

NORMATIVAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS, ENSEÑANZAS DE TERREMOTOS Y DE RESULTADOS EXPERIMENTALES

Mario E. Rodríguez⁽¹⁾

RESUMEN

Observaciones en sismos pasados en la Ciudad de México (CDMX) muestran que las demandas sísmicas en los terremotos en la CDMX del 19 de septiembre de 1985 y 19 de septiembre de 2017, excedieron a las demandas estipuladas por las normativas existentes. Este trabajo muestra que estas experiencias no son casos aislados, se presentan ejemplos de varios terremotos en el mundo cuyas demandas excedieron a las estipuladas en las normativas. Este estudio también muestra algunas limitaciones existentes en procedimientos actuales de análisis sísmico de estructuras. Las incertidumbres de los valores de las acciones sísmicas de diseño, y las limitaciones de procedimientos de análisis sísmico de estructuras, indican que no es suficiente que las estructuras cuenten con la resistencia lateral especificada por normativas, y que es necesario que las estructuras cuenten con reservas de capacidad de deformación lateral. Esto indica que las estructuras de ductilidad baja o moderada, como lo permite las normativas de la CDMX, no serían deseables en sismos fuertes. En la última parte de este trabajo se obtienen distorsiones de entrepiso para edificios con diferentes estructuraciones, a base solo de marcos, o empleando muros estructurales. Estas distorsiones se obtienen para el caso de la aplicación de las NTCS 2017, así como para estructuras que responden a un registro de aceleraciones obtenidos en el terremoto del 19 de septiembre de 2017. Los resultados del cómputo de estas distorsiones muestran la importancia de emplear estructuras rígidas para disminuir las demandas de distorsiones de entrepiso en edificaciones, con el fin de no solo evitar colapsos en terremotos fuertes, sino también de lograr disminuir daños en las estructuras en estos terremotos.

Palabras Clave: diseño sismorresistente; normativas de diseño por sismo; terremotos; distorsiones en edificios; resultados experimentales

SEISMIC-RESISTANT DESIGN REGULATIONS FOR STRUCTURES, EARTHQUAKE AND EXPERIMENTAL RESULTS LESSONS

ABSTRACT

September 19, 1985, and September 19, 2017, earthquakes in Mexico City have shown that the seismic demands in these earthquakes exceeded those specified by Mexico City building codes. This study shows that these events are not unique cases and gives examples of several earthquakes worldwide in which seismic demands exceeded those set by building codes. This study illustrates

Artículo recibido el 01 de febrero de 2022 y aprobado para su publicación el 12 de mayo de 2023. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Escolar, Ingeniería S/N, C.U., Coyoacán, 04510 Ciudad de México, CDMX. mrod@unam.mx

[DOI: 10.18867/ris.110.611](https://doi.org/10.18867/ris.110.611)

limitations in current procedures for the seismic analysis of structures. Uncertainties in the assessment of design seismic demands and constraints in the seismic analysis of structural systems indicate that having the lateral strength specified by building codes is not enough and that structures must have lateral deformation capacity. It follows that structural systems with low or intermediate ductility, such as those allowed in the Mexico City Building Code (MCBC, 2017), would not be desirable for resisting strong earthquakes. The last part of this work shows computed story drifts in buildings with different structural systems, either based on frames or using structural walls. This study compares story drifts in these structural systems for both using the seismic demands specified by MCBC 2017 and for the seismic demands corresponding to the September 19, 2017, earthquake in Mexico City. Results for these story drifts show the importance of rigid structural systems for reducing story drift demands, not only for avoiding collapse in strong earthquakes but also for significantly reducing building damage.

Keywords: seismic design; seismic building codes; earthquakes; story drift; experimental results

INTRODUCCIÓN

Algunos autores han mencionado que en problemas de ingeniería existen dos criterios para su solución, que a veces se enfrentan sin llegar a un consenso. Estos criterios son el de la teoría y el de apoyarse en observaciones. Este trabajo lleva a cabo una evaluación crítica de algunos aspectos de normativas de diseño sismorresistente de estructuras, tomando en cuenta observaciones en terremotos pasados, así como considerando algunas limitaciones de procedimientos de análisis sísmico de estructuras, limitaciones identificadas con base en la observación de resultados principalmente experimentales. La incertidumbre de los valores de las acciones sísmicas de diseño, y las limitaciones de procedimientos de análisis sísmico de estructuras, sugieren que no es suficiente que las estructuras cuenten con la resistencia lateral especificada por normativas, y que es necesario que las estructuras cuenten con reservas de capacidad de deformación.

También este estudio muestra la importancia de emplear estructuras rígidas para disminuir las demandas de distorsiones de entrepiso en edificaciones, con el fin de no solo evitar colapsos en terremotos fuertes, sino también para lograr disminuir daños en las estructuras en estos terremotos.

INCERTIDUMBRES OBSERVADAS EN LAS DEMANDAS DE DISEÑO SÍSMICO ESPECIFICADAS POR NORMATIVAS DE VARIOS PAISES

Observaciones en terremotos pasados en México y en el mundo muestran evidencias de importantes diferencias entre las demandas sísmicas observadas en algunos terremotos en el mundo y las demandas de diseño especificadas por normativas vigentes cuando ocurrieron estos eventos. Estas evidencias fueron mostradas en detalle por Rodríguez (2016) para los casos de los terremotos del 19 de septiembre de 1985 en la Ciudad de México, del 27 de febrero 2010 en Chile, y los terremotos del 4 de septiembre 2010 y 22 de febrero de 2011 en Nueva Zelanda. En lo que sigue se resumen estas evidencias, y se añaden observaciones relevantes encontradas en el terremoto del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México, lo que, como muestra este estudio, dejan enseñanzas útiles para la práctica de diseño sismorresistente.

El terremoto del 19 de septiembre 1985 en la Ciudad de México

El terremoto del 19 de septiembre de 1985 con epicentro en la costa de Michoacán, causó colapsos o daños severos en cientos de edificios en la ciudad de México, Rodríguez (2016) describe algunas características

de estos daños. En la zona de mayores daños se obtuvo el registro de aceleraciones de la estación SCT, el cual ha sido ampliamente empleado en estudios con modelos analíticos de la predicción de respuesta sísmica.

La Fig. 1 (Rodríguez, 2016) muestran espectros de aceleraciones computado para el registro de aceleraciones obtenido en la estación SCT, componente horizontal EW, y fueron calculados con un porcentaje del amortiguamiento crítico igual a 5%. La Fig. 1 también muestra los espectros de aceleraciones obtenidos con las especificaciones de la normativa vigente en la fecha del terremoto, la cual fue el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1976 (RCDF, 1976), para lo cual las ordenadas espectrales especificadas se multiplicaron por el factor de sobrerresistencia de estructuras, el cual en este estudio se consideró igual a 2. Se aprecia que en zona de periodos entre aproximadamente 1.5 s a 2.8 s, las ordenadas espectrales elásticas calculadas para el registro SCT en su componente EW, son mayores que las que se obtendrían con las especificaciones del RCDF 1976, con la mayor diferencia para valores de T , periodo fundamental de edificios, cercanos a alrededor de 2 s.

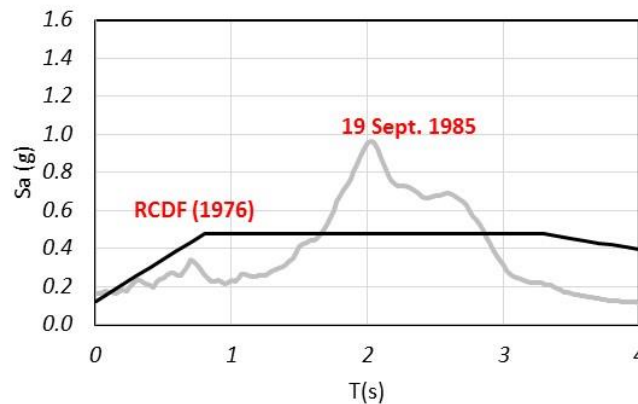


Figura 1. Aceleraciones espectrales obtenidos con el registro de aceleraciones del terremoto de México 1985 en la estación SCT y espectro transparente de diseño de la Ciudad de México 1976 (Rodríguez, 2016).

Terremoto de Maule, en Concepción, Chile, 27 febrero 2010, $M_w=8.8$

Concepción fue la ciudad de Chile donde ocurrieron los mayores daños en edificios en el terremoto del 27 de febrero de 2010. En alrededor del 10% de edificios de más de 10 niveles en Concepción, se observó daño estructural (Massone et al, 2012). En este estudio se emplean los registros de aceleraciones de la estación Concepción Centro, ubicada en la zona de la ciudad donde se concentraron los daños en edificios. Estos registros corresponden a las componentes horizontales L y T. La estación Concepción Centro se ubica en un suelo arenoso, y por la velocidad de onda de corte en el lugar, $V_s=230$ m/s, se clasificaría como tipo D según la clasificación de la ASCE 7-16 (ASCE 7-16, 2016).

La Fig. 2 (Rodríguez, 2016) muestra los espectros de aceleraciones elásticos para los registros seleccionados de la estación Concepción Centro, en sus dos componentes horizontales, y fueron calculados con un porcentaje del amortiguamiento crítico igual a 5%. También la Fig. 2 muestra con líneas continuas negras, los espectros de diseño elásticos especificados por la normativa de diseño sísmico vigente en la fecha del terremoto, NCh 433 (NCh 4333, 1996), para los casos de suelos clasificados por esa normativa como suelos tipos III y IV. La zona de mayor daño estructural en Concepción se clasificaba como suelo tipo III.

Los resultados de las Fig. 2 muestran que las ordenadas espectrales elásticas calculadas para registros de la estación Concepción Centro, en sus componentes horizontales L y T, son bastante mayores que las especificadas por la normativa local para suelos Tipo III, en la zona de periodos estructurales en el intervalo aproximado de 1.5 s a 3 s. La Fig. 2 muestra que el intervalo de periodos entre alrededor de 1.5 s a 2.5 s, las ordenadas espectrales de los registros de la estación Concepción Centro superaron incluso a los valores especificados por la normativa NCH 433 para estructuras en suelo Tipo IV. Debido esta experiencia en el terremoto de Maule, la normativa de diseño sísmico en Chile en 2011 cambió la clasificación sísmica del terreno, aumentando dos tipos de suelos más (Diario Oficial, 2011).

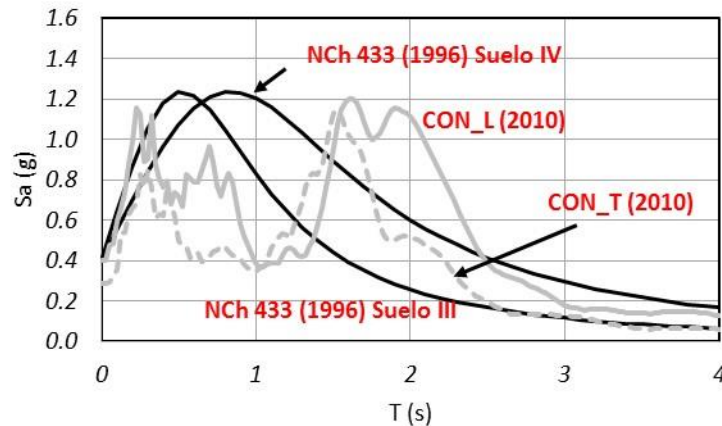


Figura 2. Aceleraciones espectrales horizontales obtenidos con registros de aceleraciones de la estación Concepción Centro en el terremoto de Maule, Chile 2011, y aceleraciones especificadas por la Normativa Chilena de 1996 (Rodríguez, 2016).

Terremotos en Christchurch, Nueva Zelanda, en 2010 y 2011

En febrero 22, 2011, un terremoto afectó la ciudad de Christchurch, en Nueva Zelanda, el epicentro prácticamente se ubicó en la ciudad y su magnitud fue $M_w=6.2$. Este terremoto se puede considerar una réplica del terremoto ocurrido el 4 de septiembre, 2010, con epicentro a una distancia de alrededor de 40 km de la ciudad, con $M_w=7.1$ (Bradley et al, 2014). El terremoto de 2011 causó colapsos y daños significativos en edificios residenciales y comerciales, viviendas, puentes y líneas subterráneas vitales, así como 185 muertes. Para este estudio se seleccionó los registros obtenidos en la estación Christchurch Cathedral College (CCC), ubicada en la zona de mayor daño en la ciudad. La estación se ubica en el tipo de suelo D, suelos blandos o profundos, de la clasificación de suelos especificada en la norma New Zealand Loading Standard (NZLS, 2004).

La Fig. 3 (Rodríguez, 2016) muestra espectros de aceleraciones elásticas para la estación CCC en los terremotos de 2010 y de 2011, con líneas negras y grises, respectivamente, en sus dos componentes horizontales. Estos espectros fueron calculados con un porcentaje del amortiguamiento crítico igual a 5%. También la Fig. 3 muestra con líneas negras continuas los espectros de diseño elásticos especificados por las NZLS (2004) para esta parte de la ciudad, tanto el correspondiente al periodo de retorno de 500 años, como el de 2500 años (EERI, 2011). Los resultados de la Fig. 3 muestran que las ordenadas espectrales elásticas calculadas para el terremoto de 2011 son bastante mayores que las del terremoto de 2010 en la zona de periodos menores que 1.5 s. Para periodos menores de 2 s, las ordenadas espectrales de los registros obtenidos en el terremoto de 2010 se acercan a las ordenadas especificadas por la NZLS (2004) para el terremoto con periodo de retorno de 500 años, mientras que, para este intervalo de periodos, las ordenadas

espectrales de registros obtenidos en el terremoto de 2011 se acercan o incluso son mayores que las ordenadas especificadas por la NZLS (2004) para el terremoto con periodo de retorno de 2500 años. Estos resultados muestran que en un tiempo menor que un año ocurrieron los terremotos cuyos periodos de retorno, según la NZLS (2004), se estimaron en 500 y 2500 años, lo que es una muestra evidente de las incertidumbres existentes en la definición de demandas sísmicas de diseño.

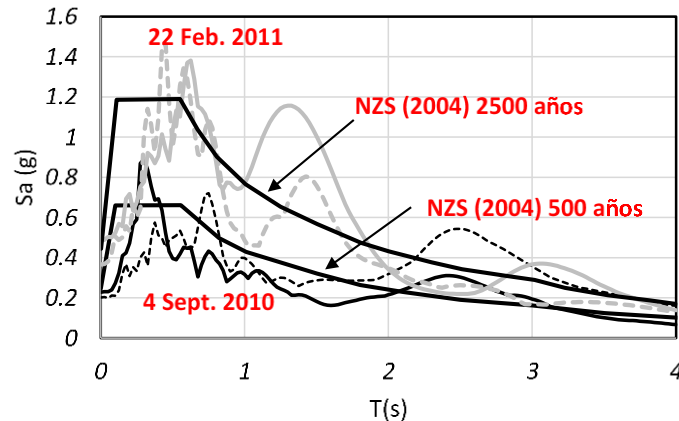


Figura 3. Aceleraciones espectrales horizontales obtenidos con registros de aceleraciones de la estación CCC en los terremotos de Christchurch 2010 y 2011, y aceleraciones especificadas por la NZLS (2004) (Rodríguez, 2016)

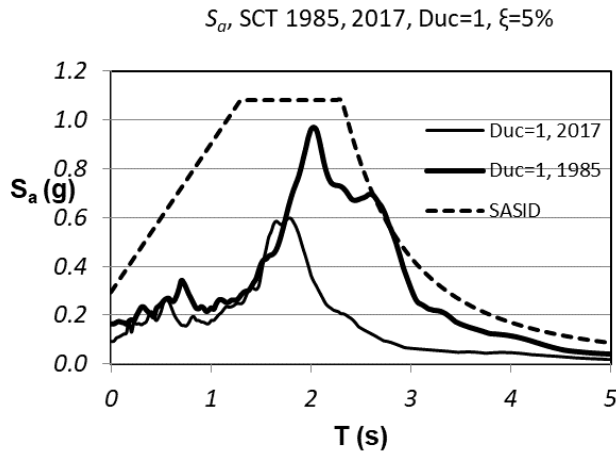
ISSN-e 2395-8251

Terremoto del 19 de septiembre 2017 en la Ciudad de México

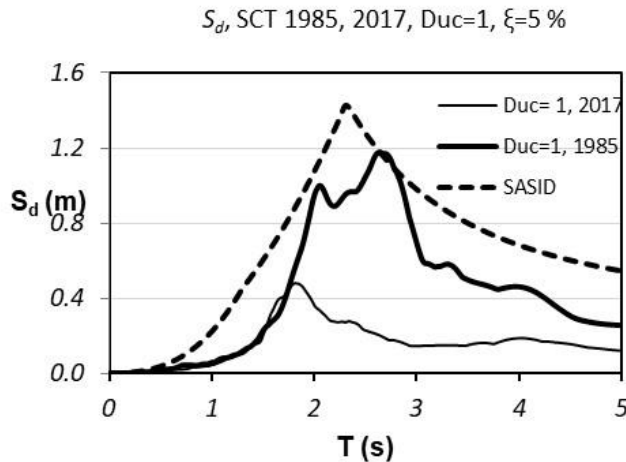
El 19 de septiembre 2017 ocurrió un terremoto M 7.1 en México del tipo intraplaca, con epicentro en el Estado de Morelos, a alrededor de 120 km de la Ciudad de México. El terremoto causó el colapso de aproximadamente 50 edificaciones en la CDMX, número estimado de acuerdo con los datos obtenidos por ingenieros especialistas en estructuras organizados por sociedades técnicas como la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) y fue coordinada por el Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM). Estos ingenieros inspeccionaron la mayor parte de daños en edificaciones en la ciudad de México debidos a este terremoto. Rodríguez (2020) describe algunas de las características de daños en edificaciones observadas en este terremoto.

La Fig. 4 muestra con líneas continuas los espectros de aceleraciones y desplazamientos elásticos, Figs. 4(a) y 4(b), respectivamente calculados para los registros obtenidos en la estación SCT en los terremotos del 19 de septiembre de 1985 y 2017. En la Fig. 4 se aprecia que en la zona de periodos menores que 1.8 s las demandas de ambos eventos sísmicos son comparables. La Fig. 4 muestra también con línea punteada el espectro elástico obtenido con SASID, que forma parte de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México (NTCS, 2017), el cual en general tiene ordenadas espectrales mayores que las obtenidas con los registros de ambos sismos. Prácticamente todos los edificios que colapsaron en 2017, ya habían experimentado el terremoto de 1985 sin evidencias de daños apreciables. Esta característica y las semejanzas de demandas sísmicas en la estación SCT en cierta zona de periodos en

estos terremotos de 1985 y 2017, sugieren la existencia de daño acumulado en estructuras que experimentan más de un terremoto, como ha sido analizado por Rodríguez (2020).



(a) Espectros de aceleraciones

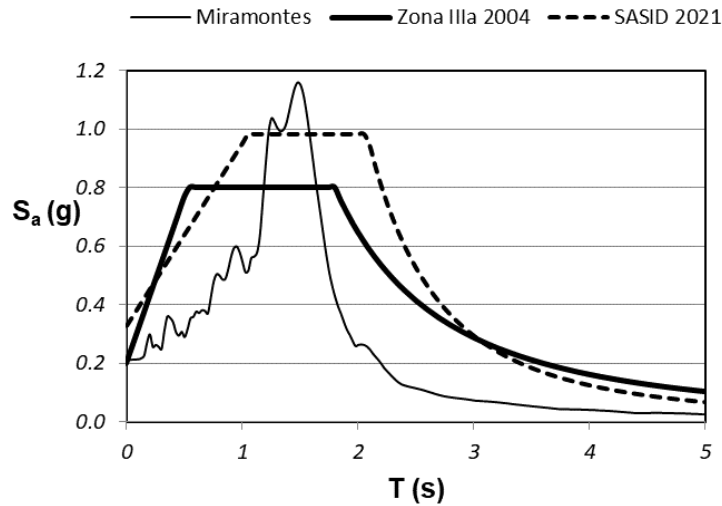


(b) Espectros de desplazamientos

Figura 4. Aceleraciones y desplazamientos espectrales horizontales elásticos obtenidos en la estación SCT con registros de aceleraciones de los terremotos de 19 septiembre 1985 y 2017, y espectros elásticos obtenidos con SASID.

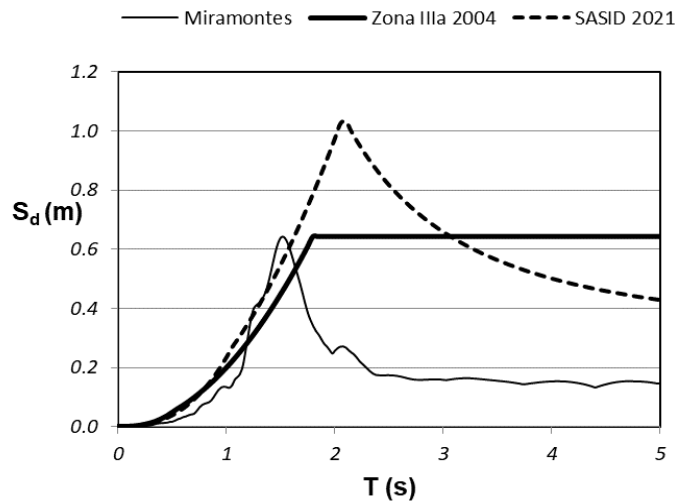
En este trabajo se emplean registros de aceleraciones obtenidos en la estación Miramontes en el sismo del 19 de septiembre de 2017. Esta estación se ubica en el sur de la Ciudad de México, empezó a funcionar después de la ocurrencia del terremoto del 19 de septiembre de 1985, y está bastante lejos de la zona donde ocurrió la mayor parte de colapsos de edificios en la Ciudad de México en ese evento sísmico. La mayor parte de los daños y colapsos observados en edificios en la Ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre de 2017 ocurrieron en edificios ubicados en suelos con valores semejantes de periodos dominantes del terreno, T_s , del orden de 1 s a 1.5 s (Rodríguez, 2020), intervalo donde se ubica el periodo dominante del suelo de la estación Miramontes. La Fig. 5 muestra con línea continua delgada, los espectros de aceleraciones y desplazamientos elásticos obtenidos para el registro S00E de esta estación en el terremoto de 2017. La línea continua gruesa en la Fig. 5 muestra las ordenadas espectrales elásticas de diseño en la

zona de la estación, clasificada como suelo blando, Zona IIIa, de acuerdo con las NTCS (2004), la que era vigente cuando ocurrió el mencionado terremoto. Estas ordenadas se obtuvieron multiplicando las ordenadas espectrales especificadas en las NTCS (2004) por el factor de sobrerresistencia de estructuras, el cual se consideró igual a 2. Los resultados de la Fig. 5 muestran que en zona de periodos aproximadamente entre 1.2 s y 1.6 s, las ordenadas espectrales elásticas de diseño especificadas por las NTCS (2004) subestiman las demandas computadas empleando las aceleraciones registradas en la estación Miramontes. También estas últimas demandas superan en ese mismo intervalo de periodos a las demandas de diseño de las NTCS 2017 (NTCS, 2017) y SASID, las que se muestran con líneas punteadas en la Fig. 5.



S_{aT} , Miramontes, $D_{uc}=1$, $\xi=5\%$

(a) Espectros de aceleraciones



S_{dT} , Miramontes, $D_{uc}=1$, $\xi=5\%$

(b) Espectros de desplazamientos

Figura 5. Aceleraciones y desplazamientos espectrales horizontales en el intervalo elástico obtenidos en la estación Miramontes con registro de aceleraciones del terremoto de 19 septiembre 2017, y espectros elásticos obtenidos con la normativa para la Ciudad de México 2004 y con SASID.

Las líneas punteadas mostradas en la Fig. 6, identificadas como SASID, $Q=2$ y SASID, $Q=4$, se obtuvieron partir de las aceleraciones espectrales elásticas sin reducir estipuladas por la normativa NTCS 2017 (NTCS, 2017) y SASID para el sitio de la estación Miramontes, divididas por los valores correspondientes del factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , para los casos de factores de comportamiento sísmico, Q , iguales a 2 y 4. La Fig. 6 también muestra con líneas continuas las aceleraciones espectrales obtenidas del análisis no lineal de un oscilador de 1GDL cuando responde al registro de aceleraciones S00E obtenido en la estación Miramontes en el terremoto del 17 de septiembre 2017, considerando los valores de ductilidades de desplazamiento, μ , iguales a 2 y 4, líneas gruesa y delgada, respectivamente, para $\xi=5\%$. Estos resultados indican que en ciertos intervalos de periodos las demandas sísmicas observadas en el referido terremoto fueron mayores que las estipuladas. Por ejemplo, para el caso de $\mu = 2$, aproximadamente este intervalo de periodos fue de 0.9 s a 1.3 s, y para el caso $\mu = 4$, el intervalo fue de 0.3 s a 1.1 s, ver Fig 6.

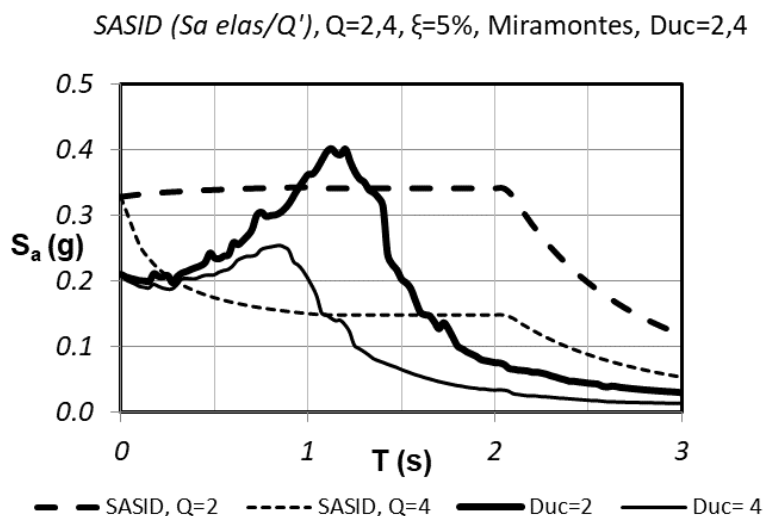


Figura 6. Aceleraciones espectrales en el intervalo inelástico obtenidos con el registro de aceleraciones S00E del terremoto de 19 septiembre 2017 en la estación Miramontes para los casos de ductilidad de desplazamientos iguales a 2 y 4, y espectros de diseño obtenidos con las NTCS 2017 y con SASID para los casos $Q=2$ y $Q=4$.

Estos resultados representan un caso original, en el que las demandas sísmicas observadas en un terremoto, en este caso en la estación Miramontes, excedieron a las estipuladas por la normativa NTCS 2017 (NTCS, 2017) y SASID para el sitio de esa estación, cuando esta normativa aún no era oficialmente aprobada. El evento sísmico en estudio ocurrió en septiembre 2017 y la normativa mencionada se publicó en diciembre 2017. Esto también se puede interpretar de la manera siguiente. En los casos en que las demandas sísmicas observadas en el referido evento sísmico excedieron las demandas sísmicas especificadas por las NTCS 2017, si éstas se obtuvieron considerando una probabilidad pequeña de ocurrencia en cierto periodo de retorno, por ejemplo 250 años, la realidad es que esta probabilidad fue igual a 1, aun antes de que esta normativa se publicara oficialmente.

Este estudio muestra que las demandas sísmicas observadas en los terremotos en el mundo seleccionados para esta investigación, en todos los casos superaron a las demandas estipuladas por normativas de construcción en los respectivos lugares de ocurrencia de los terremotos, mostrando las limitaciones de los modelos probabilistas que se emplean para definir el peligro sísmico y el consecuente sismo de diseño. Esta evidencia tiene varias implicaciones en normativas sismorresistentes existentes o futuras que se pretenda proponer en México. Una de estas implicaciones es reconocer la alta probabilidad de que un evento sísmico

supere las demandas de diseño. Implicaciones adicionales importantes se comentan en este artículo más adelante.

INCERTIDUMBRES EN MODELOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

En la aplicación de normativas de diseño sísmico es necesario el empleo de modelos de análisis sísmico de estructuras. En lo que sigue se comentan incertidumbres existentes en estos modelos, relacionadas con valores que se emplean para el módulo de elasticidad del concreto, y valores de momentos de inercia en elementos estructurales, propiedades que influyen de manera relevante en los periodos de vibrar de la estructura, y por tanto en la respuesta de ésta ante sismos. Adicionalmente se comentan incertidumbres que existen en el cómputo de la respuesta sísmica de estructuras irregulares, así como se muestran limitaciones del análisis modal convencional.

Variabilidad del módulo de elasticidad del concreto

El módulo de elasticidad del concreto es un parámetro relevante en el cómputo de demandas sísmicas en estructuras, ya que interviene de manera importante en la rigidez lateral de una estructura, y por tanto en los periodos de vibrar de ésta, relacionados directamente con los valores de demandas sísmicas especificadas en los espectros de diseño. Esto sugiere la necesidad de evaluar resultados de procedimientos existentes en normativas para el cómputo del módulo de elasticidad del concreto y comparar estos resultados con resultados experimentales.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto para la Ciudad de México (NTCC,2017) estipula para los concretos estructurales o clase I:

para concretos de baja resistencia ($f_c' < 40$ MPa):

$$E_c = 4400\sqrt{f_c'}, E_c \text{ y } f_c' \text{ en MPa} \quad (1)$$

para concretos de alta resistencia ($40 \text{ MPa} < f_c' < 70 \text{ MPa}$).

$$E_c = 2700\sqrt{f_c'} + 11000, E_c \text{ y } f_c' \text{ en MPa} \quad (2)$$

El Comité ACI-363 del Instituto Americano del Concreto (ACI-363, 1992), propuso la siguiente expresión para la estimación del módulo elástico de concretos en Estados Unidos:

$$E_c = 3320\sqrt{f_c'} + 6900, E_c \text{ y } f_c' \text{ en MPa} \quad (3)$$

El Comité ACI 318 del Instituto Americano del Concreto ACI-318-19 (ACI-318, 2019) establece:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f_c'}, E_c \text{ y } f_c' \text{ en MPa, } w_c \text{ en kg/m}^3 \quad (4)$$

Para concretos de peso normal, el ACI 318-19 especifica:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c'}, E_c \text{ y } f_c' \text{ en MPa} \quad (5)$$

Rodelo et al. (2020) obtuvieron valores del módulo de elasticidad del concreto en ensayos de cilindros de concreto producidos en distintos Estados de México, resultados se describen en lo que sigue La Fig. 7 muestra estos resultados, así como los valores que se obtendrían con los procedimientos mencionados de

las NTCC 2017, ACI 363, y con la ec. (4) del ACI 318-19. Los resultados muestran que las NTCC 2017, en la mayor parte de los casos estudiados, subestima los valores del módulo de elasticidad del concreto para diversas regiones del país, particularmente para concretos producidos en Chihuahua y Monterrey. Esta diferencia en realidad era de esperar, ya que las expresiones de las NTCC 2017 para E_c , son para concretos con agregados que se emplean en la CDMX, que no son necesariamente semejantes a los de otras regiones del país. La media y CV entre los valores medidos y calculados para la base de datos de Rodelo et al. (2020), con las expresiones de las NTCC 2017 para E_c fueron iguales a 1.11 y 0.17, respectivamente. Para el caso del empleo de la ec. (4) del ACI 318-19, la media y CV fueron iguales a 1.02 y 0.19, respectivamente.

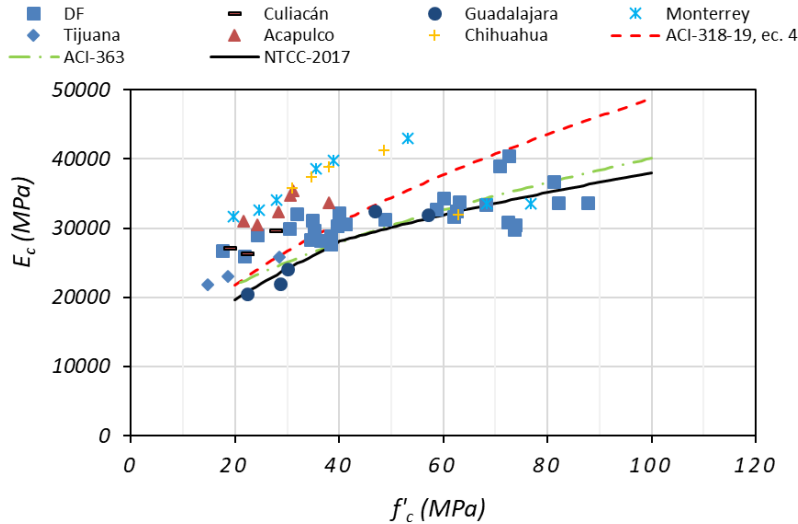


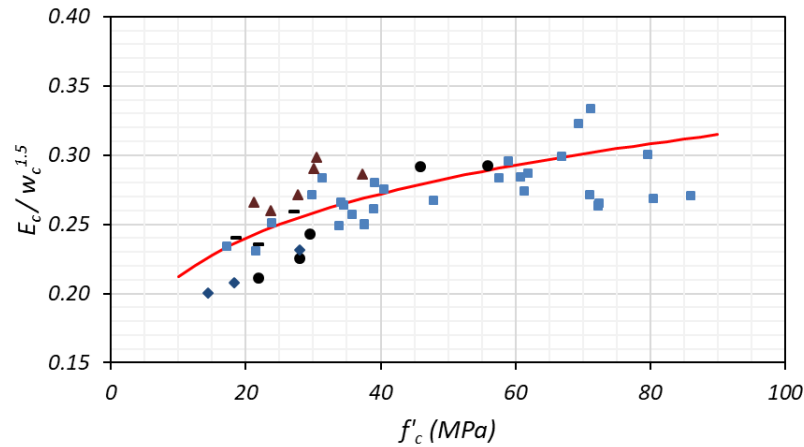
Figura 7. Resultados de valores de E_c medidos y calculados con diversos procedimientos (Rodelo et al., 2020)

Rodelo et al. (2020) propusieron la siguiente expresión para el cómputo de E_c :

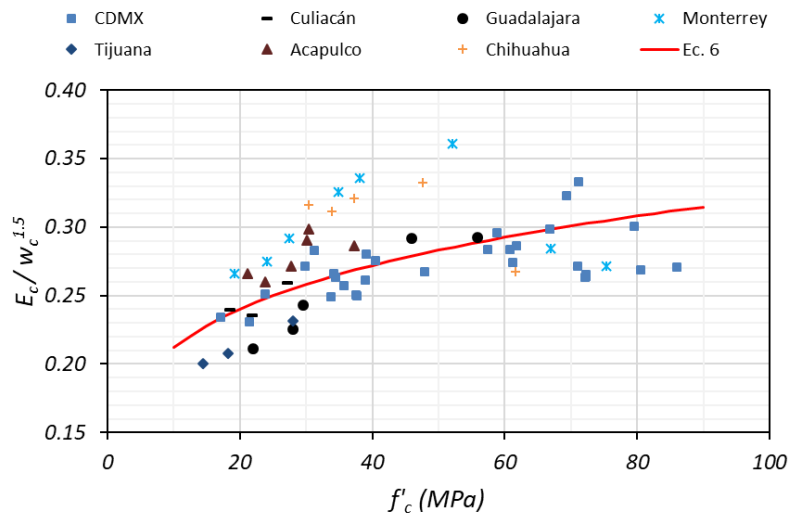
$$E_c = 0.14 w_c^{1.5} (f_c')^{0.18}, \quad E_c \text{ y } f_c' \text{ en MPa, } w_c \text{ en kg/m}^3$$

$$\left(E_c = 0.94 w_c^{1.5} (f_c')^{0.18}, \quad E_c \text{ y } f_c' \text{ en kg/cm}^2, w_c \text{ en kg/m}^3 \right) \quad (6)$$

La Fig. 8(a) muestra resultados del cómputo de E_c empleando la ec. (6) dividido por el factor que considera el tipo de agregado, $w_c^{1.5}$, así como resultados de mediciones del módulo de elasticidad en los ensayos llevados a cabo en México, cuando se excluye los casos de Chihuahua y Monterrey. Se aprecia que la predicción dada por la ec. (6) es aceptable. La Fig 8(b) muestra resultados con los mismos datos experimentales, pero añadiendo los casos de Chihuahua y Monterrey. Estos resultados indican que el tipo de agregado de estas últimas regiones es un factor importante que influye en el valor de E_c , y que por tanto debe ser tomado en cuenta en la predicción de E_c .



a) Excluyendo datos de Chihuahua y Monterrey



b) Incluyendo todos los datos

Figura 8. Valores medidos y calculados de $E_c / w_c^{1.5}$ empleando la ec. 6 (Rodelo et al., 2020).

Cuando se consideran todos los casos de la base de datos de resultados del módulo de elasticidad obtenidos en ensayos de cilindros de concreto efectuados por Rodelo et al. (2020), la media entre los valores medidos y calculados con la ec. (6) fue 1.01, y el valor de CV fue igual a 0.11. Estos resultados indican que la expresión propuesta, ec. (6), lleva a resultados con mejores parámetros estadísticos que los anteriormente comentados, correspondientes al caso del empleo de las expresiones de las NTCC 2017, y de la ec. (4) del ACI 318-19. Esta característica de la ec. (6) sugiere que esta expresión se podría emplear a nivel nacional.

Diferentes definiciones de rigideces en elementos estructurales que influyen el cómputo de distorsiones y en periodos de vibrar de edificios sometidos a sismos

Diversas normativas de construcción especifican valores de momentos de inercia efectivos, I_e , a usar en el análisis sísmico de estructuras. Por ejemplo, las NTCC 2017 estipula, para elementos de concreto reforzado agrietados, emplear el valor $0.7I_g$ para columnas y $0.5I_g$ para vigas y muros, donde I_g es el momento de inercia de la sección bruta. El ACI 318-19 (ACI 318-19) especifica, para el análisis ante cargas laterales, emplear para I_e en elementos estructurales el valor $0.5I_g$.

Con base en el empleo de información experimental, Elwood y Eberhard (2009) propusieron la siguiente expresión para la rigidez lateral efectiva de columnas de concreto reforzado $E_c I_e$.

$$\frac{E_c I_e}{E_c I_g} = \frac{0.45 + 2.5 \frac{P}{A_g f'_c}}{1 + \frac{110}{h} \frac{a_v}{d_b h}} \leq 1.0 \text{ y } \geq 0.2 \tag{7}$$

donde P es la carga axial actuante en la columna, A_g el área de la sección bruta de la columna, d_b es el diámetro de las barras de refuerzo longitudinal, h el peralte de la columna, y a_v el claro de cortante o longitud de una columna en voladizo. Para la relación h/d_b estos autores proponen los valores 25 y 18, para columnas de puentes y edificios, respectivamente.

Con base en estudios analíticos y experimentales, Restrepo y Rodriguez (2021) propusieron la siguiente expresión para la rigidez lateral efectiva de columnas de concreto reforzado:

$$\frac{E_c I_e}{E_c I_g} = (\zeta'_{AR} + \zeta'_P) \zeta'_s \tag{8}$$

donde

$$\zeta'_{AR} = \frac{\min(a_v/h, 6)}{14} \tag{9}$$

$$\zeta'_P = \frac{\frac{P}{A_g f'_c} \frac{f'_c}{42\text{MPa}}}{0.55 + 1.2 \frac{P}{A_g f'_c} \frac{f'_c}{42\text{MPa}}} \tag{10}$$

y

$$\zeta'_s = 1 - \frac{1}{2.5} \left(1 - \frac{P}{A_g f'_c} \frac{f'_c}{42\text{MPa}} \right) \left(\frac{5}{3} \frac{f_y}{693\text{MPa}} - 1 \right) \tag{11}$$

donde f_y es el esfuerzo de fluencia del refuerzo longitudinal.

La Fig. 9 muestra resultados de la aplicación de la ec. (7) propuesta por Elwood y Eberhard (2009), y ec. (8) propuesta por Restrepo y Rodriguez (2021), las que se indican con línea continua roja delgada y negra gruesa, respectivamente. Los resultados se muestran en función de la relación $P/(A_g f'_c)$, considerando h/d_b

= 18, $a_v/h=2$, $f'_c= 30$ MPa, y $f_y= 420$ MPa. La Fig 10 muestra resultados del mismo tipo, pero para el caso $a_v/h=4$. Además, las Figs. 9 y 10 muestran con líneas punteadas los resultados de emplear el valor de la relación de rigidez efectiva $E_c I_e/E_c I_g= 0.5$ especificado por el ACI 318-19 para columnas de concreto reforzado, así como el valor de la relación de rigidez efectiva $E_c I_e/E_c I_g= 0.7$ especificado por las NTCC 2017 para columnas. Como indican las Figs. 9 y 10, los resultados de la aplicación de los criterios de estas dos normativas se alejan bastante de las predicciones de rigideces efectivas propuestas por Elwood y Eberhard (2009), y Restrepo y Rodriguez (2021), las que como se ha mencionado han sido validadas con resultados experimentales. Estos resultados muestran que el criterio de las NTCC 2017 de definición de rigideces efectivas lleva a sobrestimar de manera importante la rigidez efectiva de columnas en un intervalo amplio de valores de la relación de carga axial $P/(A_g f'_c)$, particularmente para relaciones a_v/h usuales en edificios, como es el caso de valores de la relación a_v/h menores que 4.

Estos resultados indican que es deseable que tanto la NTCC, como futuras normativas en México especifiquen rigideces efectivas congruentes con la información existente de estudios experimentales y analíticos de elementos estructurales que responden a acciones sísmicas. La ec. (12a) fue propuesta por Rodriguez y Restrepo (2012) para la rigidez efectiva de columnas de concreto reforzado:

$$\frac{E_c I_e}{E_c I_g} = 0.16 + \frac{P}{A_g f'_c} \quad (12a)$$

Los resultados de emplear la ec. (12a) se muestran en las Figs. 9 y 10 con línea continua gris, en las que se aprecia que estos resultados se encuentran entre los valores que se obtienen con las expresiones (7) y (8), propuestas por Elwood y Eberhard (2009), y Restrepo y Rodriguez (2021), respectivamente. Estos resultados sugieren que, por su simplicidad, la ec. (12a) podría emplearse en futuras normativas en México. Restrepo y Rodriguez (2021) sugieren que concretos con valores de f'_c mayores que 42 MPa, aumentan la rigidez efectiva, para estos casos, con el fin de obtener mejores predicciones de la rigidez efectiva de columnas, estos autores sugieren multiplicar el factor $P/A_g f'_c$ por el factor $f'_c/42\text{MPa}$, con lo cual para concretos con valores de f'_c mayores que 42 MPa, la ec (12a) se convierte en :

$$\frac{E_c I_e}{E_c I_g} = 0.16 + \frac{P}{A_g f'_c} \frac{f'_c}{42\text{MPa}} \quad (12b)$$

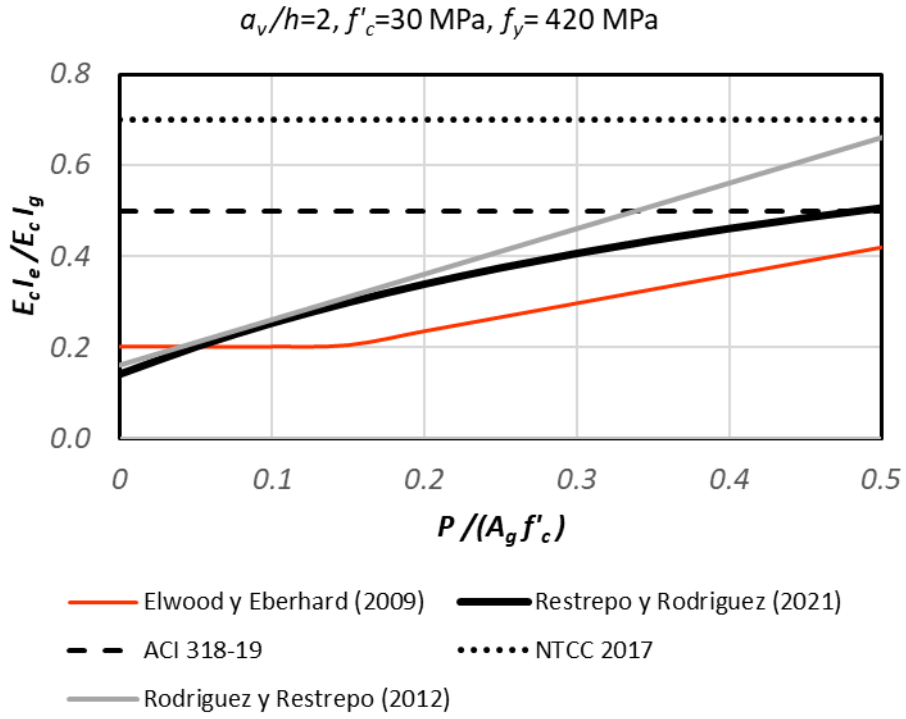


Figura 9. Resultados del cómputo de rigideces efectivas empleando diversos criterios. Caso $a_v/h=2$.

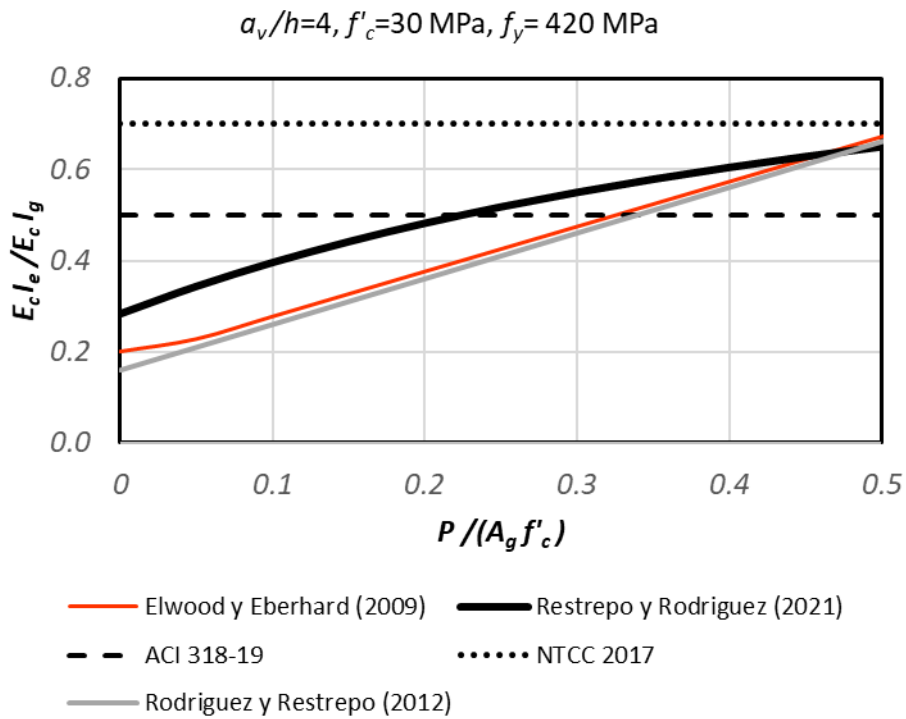


Figura 10. Resultados del cómputo de rigideces efectivas empleando diversos criterios. Caso $a_v/h=4$.

Los resultados mostrados en este estudio indican que la aplicación de los criterios para definir rigideces efectivas estipuladas por las NTCC 2017 y ACI 318-19, llevaría a resultados del análisis sísmico de edificios que no reflejen de manera adecuada el comportamiento sísmico esperado de estos edificios, tanto en la predicción de distorsiones en el edificio ante el sismo de diseño, como en la predicción de los periodos de vibrar del edificio, los que intervienen en el cómputo de las aceleraciones y desplazamientos definidos en los espectros de diseño estipulados por normativas.

Limitaciones en el análisis modal convencional

En varias normativas de construcción, incluyendo las NTCS 2017, en el análisis sísmico la respuesta modal S se obtiene con la expresión

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad (13)$$

donde S_i es la respuesta en el i -ésimo modo de la estructura, la cual se obtiene en el caso de las NTCS 2017 con el valor de la respuesta elástica dividida por $Q \cdot R$. Hay evidencias de que la respuesta modal S puede estar subestimada si se emplea la ec. (13), esto porque la ductilidad en la estructura no reduce el efecto de los modos superiores, como si ocurre para el caso del primer modo (Rodríguez et al., 2002). Esta característica de la participación de los modos superiores en la respuesta de la estructura es tomada en cuenta por la ASCE 7-16 y NTCS 2017 en el diseño sísmico de diafragmas en edificios, para el cómputo de las fuerzas sísmicas que actúan en el plano de los diafragmas. Las expresiones que estipulan estas normativas para el cómputo de las aceleraciones horizontales actuantes en los diafragmas se obtienen como la combinación de las aceleraciones del primer modo reducidas por ductilidad, combinadas con las aceleraciones de los modos superiores sin reducir por ductilidad.

Este efecto de diferente participación del primer modo y de los modos superiores en la respuesta sísmica de un edificio, es tomada en cuenta en otras normativas para el diseño sísmico por cortante de muros estructurales de concreto reforzado especiales, como son los casos de las normativa New Zealand Standard 3101 (NZS 3101, 2006) y ACI 318-19 (ACI 318-19, 2019). Las NTCS 2017 o las NTCC 2017 no emplean este criterio para el diseño sísmico de muros estructurales de concreto reforzado.

Análisis sísmico de edificios irregulares

Las estructuras irregulares se caracterizan por amplifican las demandas sísmicas en ellas, las que no se pueden conocer de manera confiable con procedimientos de análisis sísmicos elásticos comunes que se emplean en la práctica (Shahrooz y Moehle, 1990). Esto implica que es deseable limitar el empleo de estructuras irregulares, e incluso prohibirlas en zonas de alta sismicidad y en estructuras importantes.

Comentarios

Las incertidumbres de los valores de las acciones sísmicas de diseño, las incertidumbres en los resultados del empleo de modelos de análisis sísmico de estructuras, ambos temas comentados con ejemplos en este estudio, así como la amplificación de demandas sísmicas en edificios irregulares, y el efecto de los modos superiores en la respuesta sísmica de la estructura, indican que cumplir con los requisitos de resistencia de normativas de diseño por sismo no es suficiente, y que es necesario que las estructuras cuenten con reservas de capacidad de deformación. Estas reservas no se podrían tener en estructuras diseñadas con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, valor comúnmente empleado en México. Esto se debe a que en estas estructuras la capacidad de deformación de sus secciones críticas es baja, debido principalmente a las limitaciones del refuerzo transversal típicas en estructuras diseñadas con $Q=2$. Es relevante considerar la

importancia del refuerzo transversal en elementos de concreto reforzado para mejorar la capacidad de deformación de las secciones críticas de elementos estructurales sometidos a terremotos.

Estos resultados también sugieren la importancia de limitar el empleo de estructuras flexibles que llevan no sólo a daños o colapsos de los llamados elementos no estructurales en sismos intensos o incluso moderados, sino también a colapsos en estas estructuras, como ocurrió en el sismo del 19 de septiembre 2017 en la Ciudad de México. Ejemplos típicos de este tipo de estructuras son las que emplean estructuraciones a base de marcos, solución preferida por los arquitectos en México, por su menor perturbación de los espacios que se emplean en el proceso arquitectónico, cuando se compara con la solución donde se emplea muros estructurales de concreto reforzado. La importancia del sistema estructural para limitar daños o colapsos en estructuras en terremotos se analiza en la siguiente sección de este trabajo.

LA IMPORTANCIA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE PARA LIMITAR DAÑOS Y COLAPSOS EN TERREMOTOS

En esta parte del trabajo se muestran resultados del empleo de métodos aproximados para el cómputo de distorsiones de entrepiso en estructuras de concreto reforzado a base de marcos, de marcos combinados con muros estructurales, o principalmente a base de muros estructurales, cuando estas estructuras se someten a algunos registros típicos de aceleraciones obtenidos en terremotos importantes ocurridos en la Ciudad de México. El objetivo es mostrar la importante reducción de desplazamientos laterales que es posible obtener con el empleo de muros estructurales respecto a la solución de sólo marcos.

Procedimiento aproximado para el cómputo de distorsiones máximas de entrepiso estructuras de concreto reforzado

El procedimiento empleado en este trabajo para el cómputo de distorsiones en edificios se basa inicialmente en el cómputo de la distorsión global máxima de un edificio, D_{rm} , parámetro que se define como

$$D_{rm} = \frac{\delta_m}{H} \quad (14)$$

donde δ_m es el desplazamiento lateral máximo del último nivel del edificio sometido a un movimiento del terreno, y H la altura del edificio. El análisis aproximado en este estudio emplea el conocido concepto de la estructura equivalente, la cual es una estructura de 1GDL con el mismo periodo y ductilidad de desplazamiento que tendría el edificio con varios grados de libertad (Saiidi y Sozen, 1981). Para el registro de aceleraciones en estudio, este sistema tiene el desplazamiento espectral (máximo) igual a S_d . El desplazamiento δ_m se puede obtener con el producto $\Gamma_{m1} S_d$, donde Γ_{m1} es el factor de participación del primer modo. Para el cómputo de este parámetro, en este trabajo se emplea el procedimiento especificado por la ASCE/SEI 7-16 (ASCE 7, 2016) para el cómputo de Γ_{m1} con fines de diseño sísmico de diafragmas en edificios de n niveles. Este parámetro se define como:

$$\Gamma_{m1} = 1 + \frac{z_s}{2} \left(1 - \frac{1}{n} \right) \quad (15)$$

donde $z_s = 0.7$ para edificios a base de marcos, y $z_s = 1$ para edificios a base de muros estructurales (ASCE 7, 2016).

Con base en lo anterior, la distorsión D_{rm} se expresa como:

$$D_{rm} = \frac{\Gamma_{m1} S_d}{H} \quad (16)$$

Una expresión aproximada sencilla que se emplea para estimar el periodo fundamental, T , de un edificio es

$$T = \frac{n}{\lambda} \quad (17)$$

donde λ es un factor que depende del tipo de sistema estructural del edificio, y tiene unidades s^{-1} .

En un edificio regular, la altura H se puede expresar en función de la altura de entrepiso, h , como:

$$H = n h \quad (18)$$

Se introduce el índice de rigidez H/T (Lagos et al., 2012; Rodriguez, 2018), el cual a partir de las ecs. (17) y (18) es igual a

$$\frac{H}{T} = \lambda h \quad (19)$$

La ec. (16) se expresa en función del índice de rigidez H/T como:

$$D_{rm} = \frac{\Gamma_{m1} S_d}{T (H / T)} \quad (20)$$

En este estudio, el valor de la altura de entrepiso h en los edificios estudiados se estima igual a 3.5m. Para el caso de marcos de concreto reforzado, en este estudio, se considera $\lambda = 8 s^{-1}$ (Pujol y Rodriguez, 2019). El valor de λ en edificios con muros estructurales de concreto reforzado puede variar en un intervalo importante, dependiendo de la densidad de muros, por ejemplo, se sugiere el intervalo de $10 s^{-1}$ a $14 s^{-1}$. En el caso de Chile, el valor medio del índice de rigidez H/T que se encuentra en edificios de concreto reforzado con sistemas estructurales a base de muros estructurales es 50 m/s (Rodriguez, 2018), con este valor, la altura $h = 3.5$ m y la ec. (19), el valor medio que corresponde a λ sería $14 s^{-1}$, que es el límite superior para el parámetro λ en el intervalo sugerido en este trabajo para edificios con muros estructurales de concreto reforzado. Esto se debe a que la práctica constructiva en Chile se caracteriza por el empleo de una alta densidad de muros estructurales de concreto reforzado, en comparación con la práctica en México, donde es típico la combinación de marcos y una densidad baja de muros estructurales. Por este motivo, en este estudio para el caso de edificios en México de concreto reforzado, a base de la combinación de marcos y muros estructurales se emplea para λ el valor igual a $10 s^{-1}$ (Piedrahita y Rodriguez, 2021). Para el cómputo de la distorsión global D_{rm} con la ec. (20), para edificios de concreto reforzado en México con solo marcos, y en combinación con muros estructurales, de acuerdo con la ec. (19), el valor $h = 3.5$ m, y los valores de λ mencionados, los índices de rigidez H/T resultan iguales a 28 m/s y 35 m/s, respectivamente. Además, para ilustrar el caso de empleo de una alta densidad de muros estructurales, como ocurre en la práctica chilena, también se considera el caso $\lambda = 14$, es decir $H/T = 49$ m/s.

Para la estimación de la distorsión máxima de entrepiso en edificios regulares a base de marcos, d_{rm} , se considera que un posible límite inferior de este parámetro está dado por (Cecen, 1979; Miranda, 1999; Piedrahita y Rodriguez, 2021):

$$d_{rm} = 1.5 D_{rm} \quad (21)$$

En un edificio a base de marcos con planta baja débil, que ocurre en la práctica constructiva en México, el valor de d_{rm} podría ser bastante mayor que el valor dado por la ec. (21), estos casos no son considerados en este estudio, ya que éste se refiere a estructuras regulares.

En el caso de edificios regulares en México, cuando se combina marcos y muros estructurales, se considera (Piedrahita y Rodríguez, 2021):

$$d_{rm} = 1.3 D_{rm} \quad (22)$$

La menor amplificación de las distorsiones de entrepiso en edificios con muros respecto los casos de edificios a base de marcos se debe a las formas modales típicas de estas dos diferentes estructuras.

Distorsiones de diseño en edificios de concreto reforzado con diferentes tipos de estructuraciones y distorsiones calculadas para un registro de aceleraciones. El caso del sitio donde se ubica la estación Miramontes en la Ciudad de México

Se ha mostrado, ver Figs. 5 y 6, que las demandas sísmicas registradas en la estación Miramontes en el sismo del 19 de septiembre de 2017 fueron, en ciertos intervalos de periodos, mayores que las demandas estipuladas por NTCS (2004) y por las NTCS 2017 en el lugar de la ubicación de esta estación. Esta observación es congruente con la cantidad de daños, estructurales y no estructurales, observados en este terremoto en estructuras ubicadas en suelos con características comparables, particularmente cuando se considera el periodo dominante del terreno. Por ello, para ilustrar la importancia del tipo de sistema estructural que se emplea para limitar daños o colapsos en estructuras en terremotos, este trabajo emplea el registro de aceleraciones S00E obtenido en la estación Miramontes en el terremoto del 19 de septiembre de 2017, así como las ordenadas espectrales de diseño especificadas por las NTCS 2017 para el sitio de esta estación.

Los desplazamientos obtenidos con los espectros de diseño de las NTCS 2017 definidos por el capítulo 3 de estas normas y multiplicadas por QR corresponden al parámetro S_d en la ec. (20). El parámetro R es el factor de sobrerresistencia, de acuerdo con las NTCS 2017 para su cálculo se consideró el factor R_0 igual a 1.75 para el caso $Q=2$ e igual a 2.0 para el caso $Q=4$. El factor k_1 empleado para el cómputo de R fue igual a 1. El factor k_2 empleado para el cómputo de R se obtuvo con la expresión 3.5.2 de las NTCS 2017.

Como se ha mencionado, en el procedimiento de cómputo aproximado de la distorsión d_{rm} , en el caso de estructuras a base de marcos se emplea el índice de rigidez $H/T=28$ m/s. Los resultados obtenidos con este procedimiento para la distorsión de entrepiso, d_{rm} , correspondientes a los referidos espectros de diseño para los casos $Q=2$ y $Q=4$ se muestran en la Fig. 11, los que se identifican en esta figura como los casos SASID, $Q=2$ y SASID, $Q=4$, con líneas punteadas gruesa y delgada, respectivamente. La Fig. 11 muestra además las distorsiones d_{rm} que resultan del análisis no lineal de estructuras a base de marcos, con el procedimiento aproximado descrito, empleando el registro de aceleraciones S00E obtenido en la estación Miramontes en el terremoto de 2017, el valor de la fracción de amortiguamiento crítico $\xi=5\%$, y considerando los casos de ductilidades de desplazamientos, μ , iguales a 2 y 4, las que se muestran con líneas continuas negra y en gris, como $Duc=2$ y $Duc=4$, respectivamente.

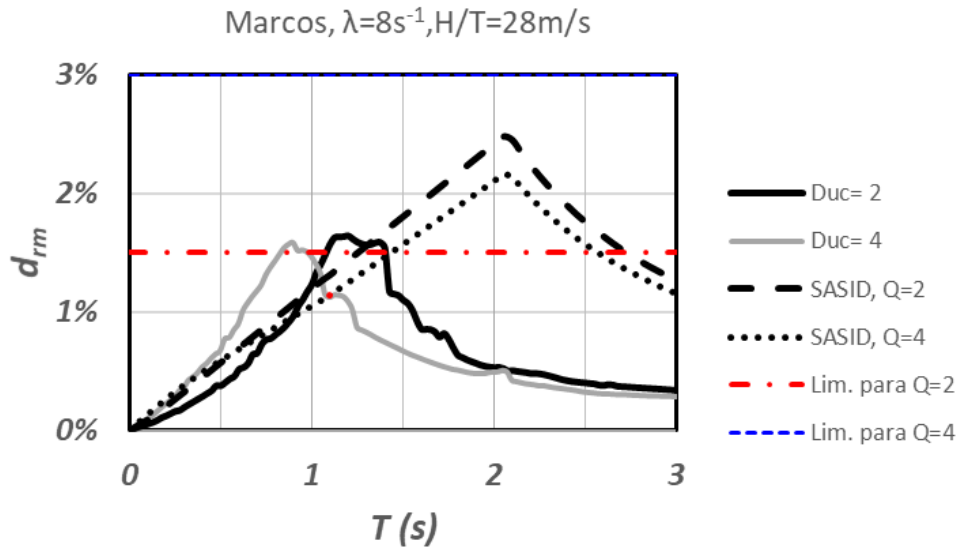


Figura 11. Desplazamientos espectrales en el intervalo inelástico obtenidos con el registro de aceleraciones S00E del terremoto de 19 septiembre 2017 en la estación Miramontes para los casos de ductilidades de desplazamientos iguales a 2 y 4, y espectros obtenidos con las NTCS 2017 y con SASID para los casos $Q=2$ y $Q=4$. Caso marcos $H/T=28$ m/s.

Los resultados de la Fig. 11 indican que en el intervalo amplio de periodos de 1.2 s a 2.7 s, los edificios a base de marcos diseñados con las NTCS 2017 y $Q=2$ tendrían distorsiones máximas de entrepiso mayores que 1.5%, que es el límite de distorsiones permitido por las NTCS 2017 para edificios a base de marcos diseñados con $Q=2$. Esto implica que en este intervalo de periodos no sería posible emplear edificios a base de marcos diseñados con $Q=2$, y sería necesario el empleo de estructuras más rígidas, por ejemplo, con muros estructurales, como se muestra en lo que sigue. Además, los resultados de la Fig. 11 muestran que en ciertas zonas de periodos menores que 1.3 s, las demandas de distorsiones de entrepiso en edificios a base de marcos obtenidas del análisis no lineal con el registro S00E de la estación Miramontes, con ductilidades de desplazamiento iguales a 2 y 4, exceden las demandas de diseño estipuladas por las NTCS 2017, como muestran las líneas $Duc=2$ y $Duc=4$ en la Fig. 11. Además, las demandas computadas con el análisis no lineal empleado y los registros de la estación Miramontes, en intervalos pequeños de periodos, llegan incluso a ser ligeramente mayores que el valor máximo de distorsión permitido de 1.5%, ver líneas continuas de la Fig. 11.

La Fig. 12 muestra resultados de distorsiones de entrepiso en edificios donde se combinan marcos y muros, con una densidad de éstos correspondientes al índice de rigidez $H/T=35$ m/s, valor que como se ha mencionado se encuentra en la práctica de diseño en la Ciudad de México, cuando se combina marcos y muros estructurales de concreto reforzado. Como muestra la Fig. 12, en el intervalo de periodos de 1 s a 3 s, los sistemas donde se combinan muros y marcos diseñados con las NTCS 2017 y $Q=2$, exceden el límite de distorsión de 1 % estipulado por esta normativa para este tipo de estructuras, ver línea punteada gruesa identificada como SASID, $Q=2$. La Fig. 12 muestra también que estos sistemas estructurales diseñados con $Q=4$ cumplirían el requisito de las NTCS 2017 de no exceder el límite 2% correspondientes a estas estructuras, ver línea punteada delgada identificada como SASID, $Q=4$. Sin embargo, en la práctica de diseño sismorresistente en México, es poco común el caso de diseños que emplean $Q=4$. Además, diseñar con distorsiones permisibles grandes implica aceptar mayores daños en la estructura, por lo que, referente a

este caso de diseño con $Q=4$, es recomendable emplear estructuras aún más rígidas como se muestra más adelante.

La Fig. 12 muestra también que, en edificios con muros estructurales donde $H/T=35$ m/s, en intervalos pequeños de periodos, las demandas de distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis no lineal con el registro S00E de la estación Miramontes, con ductilidad de desplazamiento igual a 2, son ligeramente mayores que el valor máximo de distorsión permitido de 1%, como muestran las líneas continuas Duc= 2 en la Fig. 12.

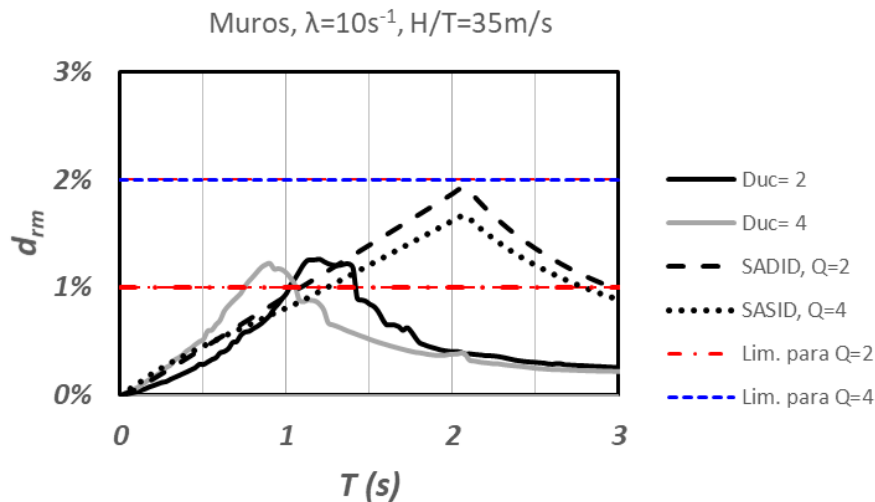


Figura 12. Desplazamientos espectrales en el intervalo inelástico obtenidos con el registro de aceleraciones S00E del terremoto de 19 septiembre 2017 en la estación Miramontes para los casos de ductilidad de desplazamientos iguales a 2 y 4, y espectros obtenidos con las NTCS 2017 y con SASID para los casos $Q=2$ y $Q=4$. Caso edificios con muros estructurales, $H/T=35$ m/s.

La Fig. 13 muestra resultados del empleo de edificios de concreto reforzado con densidades de muros semejantes a las que se encontrarían en la práctica chilena. Estos resultados se obtuvieron para el caso del índice de rigidez $H/T=49$ m/s. La Fig. 13 muestra que, para este caso, en un intervalo amplio de periodos, los valores de los espectros de distorsiones de entrepiso, son menores que el límite de distorsión de 1% estipulado por las NTCS 2017 para estructuras que emplean muros estructurales diseñados con $Q=2$. Para estas estructuras, las distorsiones obtenidas con la NTCS 2017 son mayores que 1% y menores que 1.4% en el intervalo de periodos de 1.5 s a 2.5 s. Para el caso $Q=4$, las distorsiones obtenidas con la NTCS 2017 son menores que el límite de distorsión de 2% estipulado por las NTCS 2017 para este tipo de estructuras. Estas distorsiones para el caso $Q=4$ son mayores que 1% y menores que 1.2% en un intervalo pequeño de periodos, de 1.7 s a 2.2 s. Estos resultados muestran la importancia del empleo de muros estructurales para reducir de manera significativa las demandas de distorsiones de entrepiso, y por tanto reducir los daños en edificios que responden a terremotos.

La Fig. 13 muestra también que, en edificios con muros estructurales donde $H/T=49$ m/s, las demandas de distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis no lineal con el registro S00E de la estación Miramontes, con ductilidades de desplazamiento iguales a 2 y 4, son menores que el valor máximo de distorsión permitido de 1%, como muestran las líneas continuas $Duc=2$ y $Duc=4$ en la Fig. 13.

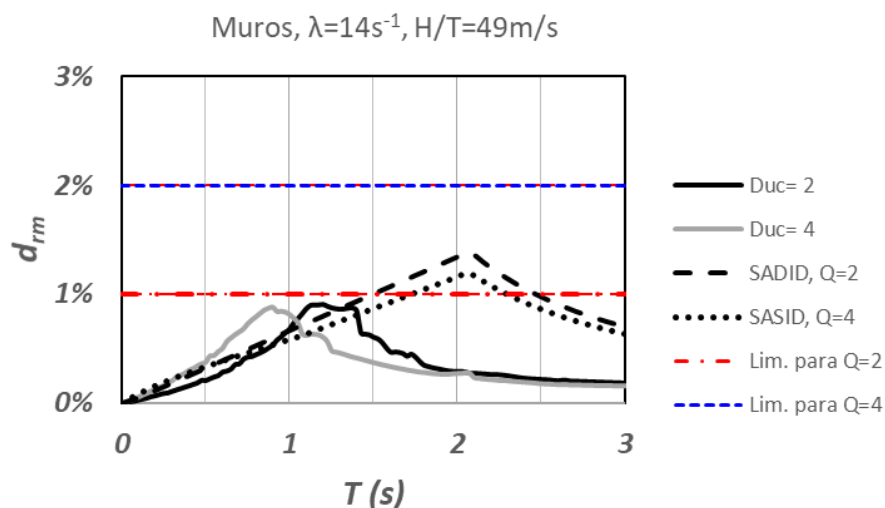


Figura 13. Desplazamientos espectrales en el intervalo inelástico obtenidos con el registro de aceleraciones S00E del terremoto de 19 septiembre 2017 en la estación Miramontes para los casos de ductilidad de desplazamientos iguales a 2 y 4, y espectros obtenidos con las NTCS 2017 y con SASID para los casos $Q=2$ y $Q=4$. Caso edificios con muros estructurales, $H/T= 49$ m/s.

VALORES DE LA DISTORSIÓN LÍMITE γ_{max} ESPECIFICADOS POR LAS NTCS 2017

Las NTCS 2017 especifican valores límites para la distorsión de entrepiso, γ_{max} , los que dependen del nivel de ductilidad de la estructura. Esta normativa estipula tres niveles de ductilidad, que dependen del detallado, y son alta, media y baja, que corresponden a los factores de comportamiento sísmico, Q , iguales a 4, 3 y 2, respectivamente. En general, para estructuras de concreto o de acero, a mayor valor de Q , le corresponde mayor valor de la distorsión límite γ_{max} . Por ejemplo, para el caso de estructuras de concreto, para sistemas formados por marcos diseñados con valores de Q iguales a 2 y 4, los valores de γ_{max} son iguales a 0.015 y 0.03, respectivamente. Para sistemas formados por muros de concreto diseñados con valores de Q iguales a 2 y 4, los valores de γ_{max} son iguales a 0.01 y 0.02, respectivamente. Estos valores de γ_{max} sugieren que las distorsiones de entrepiso esperadas en estructuras de ductilidad baja son menores que las correspondientes a estructuras de ductilidad alta, lo que no necesariamente es así, como se muestra en lo siguiente.

Los resultados de las Figs. 11 a la 13, muestran que en estructuras diseñadas con las NTCS 2017, con valores de Q iguales a 2 y 4, las distorsiones de entrepiso que se obtendrían para estos valores de Q no son muy diferentes, característica que se explica en lo siguiente. Para el estado límite de seguridad contra colapso, de acuerdo con las NTCS 2017, las distorsiones máximas de entrepiso se obtienen con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3 de esta normativa, multiplicadas por QR , este procedimiento implica emplear el espectro elástico de aceleraciones sin reducir, S_{aEl} , multiplicado por Q/Q' . A esta conclusión se puede llegar considerando que la ordenada del espectro de diseño definido en el Capítulo 3 de las NTCS 2017 es igual a $S_{aEl}/(Q' R)$, que multiplicado por QR lleva al valor $S_{aEl} Q/Q'$. Para este caso, el desplazamiento espectral S_d se obtiene como:

$$S_d = \frac{1}{\omega^2} S_{aEl} \frac{Q}{Q'} \quad (23)$$

donde ω es la frecuencia circular.

La Fig. 14 muestra resultados de aplicar la ec. (23) con los valores de aceleraciones espectrales obtenidos con SASID para el sitio de la estación Miramontes, empleando los valores de Q iguales a 2 y 4. Se puede mostrar que, para el caso de estas aceleraciones, en un intervalo amplio de periodos los valores de Q y Q' , para los casos de Q iguales a 2 y 4, no son muy diferentes. Esto implica que de acuerdo con la ec. (23) los valores de S_d para estos valores de Q tampoco serían muy diferentes, lo que explica los resultados para S_d que muestra la Fig. 14. Como muestra la ec. (20), la distorsión global D_{rm} , y por tanto la distorsión de entrepiso, d_{rm} , ver ec. (21), para un tipo de sistema estructural sismorresistente es función principalmente de S_d , por lo que la poca diferencia mencionada de los valores de S_d en la Fig. 14 para los casos $Q=2$ y $Q=4$, también se refleja en los valores calculados de la distorsión de entrepiso d_{rm} mostrados en las Figs. 11 a la 13 para los diferentes sistemas estructurales considerados. Estas demandas de diseño que se obtienen empleando las NTCS 2017 mostradas en estas figuras no son congruentes con los valores estipulados por las NTCS 2017 para la distorsión límite γ_{max} . Por ejemplo, para sistemas a base de marcos o con muros de concreto diseñados con Q igual a 4, el valor estipulado para γ_{max} es el doble del valor correspondiente al caso de estos sistemas diseñados con Q igual a 2. Esta característica no es congruente con las demandas de diseño de distorsiones mostradas en las Figs. 11 a la 13 para los valores de Q iguales a 2 y 4, casos identificados en estas figuras como SASID, $Q=2$ y SASID, $Q=4$, respectivamente, ya que estas distorsiones en las Figs. 11 a la 13 no tienen diferencias significativas como se especifica para γ_{max} en estos casos.

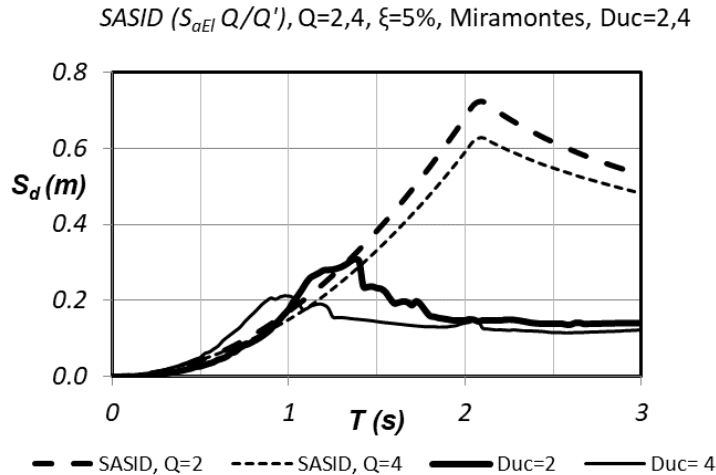


Figura 14. Desplazamientos espectrales obtenidos con el programa SASID en el sitio de la estación Miramontes para los casos $Q=2$ y $Q=4$. Desplazamientos espectrales de un oscilador que responde al registro de aceleraciones S00E del terremoto de 19 septiembre 2017 en la estación Miramontes para los casos de ductilidades de desplazamiento iguales a 2 y 4., $\xi=5\%$.

La idea de que las distorsiones de entrepiso esperadas en estructuras de ductilidad baja son menores que las correspondientes a estructuras de ductilidad alta, como lo sugiere los límites para γ_{max} estipulados por las NTCS 2017 para estos casos, tampoco es congruente con resultados de un análisis no lineal para el cómputo de distorsiones de entrepiso en estructuras que tienen diferentes ductilidades de desplazamiento, y que responden a un registro de aceleraciones obtenidos en suelos que no son duros o en roca, como es el caso del registro S00E de la estación Miramontes, ver Figs. 11 a la 13. Las razones de esta incongruencia se elaboran en lo siguiente. Los resultados de las Figs. 11 a la 13, indican que para periodos mayores que 1 s, los valores calculados de distorsiones de entrepiso para estructuras con ductilidad baja, caso identificado en las Figs. 11 a la 13 como $Duc=2$, son mayores que para el caso de diseño con ductilidad alta, caso identificado en estas figuras como $Duc=4$. Por el contrario, solo en el intervalo de periodos menores que 1

s, las estructuras con ductilidad alta, tienen valores de distorsiones mayores que para el caso de ductilidad baja, ver Figs. 11 a la 13. Estas características de la respuesta de estas estructuras se pueden explicar a partir de la inspección de la resistencia de fluencia del oscilador con respuesta no lineal mostradas en la Fig. 6, la que muestra que para periodos menores que 1 s, las resistencias de las estructuras con ductilidad baja (Duc= 2) y las correspondientes a ductilidad alta (Duc= 4), tienen valores cercanos, y tienen el mismo valor para $T= 0$. Para periodos mayores que 1 s, las resistencias de las estructuras con ductilidad baja tienden a ser mayores que las correspondientes al caso de ductilidad alta, ver Fig. 6, lo que, para este intervalo de periodos, implica valores de d_{rm} mayores en estructuras con ductilidad baja respecto a los correspondientes a estructuras con ductilidad alta, ver Figs. 11 a la 13. Estos resultados de distorsiones de estructuras que responden a un registro de aceleraciones, así como las distorsiones que se obtendrían en estructuras diseñadas con las NTCS 2017, indican la necesidad de revisar los valores estipulados por estas normativas para la distorsión límite γ_{max} .

CONCLUSIONES

1. En todos los casos de los terremotos en el mundo seleccionados para esta investigación, las demandas sísmicas observadas en estos terremotos superaron a las demandas estipuladas por normativas de construcción en los respectivos lugares de ocurrencia de los terremotos. Esto muestra las limitaciones de los modelos probabilistas que se emplean para definir el peligro sísmico y el consecuente sismo de diseño.
2. Este trabajo muestra posibles incertidumbres en el empleo de modelos de análisis sísmico de estructuras, relacionados con discrepancias entre los valores medidos, y los valores de rigideces efectivas y módulo de elasticidad del concreto que estipulan normativas de diseño para estos análisis. Adicionalmente se comentan incertidumbres que existen en el cómputo de la respuesta sísmica de estructuras irregulares, así como limitaciones del análisis sísmico modal convencional.
3. Las incertidumbres de los valores de las acciones sísmicas de diseño, las incertidumbres en los resultados del empleo de modelos de análisis sísmico de estructuras, la amplificación de demandas sísmicas en edificios irregulares, así como las limitaciones del análisis sísmico modal convencional, sugieren que no es suficiente que las estructuras cuenten con la resistencia lateral requerida requeridas por las normativas de diseño por sismo, y que es necesario que las estructuras cuenten con reservas de capacidad de deformación. Estas reservas no se podrían tener en estructuras diseñadas con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$, valor comúnmente empleado en México. Esto se debe a que en estas estructuras la capacidad de deformación de sus secciones críticas es baja. Es relevante considerar la importancia del refuerzo transversal en elementos de concreto reforzado para mejorar la capacidad de deformación de las secciones críticas de elementos estructurales sometidos a terremotos. Eso implica que es deseable que las estructuras diseñadas con $Q=2$ no se empleen en la zona de lago de la Ciudad de México, y tampoco en zonas de alta sismicidad del país como es el caso de la costa del Pacífico en México.
4. Este estudio emplea métodos aproximados para el cómputo de demandas de distorsiones de entrepiso en edificios regulares con diferentes estructuraciones sometidos a acciones sísmicas. Se consideró edificios con sistemas estructurales que emplean solo marcos de concreto reforzado, o sistemas con muros estructurales de concreto reforzado. Con estos métodos se calcularon demandas de distorsiones de entrepiso en edificios para los casos de las demandas sísmicas especificadas por las NTCS 2017 en el sitio de la estación Miramontes. Los resultados encontrados muestran que, en una zona amplia de periodos fundamentales de edificios a base de marcos diseñados con $Q=2$, las distorsiones de entrepiso superan el valor límite especificado por las NTCS 2017 para estas estructuras, lo que implica que para cumplir con este límite es necesario el empleo de muros estructurales, en algunos casos con densidades de muros importantes. Estas densidades de muros

definen el índice de rigidez H/T que se emplea en este trabajo, se ha mostrado que el aumento de valores de este índice permite reducir las demandas de distorsiones en edificios sometidos a terremotos.

5. Con estos procedimientos aproximados se efectuaron análisis del tipo dinámico no lineal para el cómputo de distorsiones en edificios que responden a registros de aceleraciones S00E obtenidos en la estación Miramontes en el terremoto del 19 de septiembre de 2017, considerando los casos de ductilidades de desplazamientos iguales a 2 y 4. Se encontró que, en intervalos pequeños de periodos, estas demandas calculadas de distorsiones superaron los límites de distorsiones estipuladas por las NTCS 2017 para el caso de sistemas estructurales con base sólo en marcos, y para el caso de sistemas con poca densidad de muros estructurales (con índice de rigidez $H/T=35$ m/s).
6. Este estudio ha mostrado la importancia de limitar el empleo de estructuras flexibles, como es el caso de sistemas estructurales a base de marcos, que llevan no sólo a daños o colapsos de los llamados elementos no estructurales en sismos intensos o incluso moderados, sino también a colapsos en estas estructuras, como ocurrió en los terremotos del 19 de septiembre de 1985 y 2017 en la Ciudad de México.
7. Los valores de la distorsión de entrepiso límite, v_{max} , especificados por las NTCS 2017 sugieren que las distorsiones máximas de entrepiso esperadas en estructuras de baja ductilidad son menores que las correspondientes a estructuras de ductilidad alta. Esta idea no es congruente con los resultados de este trabajo, el cual muestra que las distorsiones máximas que se obtendrían en estructuras diseñadas con los procedimientos de las NTCS 2017, para los casos de ductilidades baja y alta, no son muy diferentes. Tampoco la referida idea es congruente con los resultados del análisis no lineal para el cómputo de distorsiones máximas en estructuras con diferentes sistemas estructurales, cuando responden a un registro de aceleraciones obtenido en suelo blando en el terremoto del 19 de septiembre de 2017. Como se muestra en este trabajo, en estos casos incluso se observa que es posible que las estructuras con ductilidad baja, tengan valores de distorsiones de entrepiso mayores que los correspondientes a los casos de estructuras con ductilidad alta. Estos resultados sugieren la revisión de los valores permisibles de las distorsiones de entrepiso estipulados por las NTCS 2017.

REFERENCIAS

- ACI 318-19 (2019). "Building Code Requirement for Reinforced Concrete". American Concrete Institute.
- ACI-363 (1992). "Report on High-Strength Concrete". American Concrete Institute Committee 363.
- ASC/SEI 7-10, (2016), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.
- Bradley B., Quigley M., Van Dissen R. y Litchfield N., (2014) "Ground Motion and Seismic Source Aspects of the Canterbury Earthquake Sequence", *Earthquake Spectra*, 30:1, 1-15. DOI:[10.1193/030113EQS060M](https://doi.org/10.1193/030113EQS060M)
- Cecen, H. (1979), "Response of Ten Story, Reinforced Concrete Model Frames to Simulated Earthquakes", Tesis para obtener el grado de Doctor en la Escuela de Graduados de Ingeniería Civil de la University of Illinois at Urbana-Champaign, Estados Unidos.
- Diario Oficial (2011), Decreto N61, Diario Oficial de la República de Chile, 13 de diciembre 2011.
- EERI (2011), "The M 6.3 Christchurch, New Zealand, Earthquake of February 22, 2011", EERI Special Earthquake Report", 1-16

- Elwood, K., y M. Eberhard. (2009). “Effective stiffness of reinforced concrete columns” *ACI Structural Journal*. 106 (4): 476–484. DOI:[10.14359/56613](https://doi.org/10.14359/56613)
- Instituto Nacional de Normalizacion (1996), “Norma Chilena Oficial. Diseño Sísmico de edificios”. NCh433.Of 1996. Chile
- Lagos, R., Kupper, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Gueldelman, T., Massone, L., Boroschek, R., and Yanez, F., (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile, *International Journal of High-Rise Buildings* 1(3), 181–194.
- Massone L., Bonelli P., Lagos R., Luders C., Moehle J. y Wallace J. (2012), “Seismic Design and Construction Practices for RC Structural Wall Buildings”, *Earthquake Spectra*, 28 (S1), S245-S256. DOI:[10.1193/1.4000046](https://doi.org/10.1193/1.4000046)
- Miranda, E. (1999). “Approximate Seismic Lateral Deformation Demands in Multistory Buildings”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No 4, 417-425. DOI:[10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:4\(417\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:4(417))
- Normas Técnicas Complementarias por Sismo (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Normas Técnicas Complementarias por Sismo (2017). Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, (2017), Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Piedrahita, I. y Rodriguez, M. (2021), Ejemplo 13, en “Ejemplos de diseño de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017/2020”, SMIE, SMIS, ISBN 978-607-95994-3-0
- Pujol, S., y Rodriguez, M.E. (2019), “Evaluación del comportamiento de muros no estructurales en edificios de la Ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre 2017”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 101, 53-66. DOI:[10.18867/ris.101.529](https://doi.org/10.18867/ris.101.529)
- RCDF (1976), “Reglamento de Construcciones para el DF”. Diario Oficial de la Federación.
- Rodríguez, M, Restrepo, JI y Carr, AJ (2002). “Earthquake induced floor horizontal accelerations in buildings”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31, 693-718. DOI:[10.1002/eqe.149](https://doi.org/10.1002/eqe.149)
- Rodríguez M.E. y Restrepo J., (2012), “Practica y diseño sísmico de edificios en México. Cambios necesarios”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 86, pp 89-112.
- Rodriguez, M. (2016) “Una revisión crítica de la práctica de diseño por sismo de estructuras en México”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, No 94, 27-48.
- Rodriguez M. E. (2018), “Damage Index for Different Structural Systems Subjected to Recorded Earthquake Ground Motions”, *Earthquake Spectra*, Vol 34. No 2, 773-793. DOI:[10.1193/021117EQS27M](https://doi.org/10.1193/021117EQS27M)
- Rodriguez, M.E. (2020). “The Interpretation of cumulative damage from the building response observed in Mexico City during the September 19, 2017 Earthquake”, *Earthquake Spectra*, Vol 36, Issue 2, 199-212. DOI:[10.1177/8755293020971307](https://doi.org/10.1177/8755293020971307)

- Rodelo, R., Rodriguez, M., y Restrepo, J. (2020), “Parámetros relevantes de la curva esfuerzo-deformación de concretos no confinados producidos en México”, *Revista de Ingeniería Sísmica* No 103, 18-36. DOI:[10.18867/ris.103.534](https://doi.org/10.18867/ris.103.534)
- Restrepo J. y Rodriguez, M. (2021) “Stiffness Modifiers to Support the Seismic Design of Reinforced Concrete Rectangular Columns”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 147, No 10. DOI:[10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0003123](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003123)
- Saiidi M. y Sozen M. (1981), “Simple nonlinear analysis of RC structures”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 197, 937-952. DOI:[10.1061/JSDEAG.0005714](https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0005714)
- Sharooz, B., y Moehle, J. (1990), “Seismic Response and Design of Setback Buildings”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 5, 1423-1439. DOI:[10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:5\(1423\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:5(1423))
- Standards New Zealand (2004), NZS 1170.5:2004, “New Zealand Standard. Structural design actions. Part 5: Earthquake Actions-New Zealand”.
- Standards New Zealand (2006), NZS 3101, “Concrete Structure Standard, Part 1: The Design of Concrete Structures. Part 2: Commentary on the Design of Concrete Structures”.