

CONFIABILIDAD SÍSMICA DE VARIOS EDIFICIOS (CUATRO A DIEZ NIVELES) LOCALIZADOS EN SUELO BLANDO DE LA CIUDAD DE MÉXICO, DISEÑADOS CON EL RCDF-2004

Edén Bojórquez Mora⁽¹⁾, Mauro Alexis Díaz González^(1,2), Sonia E. Ruiz Gómez⁽¹⁾ y Francisco E. García Jarque⁽²⁾

RESUMEN

Se evalúa la confiabilidad de ocho edificios de acero (cuatro a diez niveles), localizados en terreno blando (zona IIb) de la ciudad de México, diseñados con el RCDF-2004. Los edificios se suponen estructurados a base de marcos rígidos regulares. Las curvas de peligro de demanda de los edificios, se comparan con curvas (obtenidas previamente) correspondientes a tres edificios de concreto reforzado (C/R) localizados en el mismo sitio, diseñados con el RCDF-2004. Se proporciona información sobre la confiabilidad implícita en el conjunto de edificios de acero y de C/R. Se hace notar que es la primera vez que en México se realiza este tipo de estudios a partir de diseños hechos de acuerdo con el RCDF-2004 por firmas de ingeniería. Además, se obtienen curvas de peligro de demanda de los sistemas de un grado de libertad (S1GDL) que representan las características de los ocho edificios de acero en estudio. A partir de las curvas de peligro de demanda de los edificios y de los S1GDL se estima una función de transformación entre la respuesta máxima de los S1GDL y de los edificios de acero, correspondientes a una misma tasa anual de excedencia. Dicha función es útil para estimar ductilidades globales máximas de los SMGDL a partir de resultados obtenidos con S1GDL, lo que simplifica el análisis.

ABSTRACT

The reliability of eight medium height steel buildings (four to ten stories) located in soft soil in Mexico City is evaluated. They are designed in accordance with the Mexico City Building Design Code (RCDF-2004). The buildings are constituted by regular moment resistant frames. The demand hazard curves of the buildings are compared with curves (previously calculated) of three reinforced-concrete (R/C) buildings located at the same site, and designed with the RCDF-2004. A general idea is given about the reliability implicit on the set of steel and R/C buildings. It is noticed that this is the first study developed in Mexico based on designs made in accordance with the RCDF-2004 by engineering companies. In addition, demand hazard curves of single-degree-of-freedom systems (SDOF), which are equivalent to the eight steel buildings are obtained. From the demand hazard curves of the multi-degree-of-freedom (MDOF) buildings and of the SDOF systems, a

Artículo recibido el 18 de octubre de 2006 y aprobado para su publicación el 23 de marzo de 2007. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

¹ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Coyoacán, C.P. 04510, México, D.F. ebojorquezm@iingen.unam.mx, sruizg@iingen.unam.mx

² García-Jarque Ingenieros S. C. Río Churubusco 239, Col. Pedro Ma. Anaya, C.P. 0334, México, D.F. alexis@garciajarque.com, garciajarque@garciajarque.com

transformation function between the maximum response of the SDOF and of the steel buildings, corresponding to a same annual rate of exceedance is proposed. That function is useful to evaluate maximum global ductility demands of MDOF systems from results corresponding to SDOF systems, which simplifies the analysis.

INTRODUCCIÓN

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 (RCDF-2004), al igual que la mayoría de los reglamentos del mundo, no establece condiciones para que un diseño estructural tenga un valor de confiabilidad preescrito, por lo que las estructuras construidas en México tienen tasas anuales de falla que son desconocidas. Por lo anterior, los autores decidieron evaluar las tasas anuales de falla que están implícitas en varios edificios diseñados de acuerdo con el RCDF-2004. Con el fin de que los diseños fueran lo más apegados a la realidad, los edificios que se analizan aquí se diseñaron en una firma de ingeniería bajo la supervisión del cuarto autor.

Los edificios analizados, se suponen ubicados en la zona IIb del valle de México (RCDF-2004), zona donde las construcciones han sufrido mayores daños durante fuertes temblores. Los edificios de acero son de mediana altura (entre cuatro y diez niveles) con periodos fundamentales de vibración que se encuentran en la rama ascendente del espectro de respuesta elástico de movimientos sísmicos intensos registrados en la zona IIb.

Se eligió hacer el estudio de edificios de cuatro, seis, ocho y diez niveles y tres crujeas debido a que dadas las características de los mismos, se espera que presenten el fenómeno de “ablandamiento” estructural (éste ocurre a medida que se alarga el “periodo efectivo” del edificio), y que dicho periodo se acerca al periodo dominante del suelo. Meli y Ávila (1989) encontraron que las estructuras más dañadas durante el sismo de 1985 en suelo blando son aquellas cuyos periodos fluctúan entre 0.5 y 1.5s ya que en este tipo de estructuras se presenta el fenómeno de “ablandamiento”.

Primeramente, se calculan curvas de peligro de demanda de ductilidad global de ocho marcos estructurales representativos de cada uno de los edificios (sistemas de múltiples grado de libertad, SMGDL). Las curvas de peligro de demanda indican la tasa con la que se excede por año cierto nivel de respuesta máxima (el inverso de dicha tasa anual es el periodo esperado de recurrencia).

En segundo lugar, se comparan las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso (γ) de los marcos de acero diseñados para un factor de comportamiento sísmico $Q = 3$ con las correspondientes a tres edificios de concreto reforzado (Montiel y Ruiz, 2007) ubicados en la misma zona (IIb) y diseñados para un factor $Q = 3$ de acuerdo con el RCDF-2004 por distintas firmas de ingeniería (Proyect, S. C., 2004, García Jarque Ingenieros, S. C., 2004, Alonso y Asociados, S. C., 2004). La confiabilidad estructural se representa mediante tres diferentes indicadores: 1) tasas anuales de excedencia, 2) índice de confiabilidad β , y 3) mediante la probabilidad de excedencia de la distorsión máxima de entrepiso en 50 años.

El conjunto de todas las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso proporciona una idea global sobre la confiabilidad implícita en edificios de mediana altura diseñados de acuerdo con el RCDF-2004, localizadas en la zona IIb del valle de México. Se hace notar, que este es el primer estudio en México donde se presenta la confiabilidad de edificios de acero y de concreto reforzado diseñados con el RCDF-2004.

Las relaciones de tasa anual de excedencia vs respuesta máxima son útiles para calibrar nuestro reglamento de diseño (RCDF-2004) y establecer valores tolerables de distorsión máxima de entrepiso asociados a periodos de recurrencia dados, correspondientes a distintos estados límite. Además, dichas relaciones se podrán emplear también en futuros estudios de optimación.

Por otro lado, resulta más económico y práctico trabajar con modelos simplificados en vez de hacerlo con modelos elaborados, por lo que en muchas ocasiones se trata con S1GDL equivalentes en lugar de SMGDL (siempre y cuando se represente el comportamiento estructural con suficiente aproximación). Como ejemplo, se pueden mencionar los espectros de diseño que se especifican en los códigos de diseño que generalmente corresponden a estudios hechos con osciladores de un grado de libertad.

En el presente artículo, se analiza la confiabilidad sísmica de edificios de mediana altura donde la contribución de los modos superiores es poco significativa, por lo que la tasa anual de falla de los SMGDL puede calcularse de manera aproximada mediante modelos equivalentes de un grado de libertad. Se supone que los S1GDL equivalentes presentan el mismo periodo fundamental de vibración, igual porcentaje de amortiguamiento crítico y el mismo coeficiente sísmico que las estructuras de MGDL.

En este estudio, se obtienen las curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los S1GDL equivalentes y se correlacionan con las curvas correspondientes de los SMGDL. De la relación entre estas curvas se obtiene una función de transformación de la ductilidad global de los S1GDL a la de sus correspondientes SMGDL, asociados a la misma tasa anual de excedencia. Dicha función de transformación (FT_{μ}) puede utilizarse para calcular la ductilidad global de excedencia asociada a cierto periodo de recurrencia que se espera en un edificio a partir del análisis de un S1GDL. Esto resulta más económico y sencillo que el análisis de un edificio de MGDL. Además, la función puede utilizarse para estimar la resistencia lateral requerida en un edificio mediante espectros con tasa anual de falla uniforme de S1GL.

DISEÑO DE LOS EDIFICIOS DE ACERO

La estructuración de los edificios que se estudian, está constituida a base de marcos rígidos regulares. La dirección longitudinal la conforman marcos paralelos con columnas orientadas de modo que las secciones tienen su mayor inercia. En el sentido transversal se utilizaron contraventeos excéntricos con el fin de darle mayor rigidez a la estructura y controlar así los desplazamientos laterales (debido a que en ese sentido las columnas presentan su menor inercia). Ambos sentidos están formados por tres crujías, cuyas dimensiones y cortes longitudinales y transversales se ilustran en las figs. 1, 2 y 3. El sistema de piso se diseñó con losacero. Para esto, fue necesario incluir vigas secundarias orientadas en sentido longitudinal, ubicadas a la mitad de cada claro de la dirección longitudinal.

Los edificios se diseñaron para factores de comportamiento sísmico $Q = 2$, y alternativamente, $Q = 3$, debido a que son los valores comúnmente utilizados en la práctica profesional. Para el análisis sísmico se utilizaron dos métodos: el estático y el dinámico modal espectral. Para el primero, se utilizó un coeficiente sísmico (c) igual a 0.45; para el segundo, el espectro de diseño especificado en el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS-2004). Se verificó que el cortante basal obtenido con el análisis dinámico no fuese menor que el 80% del calculado con el análisis estático.

Primeramente, se diseñó la losa de entrepiso y azotea, y así, se obtuvo un peso para diseñar los marcos estructurales y la cimentación.

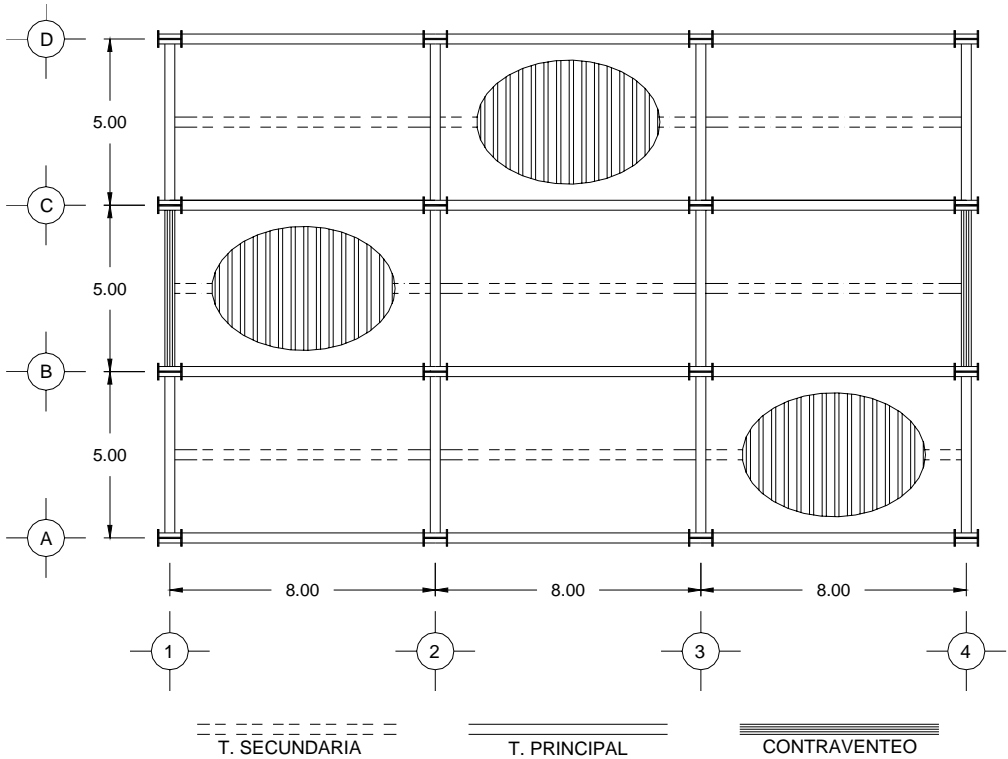


Figura 1. Planta estructural de los edificios (acotaciones en metros)

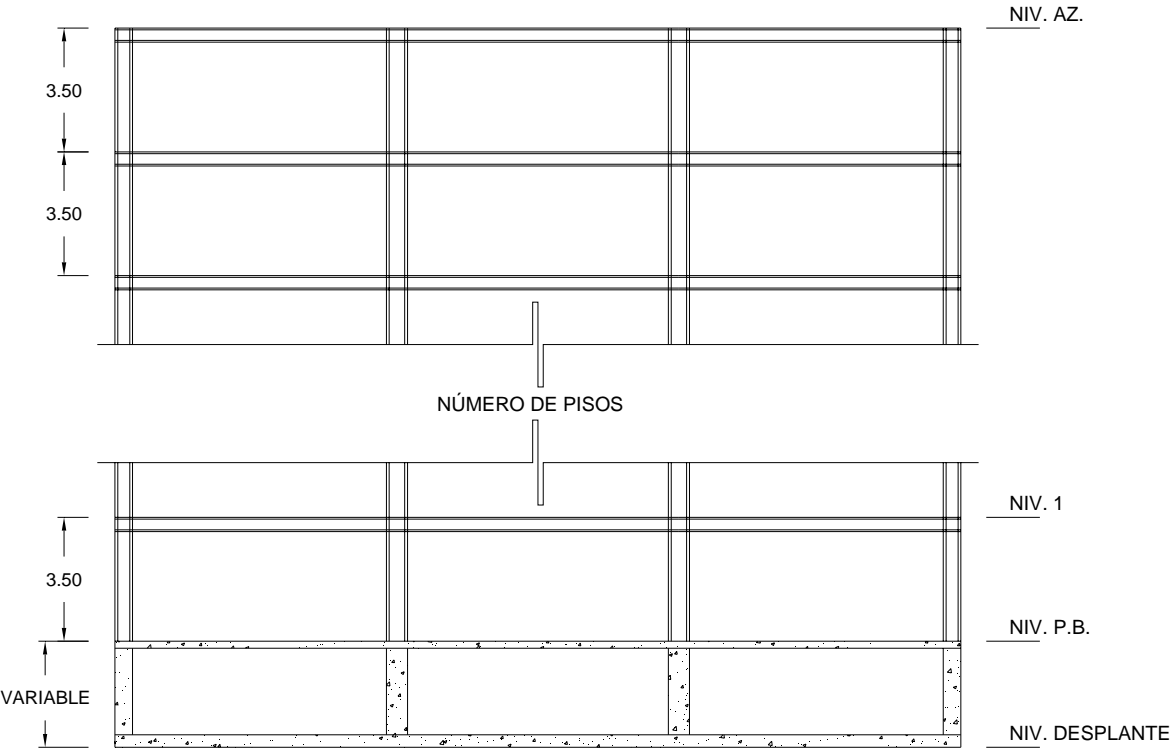


Figura 2. Marco longitudinal tipo (acotaciones en metros)

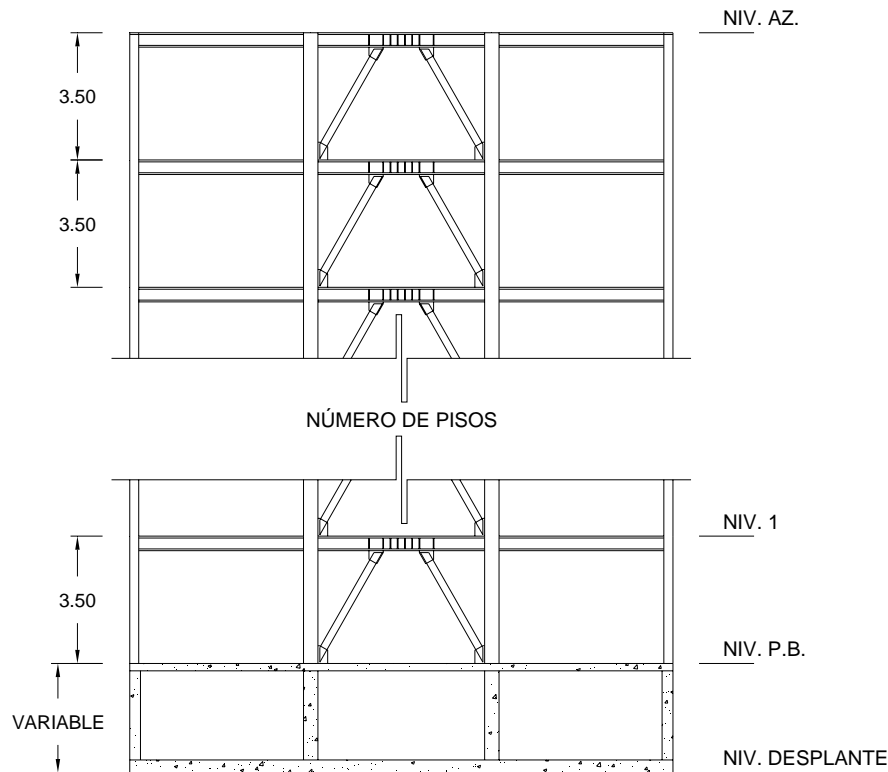


Figura 3. Marco transversal contraventado tipo (acotaciones en metros)

En el caso de los marcos de sentido longitudinal (ejes con letra en la fig. 1) las secciones preliminares, se obtuvieron sometiendo los elementos a la acción de la carga vertical multiplicada por el factor de carga $FC = 1.4$ y verificando que se cumpliera la condición de que las deformaciones máximas en las vigas fuesen menores que las estipuladas en el RCDF-2004.

Las secciones preliminares de los marcos transversales (ejes con número en la fig. 1), se obtuvieron según el criterio de diseño propuesto por Bruneau *et al* (1998). Se lograron secciones que cumplieran con el cortante demandado en el eslabón y que cumplieran además, con las relaciones de esbeltez adecuadas.

Con las secciones obtenidas anteriormente, se realizó el análisis tridimensional en un programa de computadora.

Para el diseño de los elementos, se tomaron en cuenta las especificaciones para diseño de estructuras dúctiles. Cabe mencionar que para el diseño de columnas no se realizó el equilibrio de momentos en cada intersección viga-columna, sino que los factores de reducción (FR) se redujeron de 0.9 a 0.7 (sección 6.1.3.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (NTCDCEM-2004)).

Una vez que se diseñaron las secciones que cumplieran con los elementos mecánicos demandados, se revisó que las distorsiones máximas de entrepiso no fueran mayores que las permisibles ($\delta_{\max}^{tol} \leq 0.012$) recomendados en el RCDF 2004.

Después de diseñar el edificio de ocho niveles, se observó que el periodo fundamental en ambas direcciones era muy parecido, por lo que se decidió utilizar para el edificio de diez niveles contraventeos excéntricos en las dos crujías exteriores de los marcos transversales (con el fin de darle mayor rigidez a la estructura en esa dirección).

Por otro lado, se consideró en el diseño, el peso menor por unidad de área de la estructura, ya que en la práctica profesional es uno de los factores que define la factibilidad de la construcción. Se observó que la estructuración a base de marcos rígidos en un sentido y contraventeados en el otro es factible (en cuanto a su menor peso por unidad de área) para los edificios de cuatro y seis niveles, pero para los de ocho y diez, se consideró que este sistema no es tan factible; sin embargo, estos edificios estuvieron cerca del margen superior (para dar una idea, el edificio de la Torre Mayor construida en la ciudad de México tiene un peso de alrededor de 145 kg/m^2 , y su estructuración es a base de contraventeos en ambos sentidos). Con respecto al peso por unidad de área de cada uno de los edificios, se observó que no existe diferencia significativa entre un diseño correspondiente al factor de comportamiento sísmico $Q = 2$ y otro diseñado con $Q = 3$ como se ilustra en la tabla 1.

Tabla 1. Pesos de cada uno de los edificios

No. niveles	Q	PESO (kg/m^2)	DIFERENCIA (%)
4	2	75.53	4.53
4	3	72.11	
6	2	91.37	4.30
6	3	87.44	
8	2	106.27	5.73
8	3	100.10	
10	2	112.79	5.61
10	3	106.46	

Asimismo, se observó que cuando se diseñó utilizando un factor $Q=2$ los diseños quedaron regidos por los elementos mecánicos demandados, y los desplazamientos máximos estaban muy cercanos a los valores permisibles por el RCDF-2004. En cambio, cuando el diseño se hizo utilizando $Q=3$ los elementos mecánicos demandados eran menores y éste quedaba regido por las distorsiones máximas de entrepiso. Se concluyó que no existe diferencia significativa entre las dimensiones de los elementos para los diseños hechos con $Q=2$ y $Q=3$.

El diseño detallado y las dimensiones finales de las secciones (perfiles IR (IMCA 2004) para traveses y columnas, y perfiles OR (IMCA 2004) para contraventeos (EBF)), se presentan en Díaz González (2006).

ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL DE LOS EDIFICIOS

Para los análisis, se seleccionaron los marcos interiores del sentido longitudinal de los edificios (ejes con letra de la fig. 1). Se consideró que dichos marcos son representativos de esa dirección debido a que se trata de estructuras regulares. Para los análisis se utilizaron valores medios tanto de cargas (Ruiz y Soriano, 2001) como de las propiedades de los materiales (AISC, 1999). En lo que sigue, se definirá con la siguiente nomenclatura a los marcos analizados: MiQj, donde i representa el número de niveles del marco estructural y j el factor de comportamiento sísmico utilizado. Por ejemplo M4Q2, se refiere a un marco de cuatro niveles diseñado con un factor de comportamiento sísmico $Q=2$.

Los marcos se sometieron al análisis de empuje lateral estático no lineal (“push-over”, en inglés) utilizando el programa RUAUMOKO (Carr, 2000). Para el análisis, se consideró un modelo histerético bilineal con 3% de rigidez de post-fluencia (ver fig. 4). El periodo fundamental de vibración (T) de la estructura, su correspondiente coeficiente sísmico (C_y) y el desplazamiento de fluencia (δ_y), se muestran para cada marco en la tabla 2.

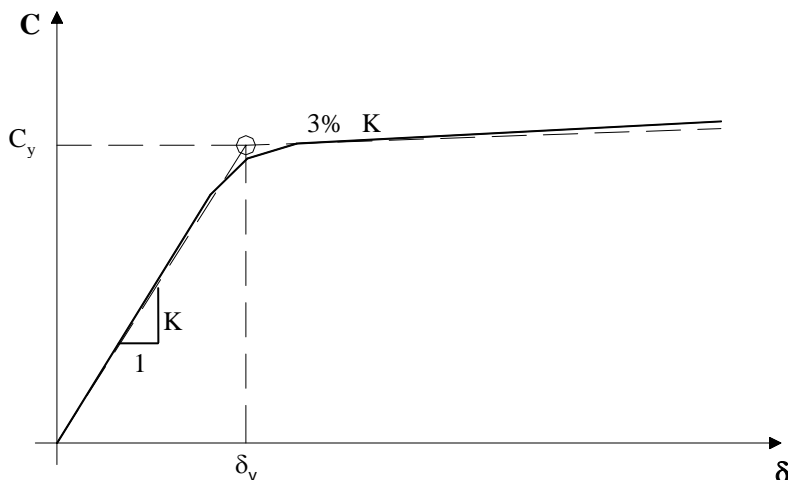


Figura 4. Gráfica coeficiente basal vs desplazamiento de azotea. Modelo de comportamiento bilineal

Tabla 2. Periodo fundamental de vibración, coeficiente sísmico resistente y desplazamiento de fluencia correspondientes a los marcos analizados

Marco	T_o	C_y	δ_y (m)
M4Q2	0.86	0.48	0.125
M4Q3	0.90	0.45	0.136
M6Q2	1.03	0.45	0.170
M6Q3	1.07	0.42	0.174
M8Q2	1.11	0.43	0.186
M8Q3	1.20	0.38	0.192
M10Q2	1.28	0.39	0.216
M10Q3	1.37	0.36	0.226

En la tabla 2, se puede observar que para las estructuras de acero analizadas en este estudio (donde los periodos se encuentran en la meseta del espectro de diseño especificado en el RCDF-2004), el coeficiente sísmico disminuye linealmente al aumentarse el periodo de vibración estructural. Esto se debe, a que al incrementarse la demanda de esfuerzos es mayor la dimensión de los perfiles comerciales adecuados, por lo que se incrementa la rigidez estructural. Debido a esto, el coeficiente sísmico (C_y) y el periodo (T) presentan la relación lineal que se muestra en la fig. 5. Se hace notar que en estructuras de concreto reforzado, la rigidez del sistema no necesariamente indica una relación lineal con su resistencia.

MOVIMIENTOS SÍSMICOS

En el presente estudio, se busca evaluar la tasa media anual con la que un parámetro excede cierto nivel de respuesta sísmica estructural. Este nivel de respuesta sísmica, se presenta cuando la estructura se ve sometida a eventos sísmicos de diferentes intensidades. Por ello, para evaluar la confiabilidad asociada

a cada nivel de respuesta, se debe contar con movimientos sísmicos de distintas intensidades que se esperan en el sitio donde se desplanta la estructura en estudio.

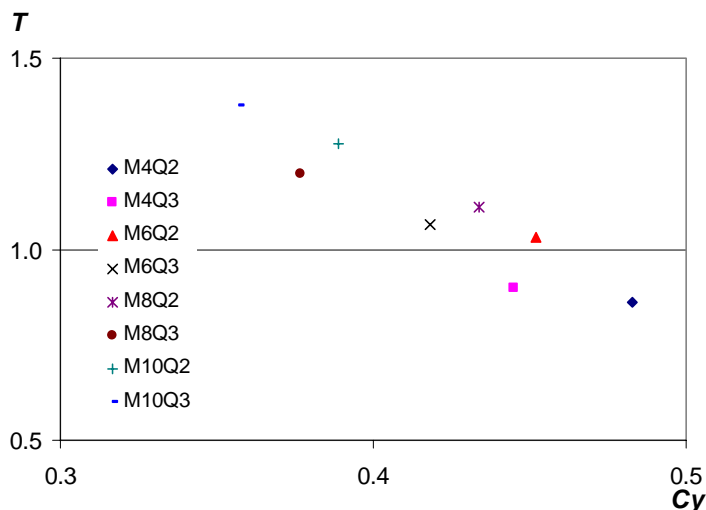


Figura 5. Relación entre coeficiente sísmico y periodo de vibración correspondiente a los edificios en estudio

Se seleccionaron nueve movimientos sísmicos registrados en la zona IIIb del valle de México. Los nueve movimientos corresponden al sismo con epicentro en Colima ocurrido en 1995, con magnitud de 7.4. Este sismo corresponde a uno de los eventos sísmicos de subducción, que son los que más afectan a las estructuras del tipo de las que aquí se analizan (Jaimes y Reinoso, 2006). En la tabla 3 se muestran los datos correspondientes a los registros utilizados.

Tabla 3. Registros sísmicos utilizados en este estudio

Registro	Clave de Estación	Institución encargada	Coordenadas de la Estación		Nombre de la Estación	Aceleración máxima del suelo (cm/s^2)
			Latitud	Longitud		
1	CJ03	FICA	19.41	99.157	CU Juárez	14.4
2	CJ04	IIUNAM	19.41	99.157	Centro urbano Presidente Juárez	15.7
3	CO56	CIRES	19.422	99.159	Córdoba	24.9
4	EJCL	IIUNAM	19.423	99.159	Edif. Jalapa	12.3
5	GA62	CIRES	19.439	99.14	Garibaldi	11
6	LI58	CIRES	19.426	99.157	Liverpool	17.6
7	PE10	CIRES	19.39	99.132	Plutarco Elías Calles	19.2
8	SP51	CIRES	19.366	99.119	Sector Popular	12.9
9	TL08	CIRES	19.45	99.134	Tlatelolco	10.1

Escalamiento de sismos

Con el fin de contar con diferentes intensidades sísmicas, los registros se multiplican por diferentes factores de escala. Dichos factores son la relación que existe entre la pseudoaceleración correspondiente al periodo de vibración del sistema en estudio y la pseudoaceleración correspondiente a la intensidad a la que

se desea escalar el movimiento (Shome y Cornell, 1999; Chan, *et al*, 2005). El factor de escala se multiplica por la historia completa de aceleraciones del registro en estudio. En la fig. 6 se muestran los espectros elásticos correspondientes a un marco estructural con periodo de vibración fundamental $T = 0.90s$ (marco M4Q3), escalados a una pseudoaceleración $S_a = 300$ gals. En la fig. 6 puede observarse que todos los espectros elásticos coinciden en el punto correspondiente al periodo $T = 0.90s$. Se hace notar que los espectros tienen una forma muy similar al ser escalados para el periodo fundamental del marco; las mismas observaciones son válidas para el caso de los otros marcos estudiados.

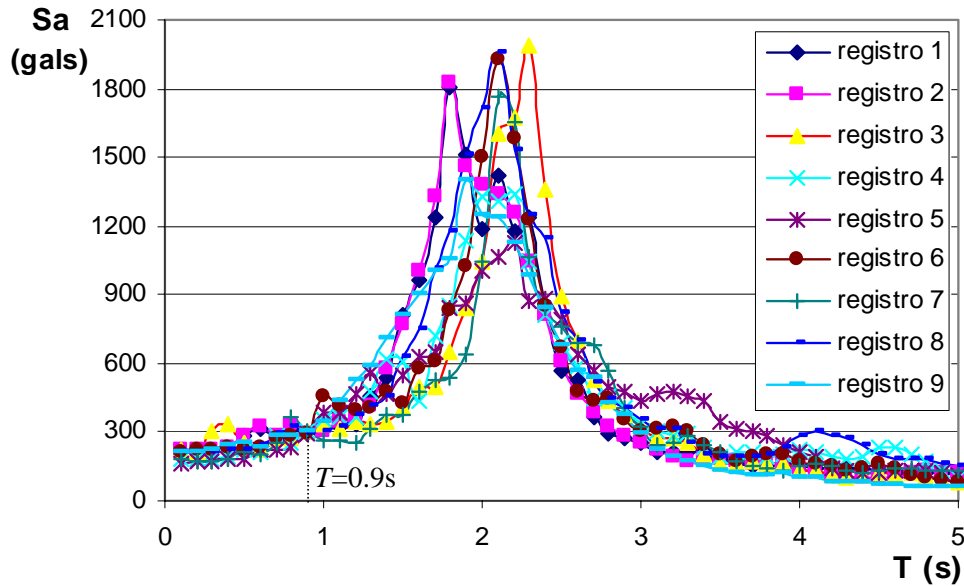


Figura 6. Espectros elásticos de los acelerogramas escalados a $S_a = 300$ gals

CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA ESTRUCTURAL

En esta sección, se presenta la metodología utilizada para evaluar la confiabilidad medida mediante las curvas de peligro de demanda de los edificios, a partir de sus curvas de vulnerabilidad sísmica y de las curvas de peligro sísmico del sitio de interés.

En el estudio, se analizan las respuestas correspondientes tanto a las ductilidades globales máximas como a las distorsiones máximas de entrepiso.

Demandas de ductilidad global en función de la intensidad sísmica

Para estimar las ductilidades globales máximas fue necesario obtener, primero, los desplazamientos máximos de azotea demandados por cada uno de los movimientos sísmicos indicados en la tabla 3, escalados desde una intensidad mínima hasta una de 1500 gals, a cada 100 gals. Para obtener las ductilidades globales máximas demandadas dichos desplazamientos máximos se dividieron entre los desplazamientos de fluencia (δ_y) correspondiente a cada marco (ver tabla 2).

Se consideró que la distribución de ductilidades globales máximas correspondiente a una misma intensidad presenta una función de distribución lognormal (Shome y Cornell, 1999). Para cada nivel de

intensidad se calculó la mediana (D_μ) y la desviación del logaritmo natural de la ductilidad global ($\sigma_{\ln \mu}$) en función de la intensidad, correspondiente a cada marco. Los resultados se muestran en las figs. 7 a 10.

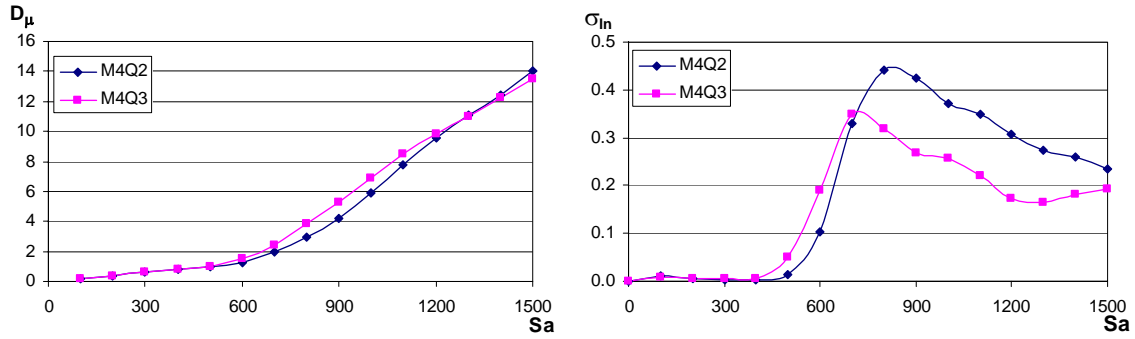


Figura 7. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M4Q2 y M4Q3

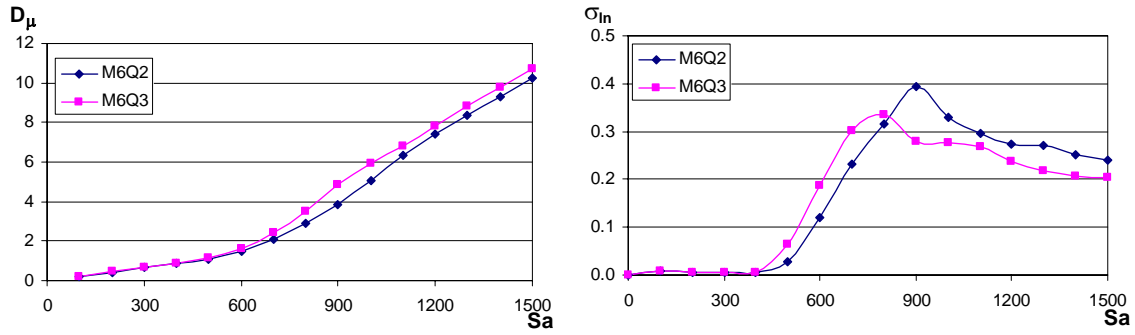


Figura 8. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M6Q2 y M6Q3

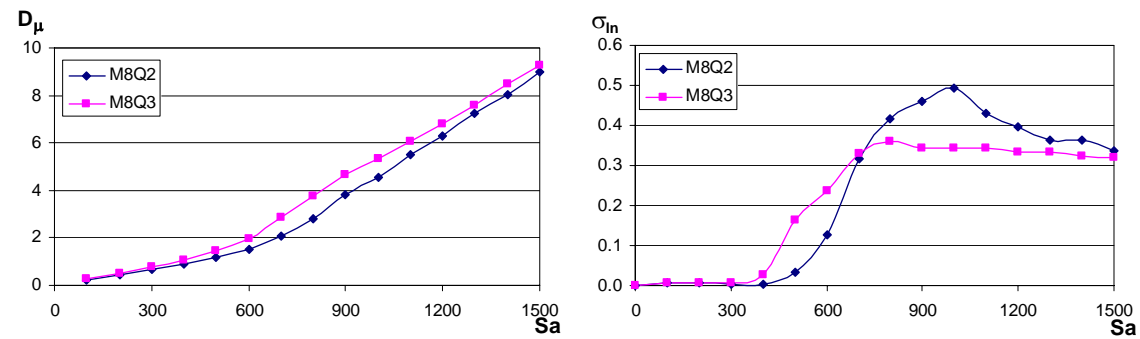


Figura 9. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M8Q2 y M8Q3

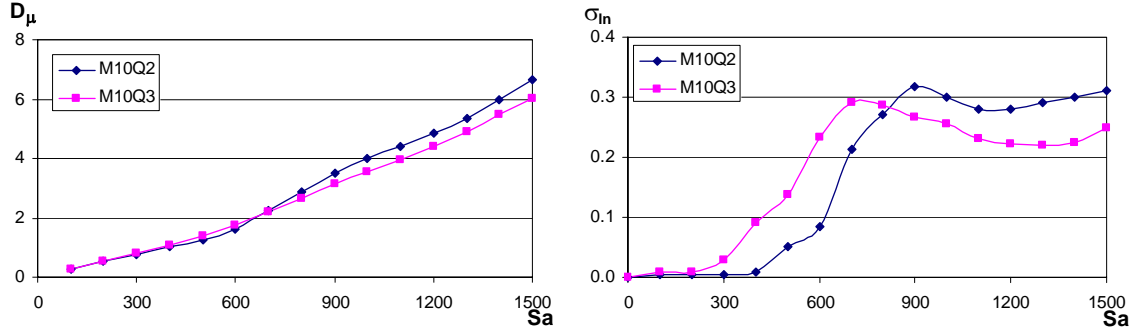


Figura 10. Medianas y desviaciones logarítmicas de las ductilidades para los marcos M10Q2 y M10Q3

En las gráficas que aparecen a la izquierda de las figs. 7 a 10, se observa que el valor de las medianas crece a medida que se incrementa la intensidad del movimiento. Asimismo, se nota que el nivel de respuesta disminuye al incrementarse el número de niveles; es decir, para una misma intensidad (S_a) se desarrollan mayores ductilidades en los edificios de cuatro niveles que en los de diez.

En las gráficas que aparecen a la derecha de las figs. 7 a 10, se advierte que para intensidades pequeñas (donde las estructuras permanecen dentro de su intervalo de comportamiento lineal) todos los sismos demandan aproximadamente el mismo nivel de respuesta global, por lo que es casi nula su desviación estándar ($\sigma_{\ln \mu}$); sin embargo, a medida que la intensidad (S_a) crece, los edificios presentan un comportamiento inelástico no lineal y los valores de ductilidad muestran mayor dispersión (para el mismo nivel de intensidad).

En las figs. 7 a 10 (izquierda), se observa que para edificios de igual número de niveles generalmente las demandas de ductilidad, para un mismo nivel de intensidad, son mayores para los marcos diseñados con $Q=3$ que para los diseñados con $Q=2$. Esto parece razonable ya que los marcos diseñados con $Q=3$ tienen menor resistencia. Sin embargo, no ocurre lo mismo para los marcos de 10 niveles donde el diseño hecho con $Q=3$ presenta una mayor demanda de ductilidad para niveles de no linealidad pequeños, pero a medida que se incrementa la intensidad, y por tanto, el grado de no linealidad, la estructura diseñada con $Q=2$ presenta demandas de ductilidad mayores que los diseños hechos con $Q=3$. Esto se trata de explicar en los siguientes párrafos mediante el concepto de espectro de energía histerética disipada.

Las ordenadas de un espectro de energía histerética normalizada con respecto a su masa (E_H / m) proporcionan información sobre la cantidad de energía que disipa un S1GDL con cierto periodo de vibración (T) que demanda cierto nivel de ductilidad (μ). Terán-Gilmore (2001) hace ver que los daños provocados por el sismo de 1985 en la zona de terreno blando de la ciudad de México presentan mayor correlación con los espectros de energía histerética disipada que con los espectros de pseudoaceleración o con los de desplazamientos.

En la fig. 11 se muestran los espectros promedio de energía histerética disipada de los nueve movimientos mencionados en la tabla 3 para distintos valores de ductilidad (μ). El eje horizontal de dicha figura corresponde al periodo de vibración (T) de un S1GDL normalizado con respecto al periodo dominante del movimiento ($T_s = 2s$). La fig. 11 señala que para relaciones de periodos $T/T_s < 0.9s$ las ordenadas espectrales correspondientes a $\mu = 3$ son mayores que las asociadas al espectro correspondiente

a $\mu = 2$. Sin embargo, para relaciones de periodos $T/T_s > 0.9$ sucede lo contrario. Lo anterior trata de explicar el comportamiento de las curvas de la fig. 10, donde la demanda correspondiente al diseño con $Q = 2$ es menor que la correspondiente al diseño con $Q = 3$ para los marcos con periodos de vibración más pequeños; no obstante, sucede lo contrario para el marco de diez niveles el cual presenta un periodo de vibración mayor (cercano al periodo espectral dominante).

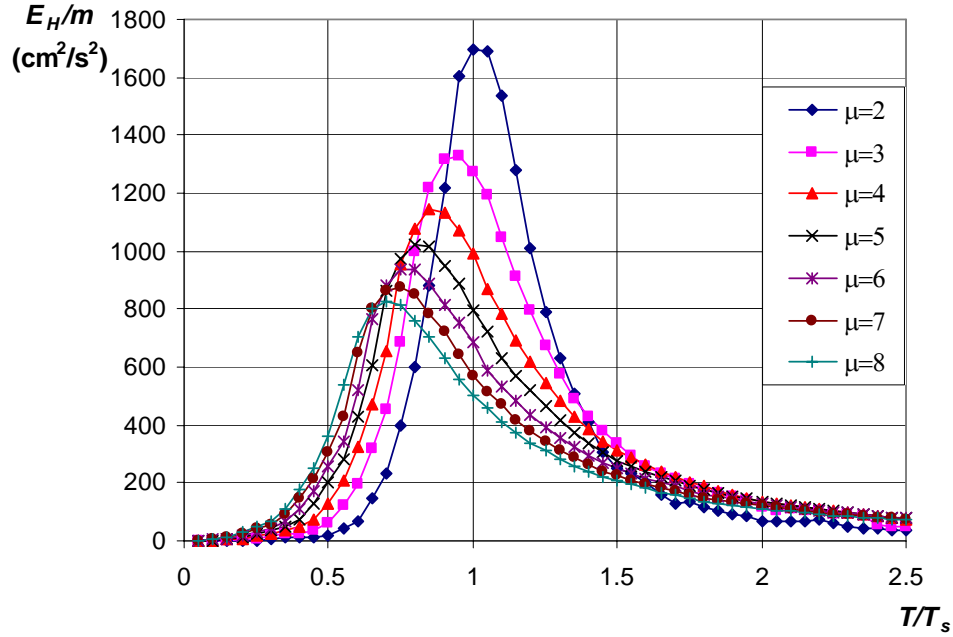


Figura 11. Promedio de espectros de energía disipada normalizada con respecto a la masa $T_s = 2s$

Curvas de vulnerabilidad sísmica

En este estudio, primero se obtuvieron curvas de peligro de demanda de ductilidad máxima global y posteriormente las de desplazamientos máximos de entrepiso. En ambos casos, se supuso que la respuesta máxima para cierta intensidad tiene una función de distribución lognormal (Shome y Cornell, 1999).

Sobre esta suposición, se obtienen un conjunto de puntos que definen la probabilidad (P) de que la respuesta máxima μ_{\max} sea mayor que cierto valor μ_g , dada una intensidad S_a

$$P(\mu_{\max} \geq \mu_g | S_a) \quad (1)$$

Posteriormente, se ajustan los parámetros de la siguiente expresión que define las curvas de vulnerabilidad sísmica

$$P(\mu_{\max} \geq \mu | S_a) = 1 - 0.1 \left(\frac{S_a / g}{a} \right)^b \quad (2)$$

Las curvas de vulnerabilidad correspondientes a ductilidades globales que se obtuvieron con este procedimiento (Díaz-González, 2006), indican que a medida que crece el número de niveles la separación

entre dichas curvas (correspondientes a ductilidades entre 1 y 6) se incrementa. Debido a lo anterior, la probabilidad de exceder cierta ductilidad (μ) para niveles altos de intensidad sísmica es mayor para el edificio de cuatro niveles que para el de diez. Como ejemplo de lo anterior, la tabla 4 presenta la probabilidad de exceder una ductilidad de cuatro correspondiente a cada uno de los edificios en estudio, dada una intensidad $S_a = 900$ gals. En la misma tabla 4, se observa que la probabilidad de exceder esa ductilidad es diferente para edificios diseñados con distinto valor de Q aunque se trate de edificios con el mismo número de niveles, excepto para el edificio de diez niveles en el cual ocurre un fenómeno similar al que se explicó en la sección anterior.

Tabla 4. Probabilidad de exceder $\mu = 4$ con un nivel de intensidad $S_a = 900$ gals

Marco	$P(\mu_{max} > 4 900)$
M4Q2	0.53
M4Q3	0.87
M6Q2	0.43
M6Q3	0.75
M8Q2	0.38
M8Q3	0.62
M10Q2	0.29
M10Q3	0.18

Curvas de peligro de demanda de ductilidad global

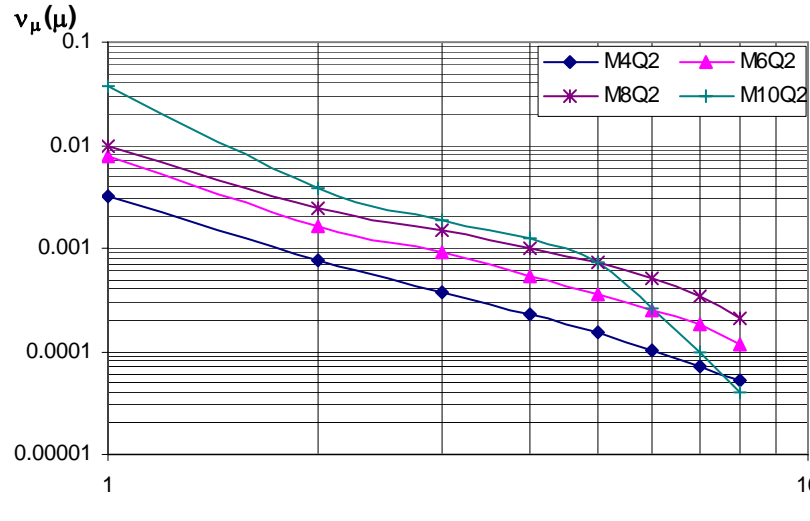
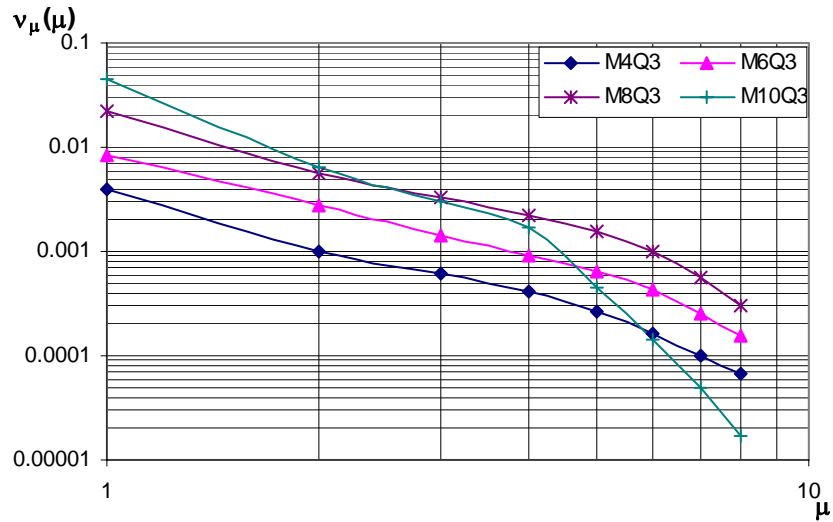
La curva de peligro de demanda para cada uno de los ocho marcos se obtuvo utilizando la siguiente expresión (Esteve, 1967; Cornell, 1968)

$$\nu_{\mu}(\mu) = \int \left| \frac{d\nu(S_a)}{dS_a} \right| P(\mu_{max} > \mu | S_a) dS_a \quad (3)$$

donde

- μ_{max} representa el parámetro considerado
- $\nu_{\mu}(\mu)$ número de veces por año que se excede el parámetro μ
- S_a pseudoaceleración
- $P(\mu_{max} > \mu | S_a)$ probabilidad de que el valor μ_{max} en una estructura exceda μ , dada una intensidad (curva de vulnerabilidad)
- $\nu(S_a)$ número de veces por año que ocurre una intensidad mayor que S_a . Este parámetro representa la curva de peligro sísmico del sitio de interés. En este estudio, se utilizaron las curvas de peligro sísmico para el sitio SCT propuestas por Alamilla (2001). Éstas se transformaron para amortiguamiento $\xi = 3\%$ según Esteve (1976)

Las figs. 12 y 13 muestran las curvas de peligro de demanda de ductilidad global correspondiente a los marcos diseñados con Q = 2 y con Q = 3, respectivamente.

Figura 12. Curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los marcos ($Q = 2$)Figura 13. Curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los marcos ($Q = 3$)

En las figs. 12 y 13, se observa que el edificio de diez niveles presenta tasas de excedencia mayores que los demás edificios para niveles de ductilidad (μ) pequeños (asociados a intensidades bajas vinculadas a un estado límite de servicio). Esto se debe a que las ordenadas espectrales lineales son mayores para un sistema con periodo de vibración igual a 1.37s (correspondiente al edificio de 10 niveles) que para sistemas con periodos de vibración más pequeños (correspondientes a los demás edificios).

Por otro lado, las figs. 12 y 13 muestran que el edificio de diez niveles presenta tasas de excedencia menores que los otros edificios para demandas máximas de ductilidad (μ) altas (correspondientes a intensidades elevadas, asociadas a un estado límite cercano al colapso). Esto en parte es debido, a que el desplazamiento de fluencia (δ_y) del marco de diez niveles es mayor que el de los otros marcos (ver tabla 2), y por otro lado, a que el edificio de diez niveles presenta el fenómeno de “ablandamiento” estructural de manera menos significativa que los otros tres marcos. Esto último trata de explicarse mediante las figs. 14 a 16. Éstas presentan las relaciones coeficiente sísmico basal resistente (C_b) vs distorsión de azotea

(δ/H) de los marcos en estudio cuando se someten al registro 2. Las curvas del lado izquierdo en las figs. 14 a 16 corresponden a la respuesta de la estructura cuando se somete al registro escalado (para el periodo del edificio T) correspondiente a un periodo de recurrencia de 133.33 años. Las gráficas que se encuentran a la derecha, corresponden al sistema cuando se somete al mismo registro pero escalado a un periodo de recurrencia de 2272.7 años. En las figuras de la derecha se indica, además, la demanda de ductilidad máxima global (μ_{\max}) del sistema.

En todos los casos las curvas asociadas al registro escalado a $\nu_1(S_a)$ (a la izquierda de las figuras), indican que el sistema demanda un nivel de ductilidad muy bajo (o nulo), mientras que el mismo sistema presenta una demanda de ductilidad mayor cuando la intensidad corresponde a $\nu_2(S_a)$ (ver gráficas a la derecha); sin embargo, es notorio que cuando se trata del marco M10Q3 (fig. 16), que tiene un periodo de vibración más cercano al periodo dominante $T_s = 2s$, la distorsión global de azotea (así como la demanda de ductilidad global) que ocurre al incrementar la intensidad correspondiente de $\nu_1(S_a)$ a $\nu_2(S_a)$ no resulta tan grande como la que se presentan en los marcos M6Q3 y M8Q3 (comparar las gráficas que están a la derecha de las figs. 14 a 16). Debido a lo anterior, el marco de diez niveles muestra el fenómeno de “ablandamiento” estructural en menor medida que los otros marcos.

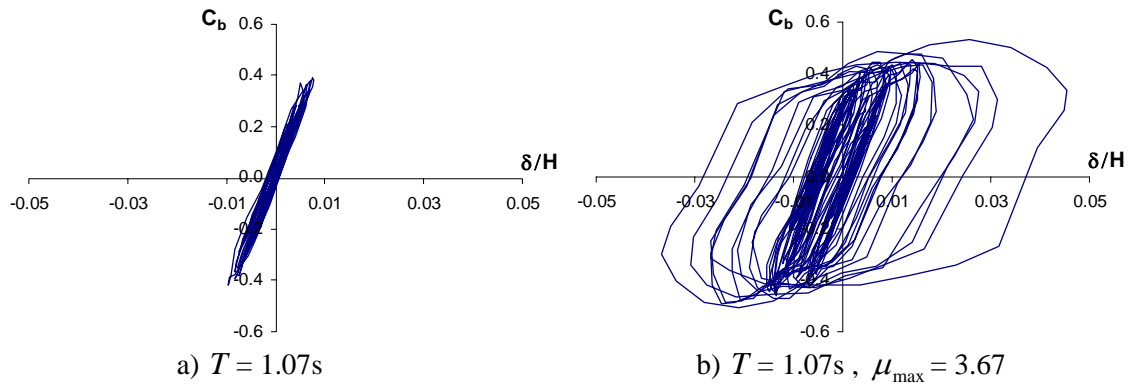


Figura 14. Curvas histeréticas correspondientes al marco M6Q3

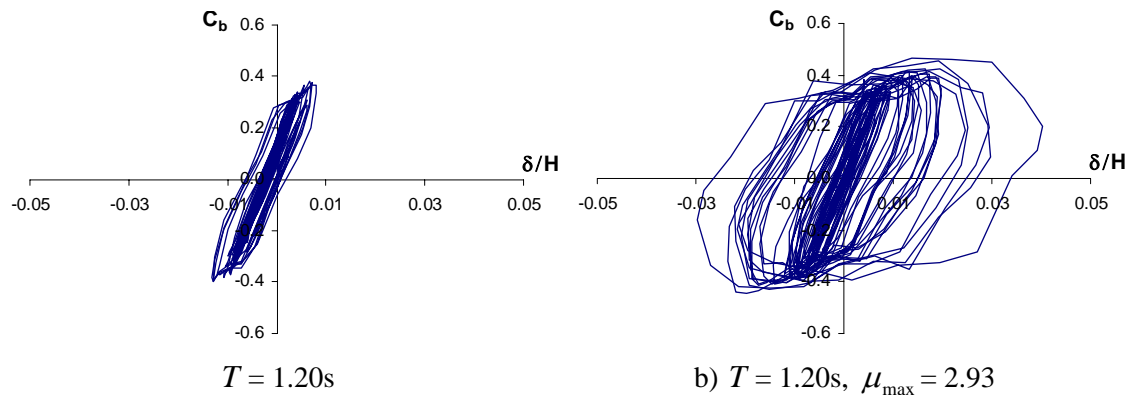


Figura 15. Curvas histeréticas correspondientes al marco M8Q3

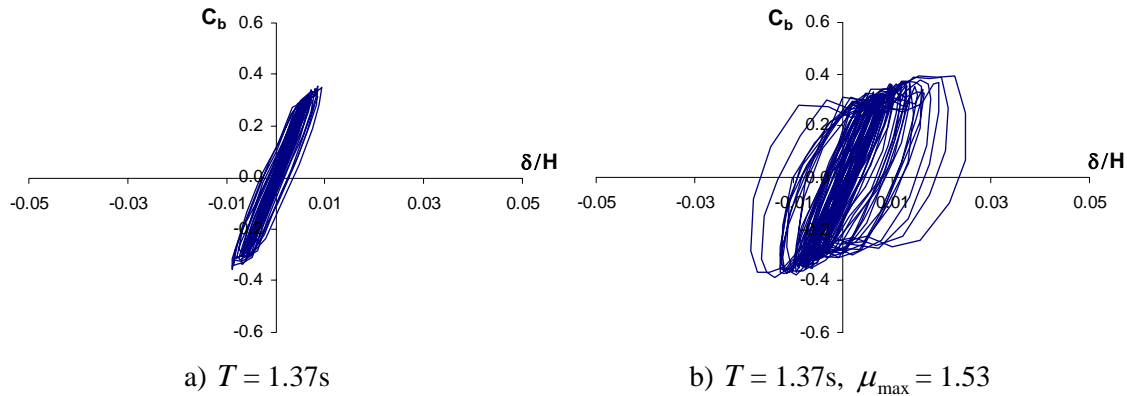


Figura 16. Curvas histeréticas correspondientes al marco M10Q3

CURVAS DE PELIGRO DE DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO

Con base en la ec. 3, también se obtuvieron curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso (γ) de los ocho marcos de acero (en este caso el parámetro μ se sustituye por γ en la ec. 3. La fig. 17a ilustra las curvas correspondientes a los marcos diseñados con $Q = 2$, y la 17b las correspondientes a $Q = 3$.

Las figs. 17a y 17b indican que la tasa de excedencia anual para un valor de distorsión máxima de $\gamma = 0.004$, se encuentra entre 0.045 y 0.11 (que corresponden a periodos de retorno T_R entre 9 y 22 años) para los edificios diseñados con $Q = 2$, y entre 0.06 y 0.14 (o sea $7 < T_R < 16$ años) para los edificios diseñados con $Q = 3$.

Por otro lado, la correspondiente tasa de excedencia anual para una distorsión máxima de $\gamma = 0.03$ para los edificios diseñados con $Q = 2$ se encuentra entre 0.0003 y 0.001 (o sea $1000 < T_R < 3333$ años).

COMPARACIÓN DE CURVAS DE DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO DE MARCOS DE ACERO CON MARCOS DE CONCRETO REFORZADO

A continuación, se presentan y comparan los resultados de los marcos de acero diseñados con $Q = 3$ con curvas de peligro de distorsiones máximas de entrepiso de tres marcos de concreto reforzado (C/R) que se ubican en el sitio SCT (zona IIIb), diseñados de acuerdo con el RCDF-2004 ($Q = 3$) (Proyect S. C., 2004, García Jarque Ingenieros, S. C., 2004, Alonso y Asociados, S. C., 2004, Ruiz, 2005, Montiel y Ruiz, 2007). En todos los casos se utilizaron valores medios, tanto para las cargas, como para las propiedades de los materiales.

Los periodos fundamentales de los marcos de C/R de cinco (M5Q3), diez (M10Q3) y quince niveles (M15Q3) son 0.67s, 1.17s y 1.65s, respectivamente (Montiel, 2006).

La fig. 18 muestra que los edificios de acero y de concreto reforzado (C/R) con periodos fundamentales medios de vibración entre 0.9s y 1.37s presentan tasas anuales de excedencia de distorsión máxima con tendencias similares. La tabla 5 indica los intervalos de las tasas anuales de excedencia de distorsiones máximas $\gamma = 0.004$, 0.02 y 0.03 asociadas a los estados límite de servicio, seguridad de vidas y cercano al colapso del grupo de edificios de acero analizados en este estudio. Nótese que la tabla no

incluye valores correspondientes a los marcos de concreto reforzado M5Q3, M10Q3 y M15Q3. Los resultados de estos se discuten en lo que sigue.

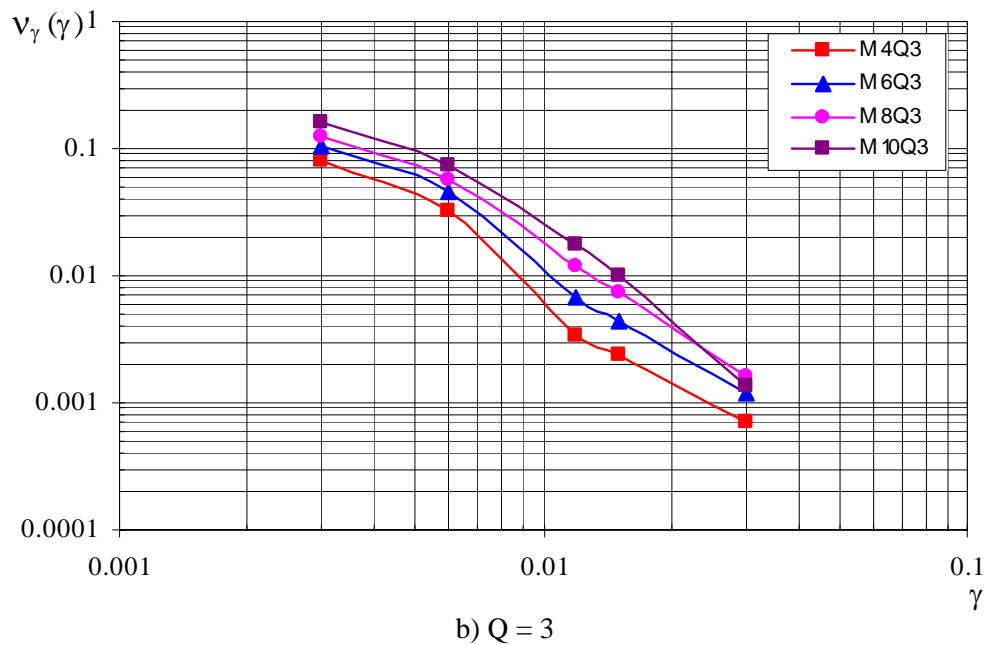
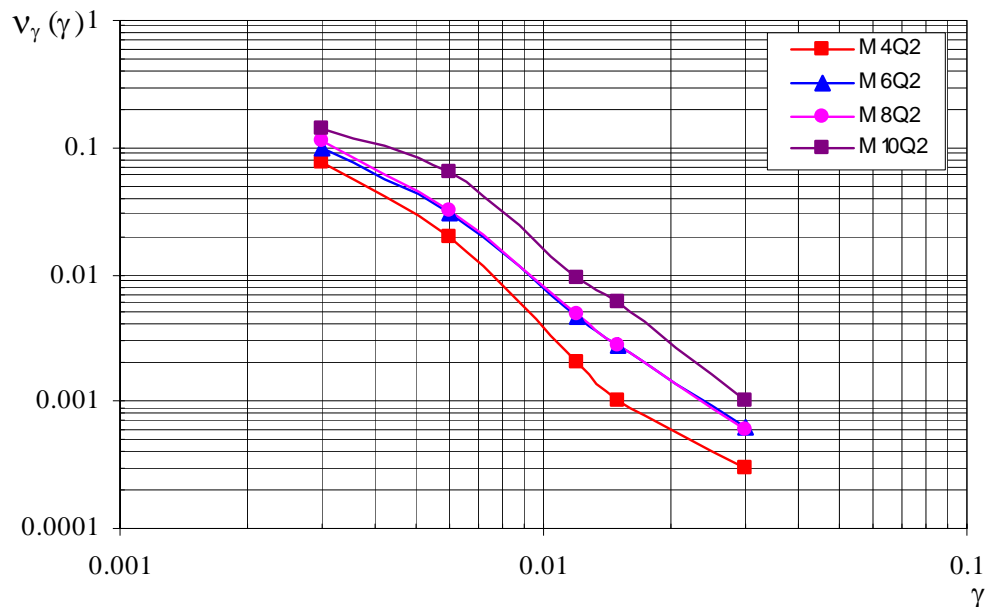


Figura 17. Curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso de los marcos de acero

La fig. 18 muestra que los edificios de concreto reforzado M5Q3 y M15Q3 que tienen periodos que se encuentran fuera del intervalo $0.9s \leq T_0 \leq 1.37s$ presentan tasas de falla diferentes a las que se indican en la tabla 5.

El edificio de cinco niveles de concreto reforzado (M5Q3) con periodo fundamental de vibración igual a 0.67s presenta tasas anuales de excedencia que son menores que todas las del conjunto de edificios en estudio. Esto puede deberse a que su periodo es corto, por lo que las cargas gravitacionales (en lugar de las cargas por sismo) rigieron su diseño.

Por otro lado, el edificio de 15 niveles de C/R con periodo fundamental de vibración igual a 1.65s (que es el mayor de los periodos analizados en este estudio) presenta una tasa anual de excedencia para la distorsión correspondiente al estado límite de servicio mayor que las de los demás edificios (esto se debe a que en edificios altos y esbeltos frecuentemente rige la condición correspondiente al estado límite de servicio). Para el caso del estado límite cercano al colapso ($\gamma = 0.03$), la tasa anual de excedencia es menor para este edificio de 15 niveles que para el conjunto de edificios de acero que tienen periodos $0.9s \leq T_0 \leq 1.37s$; es decir, para el estado límite de colapso el marco M15Q3 resulta más confiable que el conjunto de edificios de acero. La razón de esto último es la misma que se explicó anteriormente sobre la tendencia de las curvas de peligro que se presentan en las figs. 12 y 13 y su relación con las figs. 14 a 16, por lo que aquí no se repite.

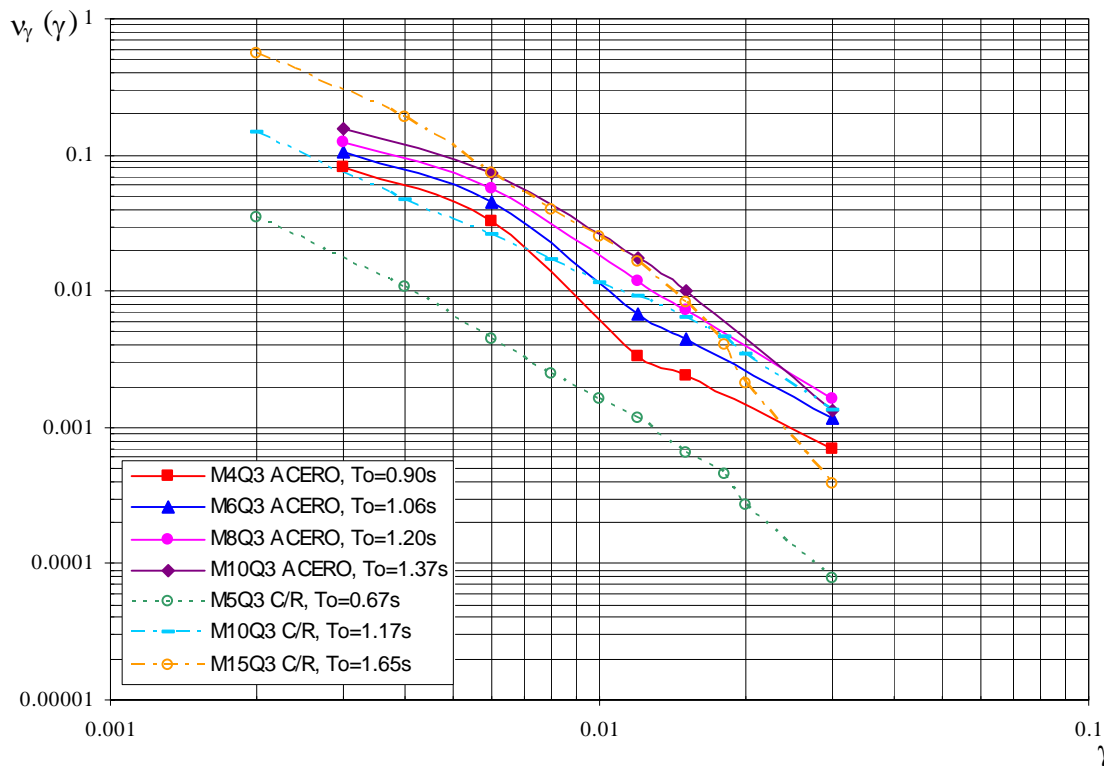
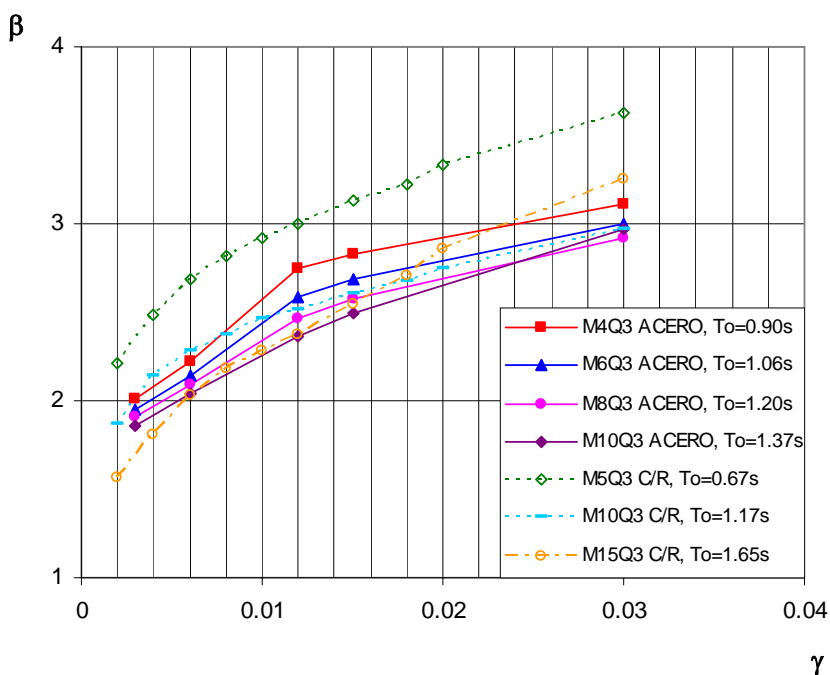


Figura 18. Curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso para los cuatro marcos de acero y tres de concreto reforzado, diseñados con $Q = 3$ (RCDF-2004)

Tabla 5. Intervalos de tasas de excedencia para tres estados límite

Estado límite	Distorsión máx de excedencia	Intervalo de tasa anual de excedencia	Intervalo de periodo de recurrencia (años)
Servicio	0.004	$0.05 \leq \nu_\gamma(\gamma) \leq 0.12$	$8 \leq T_R \leq 20$
Seguridad de vidas	0.02	$0.0013 \leq \nu_\gamma(\gamma) \leq 0.0045$	$222 \leq T_R \leq 769$
Cercano al colapso	0.03	$0.0007 \leq \nu_\gamma(\gamma) \leq 0.0018$	$556 \leq T_R \leq 1429$

En algunos casos, resulta más conveniente interpretar los resultados de la fig. 18 en términos del índice β propuesto por el Profesor Cornell (1969) o de la probabilidad de excedencia para un intervalo dado de tiempo. Por esta razón, en este trabajo se incluyen las gráficas en términos de estos parámetros. Para el caso de los resultados en términos de β (fig. 19), se utilizó la expresión propuesta por Rosenblueth y Esteva (1972). Por otro lado, los resultados en términos de probabilidad de excedencia de la distorsión máxima de entrepiso (γ) en 50 años, se ilustran en la fig. 20. Los comentarios sobre las figs. 19 y 20 son similares a los que se mencionaron con respecto a la fig. 18.


 Figura 19. Valores de β para los cuatro marcos de acero y tres de concreto reforzado, diseñados con $Q = 3$ (RCDF-2004)

COMPARACIÓN DE CURVAS DE DISTORSIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO DE MARCOS DE ACERO DISEÑADOS CON EL RCDF Y CON EL UBC

El objetivo es revisar los niveles de confiabilidad implícitos en las estructuras diseñadas con el RCDF-2004 con respecto a otros códigos de diseño en el mundo. En la siguiente parte, se comparan las curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso obtenidas para los marcos de acero aquí estudiados, con las de diseños de estructuras de acero alcanzados con el Uniform Building Code (UBC-1988), analizados por

Wen (1995). En la fig. 21 se ilustran las curvas correspondientes a los diseños de marcos M4Q2, M4Q3, M6Q2 y M6Q3 y a dos diseños de marcos estructurales de acero de cinco niveles obtenidos con el UBC. En el caso de los diseños con el UBC, estos se realizaron para los sitios de Los Ángeles (LA) e Imperial Valley (IV), cuya nomenclatura en la fig. 19 corresponde a M5 LA y M5 IV. Se hace notar que la comparación se hace solamente con marcos de aproximadamente igual número de niveles.

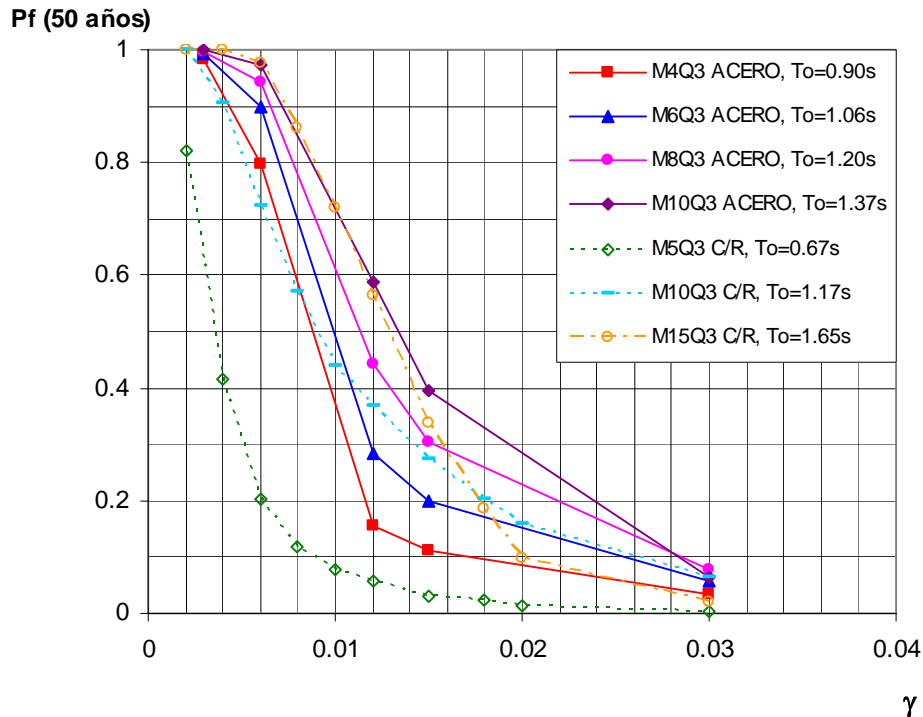


Figura 20. Valores de probabilidad de excedencia en 50 años para los cuatro marcos de acero y tres de concreto reforzado, diseñados con $Q = 3$ (RCDF-2004)

La fig. 21 muestra que para estados límite de seguridad, los diseños obtenidos con el RCDF-2004 resultan en niveles de confiabilidad menores que en el caso del diseño alcanzado para el sitio de Los Ángeles. Sin embargo, aun cuando no se ilustran valores de tasas de falla para el caso de distorsiones pequeñas en el diseño del sitio de Imperial Valley, la tendencia de la gráfica resulta en tasas de falla mayores para el caso del estado límite de servicio comparada con los logrados con el RCDF-2004.

Para el estado límite de seguridad, tanto los diseños para la ciudad de México como para California resultan en valores bastante similares, especialmente para el diseño M4Q2 y los diseños para California. En general, se observa que los niveles de confiabilidad implícitos en diseños obtenidos con el código mexicano, se encuentran entre los alcanzados para los sitios de Los Ángeles (LA) e Imperial Valley (IV). Se hace ver que, los niveles de confiabilidad de todos los diseños aquí presentados obtenidos con el RCDF-2004 resultan bastante consistentes; sin embargo, no sucede lo mismo para el caso de los diseños ubicados en LA e IV, debido a la diferencia del peligro sísmico de esos dos sitios (Wen, 1995).

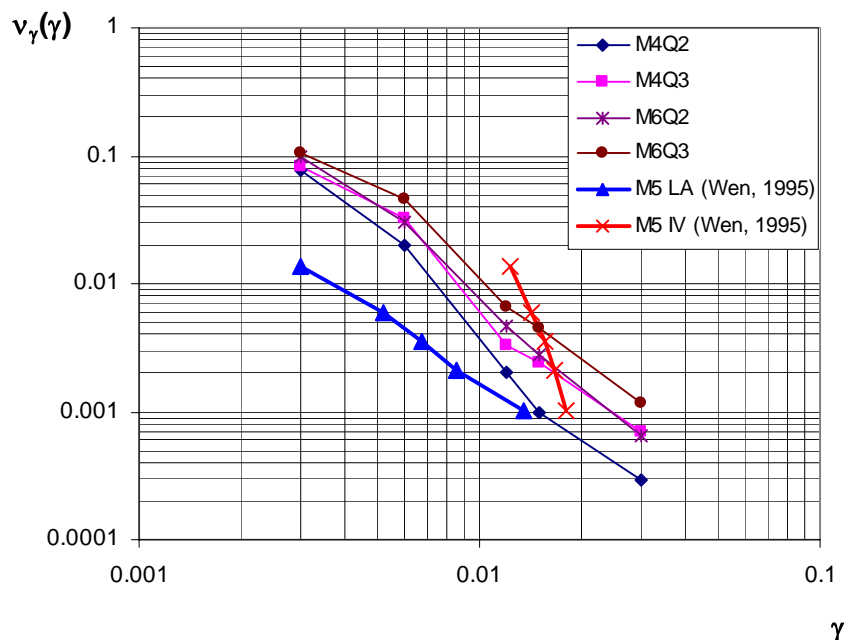


Figura 21. Comparación entre curvas de peligro de distorsión máxima de entrepiso para el RCDF-2004 y el UBC-1988 en marcos de acero

CURVAS DE PELIGRO DE DEMANDA DE DUCTILIDAD GLOBAL PARA S1GDL EQUIVALENTES

En esta parte del estudio, se obtienen curvas de demanda de ductilidad global correspondientes a los sistemas equivalentes de un grado de libertad (S1GDL) de los ocho marcos de acero en estudio. Para ello, se utilizó el programa de cómputo EBMENERGIA (2003).

Las condiciones que se establecen para los S1GDL son que su coeficiente sísmico de fluencia C_y , su periodo fundamental de vibración T , y su porcentaje de amortiguamiento crítico ξ sean los mismos que los de los edificios de acero (SMGDL).

En las figs. 22a a 22d se muestran las curvas de peligro de demanda de ductilidad global de los ocho marcos que representan a los edificios (M4Q2, M4Q3, M6Q2, M6Q3, M8Q2, M8Q3, M10Q2 y M10Q3) y las correspondientes a sus S1GDL equivalentes (s1M4Q2, s1M4Q3, s1M6Q2, s1M6Q3, s1M8Q2, s1M8Q3, s1M10Q2 y s1M10Q3). En estas figuras, se observa que la demanda máxima de ductilidad de los S1GDL sujetos a intensidades pequeñas y moderadas (demandas de ductilidad bajas) es en general mayor que la de los SMGDL. En parte esto se debe, a que los desplazamientos de fluencia (δ_y) de los S1GDL resultan menores que los correspondientes a los SMGDL (ver tabla 2) debido a que el punto de fluencia del S1GDL se asocia al punto donde se termina su comportamiento elástico, mientras en los SMGDL el punto de fluencia es aquel que representa la fluencia de cierto número de elementos.

Por otro lado, la demanda máxima de ductilidad de los S1GDL sujetos a intensidades grandes (demandas de ductilidad altas) es en general menor que la de los SMGDL para los marcos de seis y de ocho niveles, pero mayor para los de cuatro y diez niveles.

FUNCIÓN DE TRANSFORMACIÓN

La probabilidad anual de falla de un sistema de MGDL puede estimarse si se conoce la probabilidad anual de falla de su S1GDL equivalente. Para ello, es necesario conocer la función de transformación (FT) entre la respuesta de uno y otro sistema, correspondiente a la tasa de falla que interese.

En estudios previos, se han calculado funciones de transformación que relacionan las repuestas máximas entre marcos estructurales de MGDL y S1GDL en términos de distintos parámetros de excedencia (Inoue y Cornell, 1991; Esteva *et al*, 2005; Bojórquez, *et al*, 2005) para una misma tasa de excedencia. Sin embargo, hasta ahora no se ha obtenido ninguna función de transformación que relacione las respuestas en términos de ductilidades máximas globales y que sean aplicables a edificios de mediana altura ubicados en la zona blanda de la ciudad de México.

En la fig. 23 se muestran los factores de transformación FT_μ asociados a diferentes niveles de tasas de excedencia de ductilidad máxima global $v_\mu(\mu)$. Dichos factores, se obtienen dividiendo los valores de las curvas de peligro de demanda correspondientes al SMGDG entre la de su S1GDL equivalente, para una misma tasa de excedencia. A partir de los datos de la fig. 19, se obtiene que la función es independiente de la tasa anual de excedencia $v_\mu(\mu)$. Dicha función resulta constante y es

$$FT_\mu = \frac{\mu_{SMGDG}}{\mu_{S1GDL}} = 0.912 \quad (4)$$

En la fig. 23, se puede observar que existe mayor dispersión de datos para niveles de tasa anual de excedencia ($v_\mu(\mu)$) menores que 0.001 donde los sistemas presentan un comportamiento inelástico importante (debido a que corresponden a intensidades sísmicas altas). La fig. 24 muestra que el coeficiente de variación (C_v) de los factores de transformación FT_μ es muy cercano a 0.13, que es un valor pequeño.

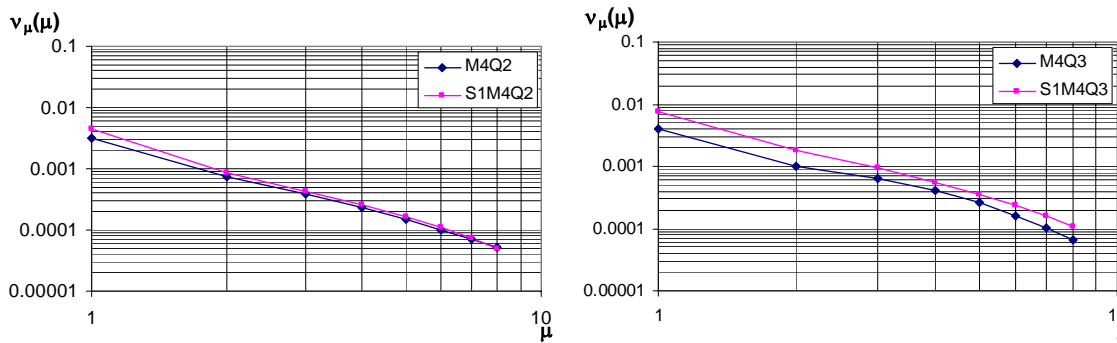


Figura 22a. Curva de peligro de demanda de los marcos de 4 niveles y de sus respectivos S1GDL

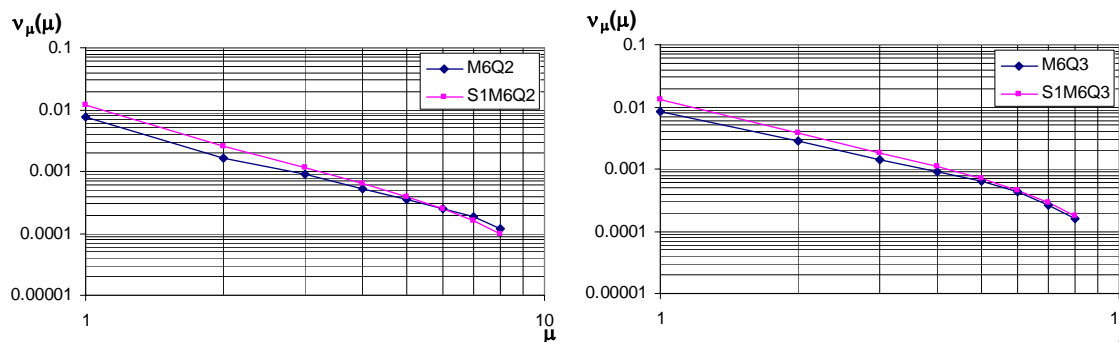


Figura 22b. Curva de peligro de demanda de los marcos de 6 niveles y de sus respectivos S1GDL

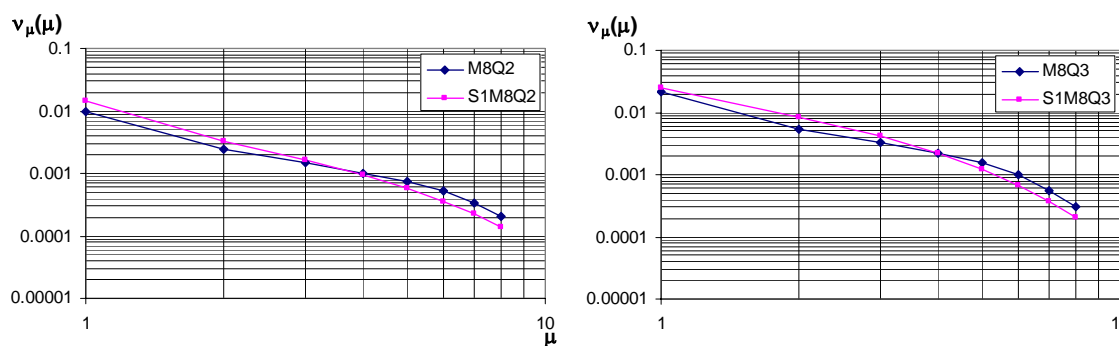


Figura 22c. Curva de peligro de demanda de los marcos de 8 niveles y de sus respectivos S1GDL

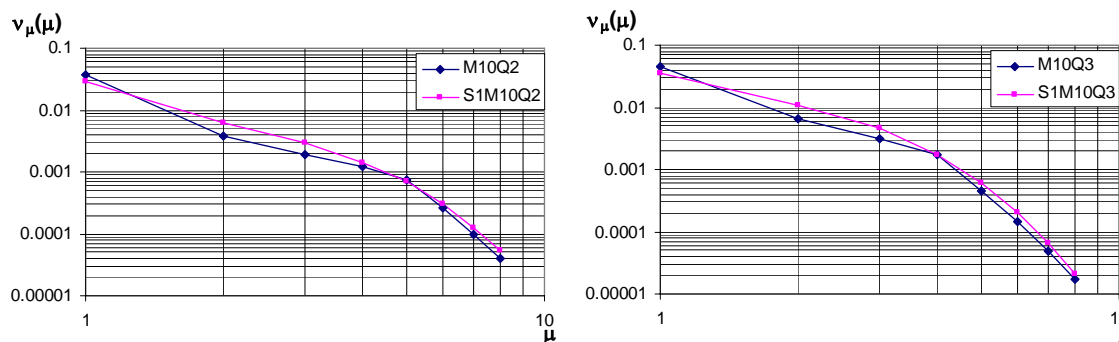


Figura 22d. Curva de peligro de demanda de los marcos de 10 niveles y de sus respectivos S1GDL

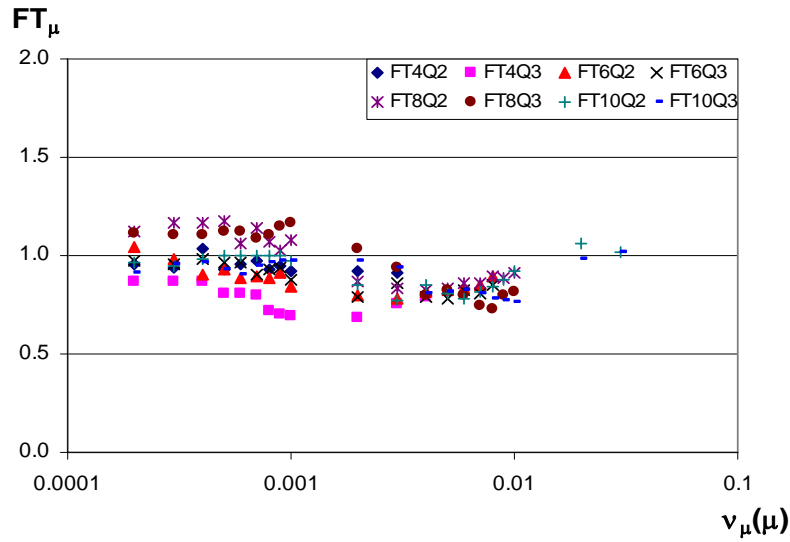


Figura 23. Factores de transformación (FT) asociados a distintas tasas de excedencia

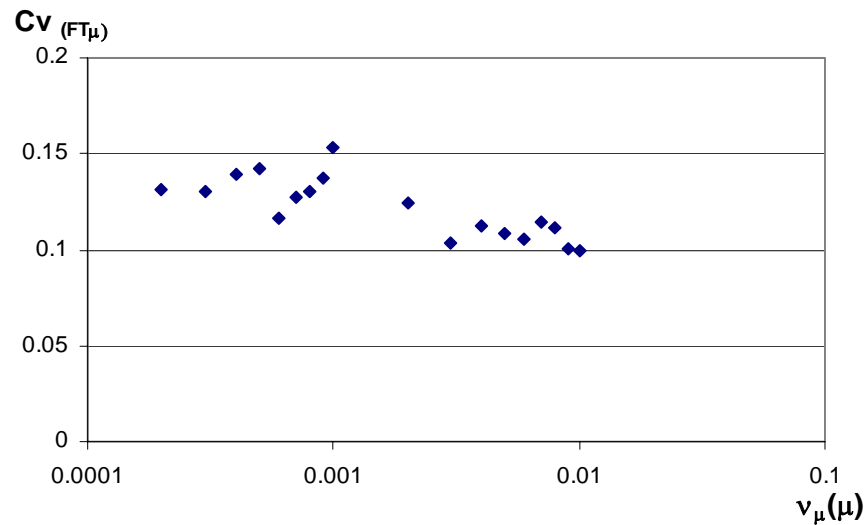


Figura 24. Coeficiente de variación de los FT_μ asociados a distintas tasas de excedencia

CONCLUSIONES

Del análisis de los edificios se concluye lo siguiente:

Sobre el diseño de los edificios

Durante el diseño de los edificios de acero de cuatro, seis, ocho y diez niveles pudo constatar que la diferencia del peso por unidad de área de los edificios diseñados con un comportamiento sísmico $Q = 2$ y $Q = 3$ no es significativa. La tabla 1 muestra que las diferencias son muy pequeñas y que oscilan entre 4.3% y 5.7%.

Sobre la confiabilidad de los edificios

La tasa anual de excedencia de los edificios de igual altura diseñados con $Q = 3$ es más alta que la correspondiente a edificios diseñados con $Q = 2$, excepto para el edificio que presenta el periodo de vibración más cercano al dominante del movimiento (T_s), el cual es el edificio de diez niveles, donde esta tendencia se invierte para demandas de ductilidad altas (mayores que 4.5). Esto último, se debe a que los sistemas con periodos cercanos al dominante del terreno presentan mayor energía disipada para demandas de ductilidad $Q=2$ que para demandas de ductilidad $Q=3$, como se ilustra en la fig. 11.

La tasa anual de excedencia tanto de ductilidad global como de distorsiones máximas de entrepiso, asociada a intensidades sísmicas pequeñas (estado límite de servicio), aumenta conforme aumenta el periodo de vibración de los edificios. Esto es debido a que a medida que aumenta el periodo de vibración también aumenta la ordenada espectral lineal del movimiento (puesto que los periodos de los edificios se encuentran en la rama ascendente del espectro correspondiente).

Para intensidades sísmicas altas (estado límite cercano al colapso) el razonamiento anterior ya no es válido debido al comportamiento inelástico de las estructuras. En este caso, las tasas anuales de excedencia de cierta respuesta crecen conforme aumenta el periodo y el “ablandamiento” de las estructuras sigue una tendencia similar, pero cuando esta tendencia cambia (como ocurre en el edificio de diez niveles, ver fig. 16), las tasas de falla se reducen en vez de aumentar. En relación con la tasa de excedencia de la ductilidad global, también influye el hecho de que el desplazamiento global de fluencia es mayor en los edificios de diez niveles que en los marcos de menor altura.

En este estudio, se proporciona una idea sobre la confiabilidad sísmica y, en especial, sobre los intervalos de tasas anuales de excedencia de distorsiones máximas de entrepiso, para diseños hechos con el RCDF-2004 de estructuras de mediana altura ubicadas en la zona IIb del valle de México. Esta es la primera vez que se evalúa la tasa anual de excedencia de la distorsión máxima de entrepiso y de la demanda de ductilidad máxima global de edificios diseñados por firmas de ingeniería en México. Los valores de dichas tasas de excedencia se compararon con otras obtenidas para marcos de acero diseñados con el reglamento estadounidense Uniform Building Code (UBC-1988). Se observó que la confiabilidad implícita en estructuras de acero diseñadas con el código mexicano se encuentra entre las que corresponden a edificios diseñados con el UBC-1988 (Wen, 1995).

Sobre los sistema de un grado de libertad equivalentes

Es una realidad que el uso de modelos simplificados para representar estructuras reales es una herramienta útil, pero a la vez puede dar lugar a errores si no se consideran de manera correcta las incertidumbres relacionadas entre la respuesta de ambos sistemas para niveles de confiabilidad similares. En el presente estudio, se obtuvo la confiabilidad en función de la demanda de ductilidad global, tanto de los ocho edificios diseñados, como de sus respectivos S1GDL equivalentes. Al correlacionar las capacidades de los edificios con los mismos niveles de confiabilidad con la de sus respectivos S1GDL, se dedujo que, en promedio, la ductilidad de excedencia es ligeramente mayor para los S1GDL.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Dr. Jesús Valdez González sus valiosos comentarios. Los primeros dos autores agradecen a CONACYT la beca otorgada para realizar estudios de posgrado. Esta investigación se realizó dentro del

proyecto DGAPA-UNAM 106205. Los tres edificios de concreto reforzado fueron diseñados por los Ings. R. Granados, F. García Álvarez y J. Alonso.

REFERENCIAS

- AISC, (1999), *LRFD design specification for structural steel buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, EUA.
- Alamilla, J L (1989), “Criterios de diseño sísmico basados en confiabilidad para estructuras aporticadas”, *Tesis presentada en la DEPMI para obtener el grado de Doctor en Ingeniería, UNAM*.
- Alonso y Asociados, S. C. (2004), Comunicación personal con el Ing. Javier Alonso.
- Bojórquez, E (2003), “EBMENERGIA”, Programa de análisis dinámico de S1GDL.
- Bojórquez, E, S E Ruiz y L Esteva (2005), “Funciones de transformación de respuestas máximas entre marcos estructurales y sus correspondientes S1GL con probabilidades de falla similares”, *XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (CD), México, DF, 2005.
- Bruneau, M, Ch-M Uang y A Whittaker (1998), *Ductile design of steel structures*, Nueva York, McGraw Hill.
- Carr, A (2000), “RUAUMOKO”, *Inelastic dynamic analysis program*, University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- Cornell, C A (1968), “Engineering seismic risk analysis”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 58, N° 5, pp. 1583-1606.
- Cornell, C A (1969), “A probability based structural code”, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, N° 12, pp. 974-985.
- Chan, S, S E Ruiz y M A Montiel (2005), “Escalamiento de acelerogramas y número mínimo de registros requeridos para el análisis de estructuras”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 72, pp. 1-24.
- Díaz-González, M A (2006), “Confiabilidad sísmica de edificios de acero diseñados con el RCDF-2004”, *Tesis presentada en la DEPMI para obtener el grado de Maestro en Ingeniería, UNAM*.
- Esteva, L (1967), “Criterios para la construcción de espectros para diseño por sismo”, *Boletín del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales*, 19, Universidad Central de Venezuela.
- Esteva, L (1976), “Seismicity”, *Capítulo 6, Seismic risk and engineering decision*, Elsevier, pp. 179-224.
- Esteva, L, S E Ruiz y J L Rivera (2005), “Reliability and performance-based design of structures with energy-dissipating devices”, *9th World Seminar on seismic isolation, energy dissipation and active vibration control of structures*, Kobe, Japón.
- García-Jarque Ingenieros, S. C. (2004), Comunicación personal con el Ing. Francisco García Álvarez.
- Inoue, T y Cornell, C A (1991), “Seismic hazard analysis of MDOF structures”, *ICASP 6*, México, DF, Vol. 1, pp. 437-444.
- IMCA (2004), *Manual de construcción en acero – Diseño por esfuerzos permisibles*, México, DF.
- Jaimes, M A y E Reinoso (2006), “Comparación del comportamiento de edificios en el valle de México ante sismos de subducción y de falla normal”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 75, pp 1-22.

- Meli, R y J A Ávila (1989), "The Mexico earthquake of September 19, 1985 analysis of building response", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, N° 1, pp. 1-18.
- Montiel, M A (2006), "Confiabilidad implícita en estructuras convencionales como base para establecer criterios para el diseño sísmico de estructuras reforzadas con disipadores de energía", *Tesis presentada en la DEPMI para obtener el grado de Doctor en Ingeniería, UNAM*.
- Montiel, M A y S E Ruiz (2007), "Influence of structural capacity uncertainty on seismic reliability of building under narrow-band motions", artículo en prensa, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas NTCDCEM (2004).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCDS (2004).
- Proyekt, S. C. (2004), Comunicación personal con el Ing. Raúl Granados.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal RCDF* (2004).
- Rosenblueth, E y L Esteva (1972), "Reliability based for some Mexican codes", ACI-SP-31, *Probabilistic design of reinforced concrete building*, pp. 1-41.
- Ruiz, S E (2006), "Evaluating seismic reliability of building structures", *Earthquake Engineering Challenges and Trends, Honoring Luis Esteva*, Instituto de Ingeniería, UNAM, pp. 555-574.
- Ruiz, S E y A Soriano (1997), "Design live loads for office buildings in Mexico and the United States", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, N° 6, pp. 816-822.
- Shome, N y C A Cornell (1999), "Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures", *Reliability of Marine Structures Program 1999*, Report No. RMS-35, Dept. of Civil Eng., Stanford University.
- Terán-Gilmore, A (2001), "Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico", *Revista de Ingeniería Sísmica*, Vol. 65, pp. 81-110.
- Wen, Y K (1995), "Building reliability and code calibration", *Earthquake Spectra*, Vol. 11, N° 2, pp 269-296.