 25 MPa. Tiene una planta rectangular con 3 crujías de 4 m en dirección x , y otras 3 crujías de 5 m en dirección y . Presenta 3 entrepisos de 3.5 m de altura a ejes. Una losa perimetralmente apoyada de concreto reforzado de 130 mm de espesor. Varillas de refuerzo del no. 4 (12.7 mm de diámetro) para las vigas y del no. 5 (19.1 mm de diámetro) para las columnas con un esfuerzo de fluencia, f_y , de 415 MPa. El uso de este edificio fue habitacional y fue diseñada por medio de las Notas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones de la Cd. de México 2017 (Comité NTC-Concreto, 2017), y con el MOCCFE 2015. Se utilizó el espectro de diseño sísmico regional para Boca del Río, Veracruz con un factor de comportamiento sísmico, Q , de 2; con un factor de regularidad de 1; factor de sobre-resistencia de 2; factor de redundancia de 2 y cimentado sobre suelo firme tipo I. En la figura 3 se observa con línea gruesa color azul, el espectro de diseño regional de pseudo-aceleraciones reducido.

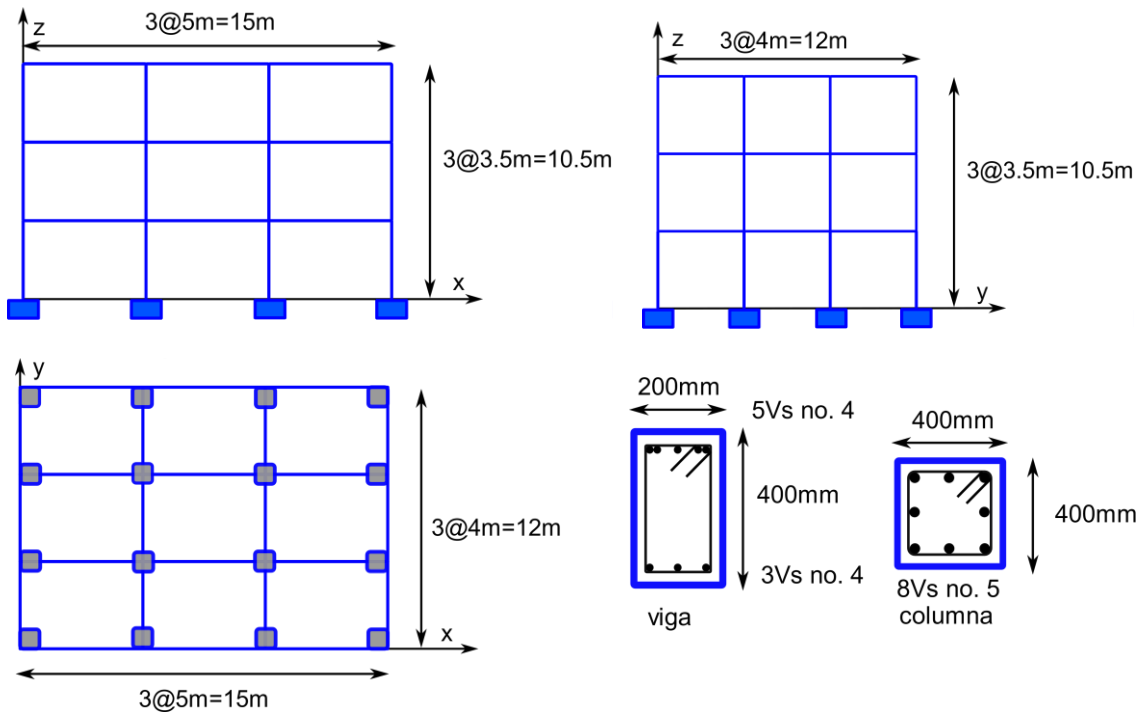


Figura 4 Dimensiones geométricas del edificio tomado como ejemplo

MODELO NUMÉRICO DEL EDIFICIO

Con la finalidad de realizar un análisis estructural más refinado que el análisis modal espectral mediante un modelo numérico elástico lineal, se realizó un modelo numérico del edificio por medio del programa Opensees 3.0.3 (PEER, 2019) en el cual se utilizaron elementos unidimensionales, basado en una formulación iterativa de fuerzas, discretizados por medio de fibras, que simulan plasticidad distribuida, y que se encuentran caracterizados por las curvas esfuerzo-deformación del concreto y del acero de refuerzo. Con este modelo se realizó un análisis estructural no lineal, en el cual las curvas esfuerzo-deformación del concreto, confinado y no confinado, fueron las propuestas por Kent-Park y Scott (Scott, 1982); mientras que para el acero de refuerzo se consideró la curva esfuerzo deformación bilinear con rigidez post-fluencia. En las columnas se tomó en cuenta el efecto de confinamiento causado por los estribos, así como los efectos no lineales geométricos. En todos los elementos se consideraron 6 puntos de integración por medio de la formulación de Gauss-Lobatto (Neuenhofer y Filippou, 1997).

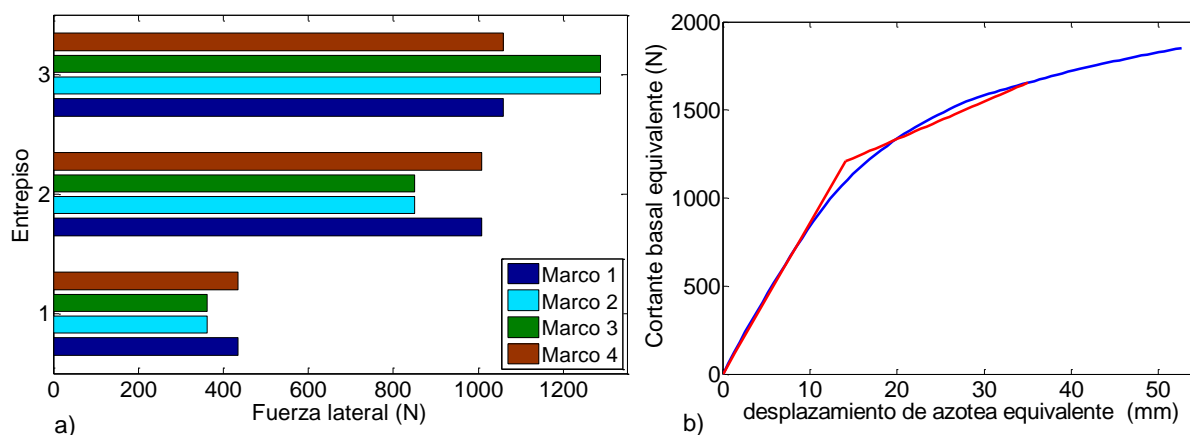
Para el análisis modal se consideró que actuaba sólo la mitad de la carga viva instantánea propuesta por la Norma Técnica Complementaria para Criterios y Acciones del Reglamento de Construcciones para la Cd. de México 2017 (NTC-Acciones, 2017). Esto se realizó con la intención de reducir el periodo fundamental del edificio, tomar en forma indirecta la contribución de los muros de mampostería divisorios en la rigidez del edificio y que estuviera en la zona de máximas solicitaciones de los espectros de respuesta y de diseño considerados para el análisis sísmico. Para el cálculo de las formas modales se utilizó el método de eigenvectores y se tomaron en cuenta aquellas formas modales que en conjunto contribuyeran más allá del 95% de su participación de masa modal en cada una de las direcciones analizadas, x y y . En la tabla 3 se muestra los periodos y participación en la masa modal de las formas modales consideradas para el análisis. Está fuera del alcance de este estudio, la consideración de los grados de libertad vertical y torsional en z que puedan participar en las formas modales del edificio.

Tabla 3 Parámetros modales del edificio analizado

Forma modal	Periodo (s)	Masa modal (%)	Dirección principal
1	0.64	82.4	x
2	0.60	83.1	y
3	0.19	12.2	x
4	0.18	11.7	y
5	0.10	3.6	x
6	0.10	3.4	y

NORMALIZACIÓN DE LAS HISTORIAS DE ACELERACIONES SELECCIONADAS

Las aceleraciones del terreno causadas por movimientos sísmicos fueron seleccionadas al considerar que tuvieran una aceleración máxima del terreno similar que la propuesta para el espectro regional por el MOCCFE diseño por sismo 2015. Sin embargo, tal cual se puede ver en la figura 3, las pseudo-aceleraciones causadas por estos 5 registros de aceleraciones en los periodos de las formas modales consideradas para el edificio mostradas en la tabla 3 son bastante distintas entre ellas. Por lo tanto, se consideró normalizar su respuesta sísmica por medio del procedimiento propuesto por Shakeri *et al.* 2018. Este procedimiento normaliza las historias de aceleraciones sísmicas por medio de la curva de desplazamiento del edificio determinada a través del método de pushover, cuyas fuerzas laterales aplicables a cada entrepiso fueron obtenidas al considerar la contribución de sus principales formas modales en cada dirección de análisis. Posteriormente esta curva se convierte en un sistema de un solo grado de libertad (1GDL) para cada sismo y se establece una curva bilineal donde se determina la rigidez inicial y la rigidez después de la fuerza de fluencia. Se determinó el valor promedio de estas 2 rigidez para todas las historias de aceleraciones sísmicas y se determinó un sistema equivalente de un solo grado de libertad con estos valores de rigidez. Posteriormente, se calculó el desplazamiento máximo para cada sismo con este sistema equivalente de un solo grado de libertad en las direcciones analizadas y se determinó su valor promedio. Finalmente, el factor de escala se obtuvo al multiplicar la historia de aceleraciones sísmicas del terreno por un escalar, de tal forma que, en el sistema de un solo grado de libertad, se obtuviera el desplazamiento máximo promedio. En la figura 5a se muestra un ejemplo de las fuerzas laterales aplicables en el método de pushover, la curva de desplazamiento obtenida y la curva bilineal equivalente en la figura 5b, mientras que los factores de escala obtenidos con estos métodos para las direcciones de análisis se muestran en la figura 5c.



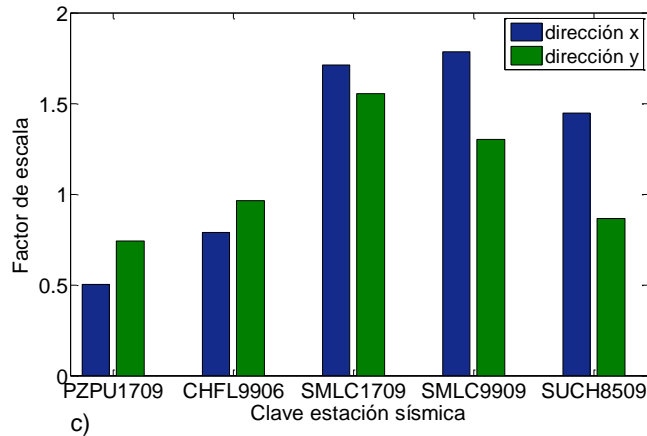


Figura 5 a) Fuerzas laterales para el método de pushover para el sismo PZPU1709 en dirección x; b) desplazamiento de azotea vs cortante basal, equivalente a 1GDL para PZPU1709 en dirección x; c) factores de escala.

En la figura 5a se observa la distribución de fuerzas laterales empleadas para el análisis de pushover en el cual se tiene una distribución semejante al modo fundamental del edificio debido a que es el que tiene la mayor participación de los 3 modos usados en el análisis de acuerdo con la tabla 3 (82.4% en dirección x y 83.1% en dirección y). Se observa también que la distribución es idéntica para los marcos internos y los externos debido a la simetría del edificio. Es importante mencionar que sí existen diferencias entre los valores de las fuerzas cortantes para cada entrepiso entre las 5 historias de aceleraciones debido a que se emplea para el cálculo de fuerzas laterales el espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones elástico. No obstante, esta distribución de fuerzas laterales es semejante para las otras 4 historias de aceleraciones, así como para la dirección y . En la figura 5b se observa que la curva de desplazamiento de azotea contra el cortante basal convertido para un sistema equivalente de 1GDL. La curva lineal de ajuste en línea de color rojo se obtuvo considerando el cálculo del desplazamiento máximo objetivo de acuerdo con el reglamento ATC-40, 1996. La fuerza cortante de fluencia es 60% mayor a la intersección de la curva de pushover con la línea de tendencia lineal. Finalmente, la curva bilineal se obtiene de igualar las áreas bajo la curva de pushover y de la curva bilineal. La figura 5c muestra los factores de escala determinados con el procedimiento adoptado. Se observa que PZPU1709 tiene el menor factor de escala cercano a 0.5 mientras que las aceleraciones referentes a SMLC9909 y SMLC1709 presentan valores cercanos a 1.5 en ambas direcciones. Si la respuesta del edificio ante las historias de aceleraciones adoptadas fuera lineal, los espectros de respuesta elásticos tendrían el mismo valor de pseudo-aceleración para el periodo natural equivalente para un sistema de 1GDL el cual sería igual al valor promedio de las pseudo-aceleraciones en este punto.

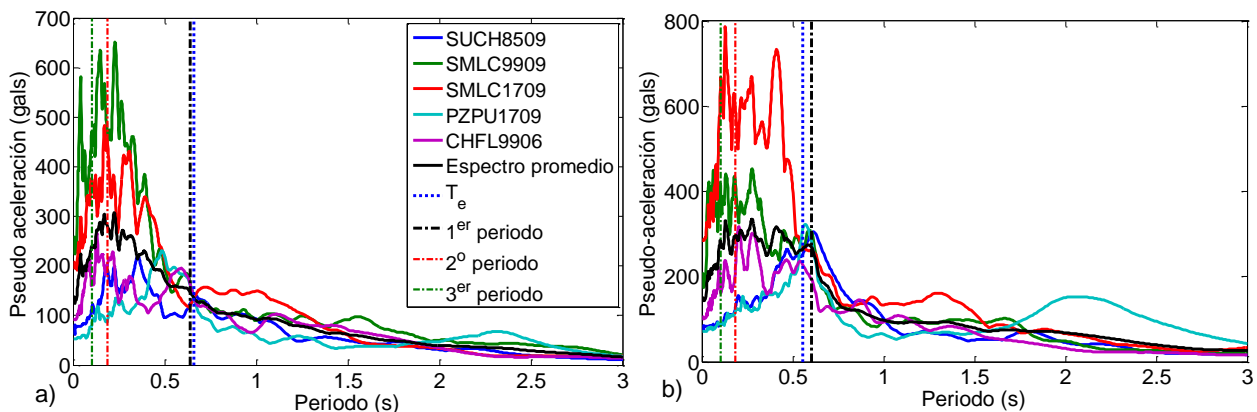


Figura 6 Espectros de respuesta elásticos para las historias de aceleraciones del terreno "normalizadas"; a) dirección x ; b) dirección y .

En la figura 6 se obtuvieron los espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones elásticas para las historias de aceleraciones sísmicas del terreno normalizadas con los factores de escala mostrados en la figura 5c. En la figura 6a se observa que las pseudo-aceleraciones para el periodo equivalente a un sistema de 1GDL son casi iguales para las 5 historias de aceleraciones seleccionadas (línea vertical punteada color azul), lo cual indica, como se comentó anteriormente, que la respuesta del sistema equivalente de 1GDL del edificio se comportó linealmente. Al contrario, en la figura 6b no se observa este comportamiento para el periodo equivalente, lo cual indica un comportamiento no lineal del sistema de 1GDL para varios de las historias de aceleraciones seleccionadas.

ANÁLISIS DE EMPUJE LATERAL PSEUDO-ESTÁTICO (PUSHOVER)

Se realizó un análisis de empuje lateral pseudo-estático del edificio adoptado como ejemplo. Para lo cual se emplearon las fuerzas laterales determinadas durante el método de normalización de las historias de aceleraciones sísmicas del terreno, del cual se muestra un ejemplo en la figura 5a. El análisis de empuje lateral pseudo-estático fue realizado con el modelo numérico del edificio antes mencionado con el programa OpenSees 3.0.3 (PEER, 2019) al considerar control de desplazamientos, incrementos de 1 mm, hasta un desplazamiento máximo de azotea de 200 mm, que corresponde a una distorsión de entrepiso del 0.019. Se utilizó el algoritmo de Newton con un criterio de convergencia energético y tolerancia de 1×10^{-8} . Se verificaron las ductilidades de las columnas como de las vigas para el 1^{er} punto de integración, que corresponde al nudo de la izquierda, para vigas o inferior, para columnas, mediante sus diagramas momento-curvatura, los cuales se muestran en la figura 7.

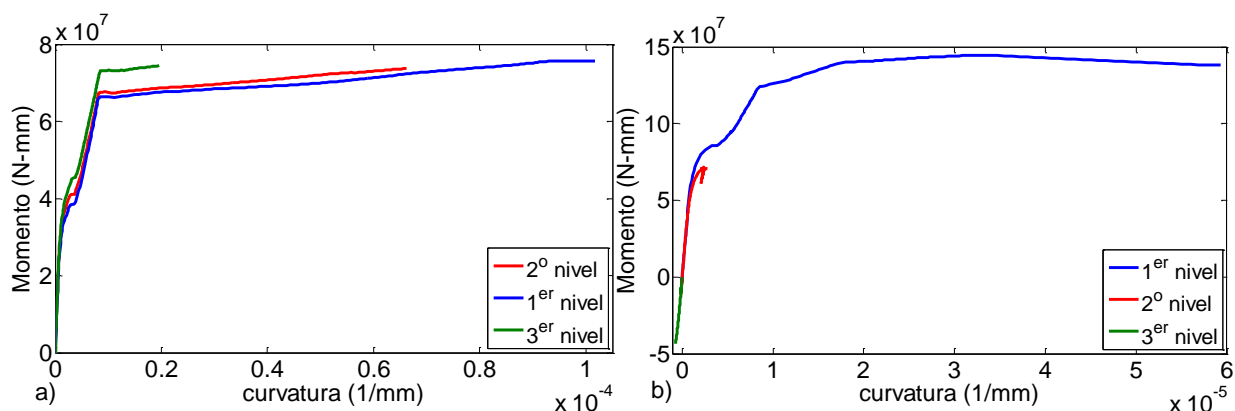


Figura 7 Diagramas momento-curvatura para fuerzas en dirección y con PZPU1709; a) vigas dirección y; b) columnas.

En la figura 7a se observa que las vigas del primer nivel son las que tienen las máximas ductilidades, las cuales van disminuyendo conforme se pasa al siguiente entrepiso. Las ductilidades de las vigas del 1^{er} nivel fueron de 12, las del 2^o nivel de 8 y las del 3^{er} nivel de 2.3. En la figura 7b se puede deducir que las columnas en el nivel de empotramiento son las que demandan las máximas ductilidades y disminuyen significativamente en los siguientes 2 niveles. Las ductilidades de las columnas en el nivel de empotramiento fueron de 6.9, mientras que los otros 2 niveles no alcanzaron los niveles de momento de fluencia. Esto demuestra que la estructuración del edificio tomado como ejemplo cumple con las disposiciones de viga débil-columna fuerte.

ANÁLISIS PASO A PASO CON LAS HISTORIAS DE ACELERACIONES NORMALIZADAS

Se realizó un análisis sísmico paso a paso con las historias de aceleraciones sísmicas normalizadas en ambas direcciones de forma simultánea empleando el modelo numérico del edificio antes mencionado. Para lo cual se utilizó amortiguamiento de Rayleigh con el método de solución de Newmark con un criterio de convergencia energético y con una tolerancia de 1×10^{-8} .

Distorsiones de entrepiso

Para verificar la integridad estructural del edificio analizado se determinaron las distorsiones máximas de entrepiso, las cuales se muestran en la figura 8.

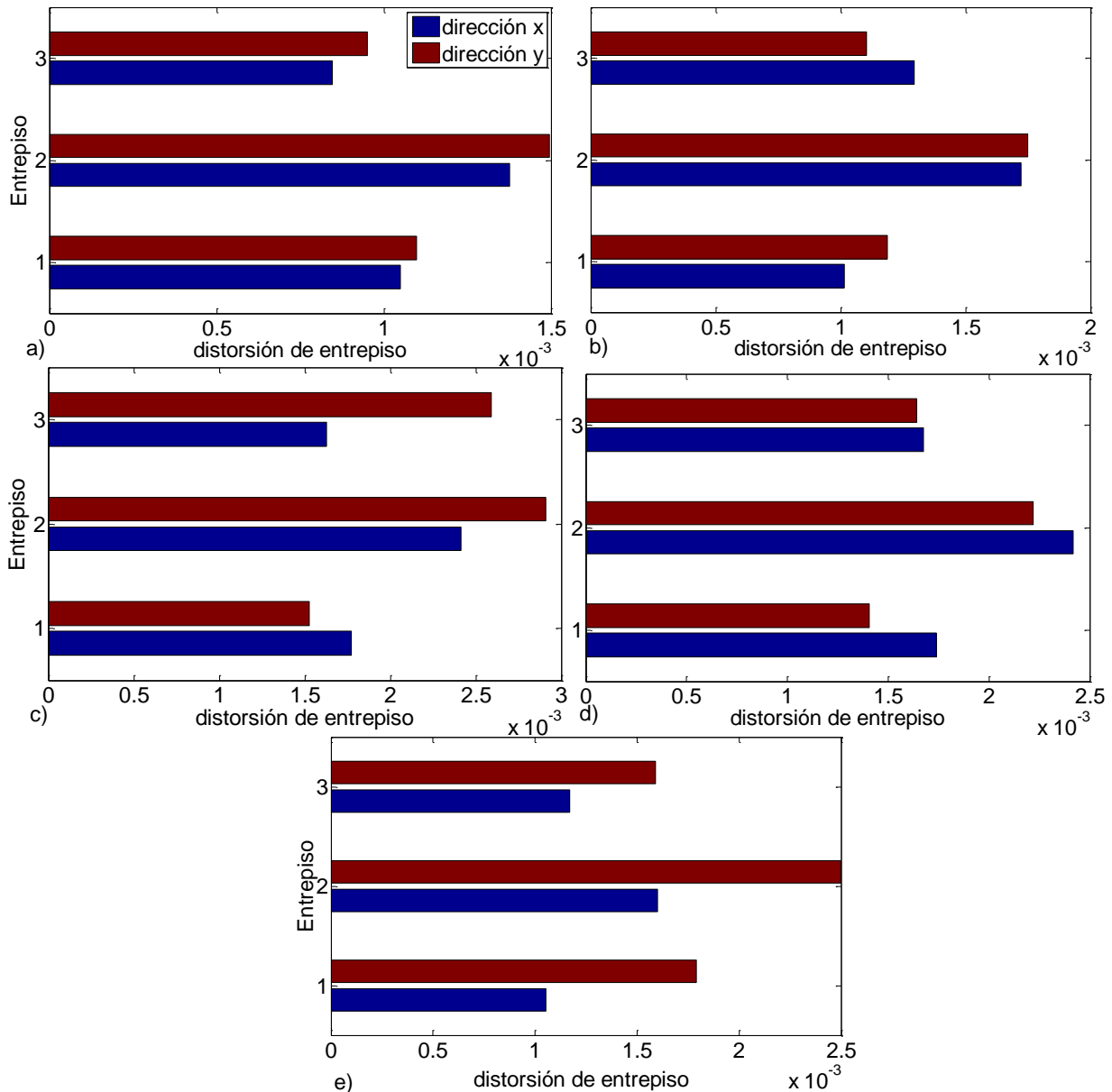


Figura 8 Distorsiones máximas de entrepiso; a) PZPU1709; b) CHFL9906; c) SMLC1709; d) SMLC9909 y e) SUCH8509.

En la figura 8 se observa que las distorsiones máximas de entrepiso son mayores para el segundo entrepiso en todos los casos. La máxima distorsión calculada fue 2.9×10^{-3} para la historia sísmica de aceleraciones de SMLC1709 y la mínima fue de 0.9×10^{-3} para la historia sísmica de aceleraciones de PZPU1709. Estos valores resultan ser inferiores a la condición más severa de distorsiones máximas permisibles por el MOCCFE 2015 diseño por sismo, el cual especifica que para seguridad contra el colapso para un factor de ductilidad $Q=2$ en estructuras a base de marcos de concreto reforzado la distorsión permisible es de 15×10^{-3} . Para evitar daños a elementos no estructurales, como muros divisorios se recomienda distorsiones permisibles de 6×10^{-3} . Por lo cual las historias de aceleraciones normalizadas no causan distorsiones que causen deformaciones laterales importantes en el edificio.

Diagramas momento-curvatura

Se determinaron los diagramas momento-curvatura tanto de vigas como columnas del edificio analizado ante las historias de aceleraciones sísmicas normalizadas.

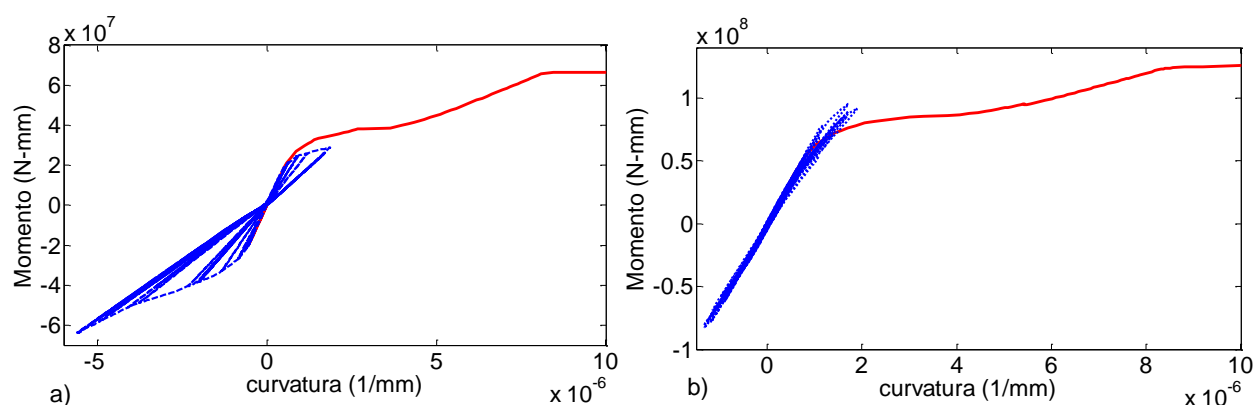


Figura 9 Diagramas momento curvatura por PZPU1709; a) vigas 1^{er} nivel dirección y; b) columnas en empotramiento. Línea roja: Pushover; línea azul: paso a paso.

En la figura 9 se observa que el sismo PZPU1709 no alcanzó el momento de fluencia ni en columnas ni en vigas del 1^{er} nivel. El mismo caso se repite para las restantes historias de aceleraciones. Lo cual comprueba que las 5 historias de aceleraciones del terreno normalizadas no demandan los niveles de ductilidad especificados en el MOCCFE 2015.

RECONOCIMIENTOS

El primer autor reconoce los comentarios realizados por el Dr. Eduardo Ismael Hernández durante su estancia realizada en la UPAEP en la Ciudad de Puebla. El último autor reconoce la beca otorgada por el Conacyt para la realización de sus estudios de maestría.

CONCLUSIONES

En este trabajo se realizó el análisis sísmico a un edificio de concreto reforzado de 3 niveles para determinar su condición estructural. Se seleccionaron 5 historias de aceleraciones sísmicas, las cuales tuvieron aceleraciones máximas del terreno similares a las especificadas en el espectro de diseño del MOCCFE 2015 diseño por sismo. Los espectros de pseudo-aceleraciones muestran valores mayores al espectro de diseño para algunos de las historias de aceleraciones para periodos menores a 0.75 s, razón por la cual se seleccionó un edificio de 3 niveles. Las historias de aceleraciones sísmicas seleccionadas fueron normalizadas para dar una respuesta similar en un sistema de 1GDL. Esta normalización, cuando la respuesta del sistema de 1GDL es lineal, determina el valor promedio de la respuesta sísmica. Por lo tanto, los factores de escala seleccionados estuvieron entre 0.5 y 1.5. Al calcular los espectros de pseudo-aceleraciones con las historias de aceleraciones normalizadas, se observó que las pseudo-aceleraciones son muy parecidas para el periodo equivalente para 1GDL en la dirección x, lo cual comprueba que el sistema de 1GDL tuvo un comportamiento lineal. En caso contrario, en la dirección y, las pseudo-aceleraciones para el periodo equivalente de un sistema de 1GDL estuvieron dispersas. El análisis paso a paso del edificio seleccionado con las 5 historias de aceleraciones normalizadas mostró que las distorsiones máximas de entrepiso son muy inferiores a las distorsiones permisibles del MOCCFE 2015. Los diagramas momento-curvatura indicaron que el edificio mostró un

comportamiento lineal durante el análisis paso a paso con las 5 historias de aceleraciones normalizadas. En trabajos futuros se considera escalar las historias de aceleraciones para causar efectos no lineales y ductilidades importantes en el edificio analizado. Calcular los diagramas de capacidad para cada sismo seleccionado y determinar la condición estructural del edificio analizado ante las historias de aceleraciones sísmicas por medio de índices de daño.

REFERENCIAS

- ATC-40 (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Redwood City: Applied Technology Council.
- Corona-C. G.A., Salgado-S. K.I., Serrano-V. S. y Avilés-L. J. (2016). Evaluación de Espectros de Diseño Sísmico de la versión 2015 del Manual de Diseño por Sismo de CFE. Memorias del XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán, México.
- IIE-CFE (2015), Manual de Diseño de Obras Civiles, sección C: Estructuras, Tema 1: Criterios Generales de Análisis y Diseño, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo, Recomendaciones. Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad.
- INEEL-CFE (2017). Programa de Diseño Sísmico, PRODISIS versión 4.1.1 desarrollado para la obtención de espectros de diseño sísmico de acuerdo con Manual de Obras Civiles de la CFE, diseño por sismo 2015. Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias de la Comisión Federal de Electricidad.
- Kalkan, E. (2017). Espectros de respuesta de pseudo-aceleraciones, pseudo-velocidades y desplazamientos. Programa de cómputo realizado en Matlab. <https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/57906-pseudo-spectral-acceleration-velocity-and-displacement-spectra>.
- Neuenhofer A. y Filippou, F.C. (1997). Evaluation of nonlinear frame finite-element models. *Journal of Structural Engineering*, 123(7):958–966, Julio.
- NTC-Acciones (2017). Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, vigésima época, 15 de diciembre.
- NTC-Concreto (2017). Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, vigésima época, 15 de diciembre.
- PEER (2019). Software libre para la simulación en Ingeniería Sísmica, OpenSees versión 3.0.3. Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico. <http://opensees.berkeley.edu/>.
- RAII-UNAM (2019). Red Acelerográfica del Instituto de Ingeniería de la UNAM. <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/AcelerogramasRSM/Inicio.aspx>
- Rodríguez, M.E. y Restrepo J.I. (2012). Práctica y diseño sísmico de edificios en México- cambios necesarios, *Revista de Ingeniería Sísmica* no. 86: 89-118.
- Scott, B. D. y Priestley M.J.N. (1982). Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *Journal Proceedings*, 79(1).
- Shakeri K., Khansoltani E. y Pessiki S. (2018). Ground motion scaling for seismic response analysis by considering inelastic response and contribution of the higher modes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 110: 70–85.
- Wang, L.J. (1996). Processing of near-field earthquake accelerograms: Pasadena, Instituto Tecnológico de California. Laboratorio de investigación en Ingeniería Sísmica. Reporte interno no. EERL 96-04.