



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO
EN INGENIERÍA**

INGENIERÍA CIVIL - ESTRUCTURAS

**“MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
ASIMÉTRICOS CONSIDERANDO CONCEPTOS DE
DESEMPEÑO”**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

DOCTOR EN INGENIERÍA

PRESENTA:

OTONIEL PALACIOS HERNÁNDEZ

TUTOR PRINCIPAL

DR. A. GUSTAVO AYALA MILIÁN, INSTITUTO DE INGENIERÍA

COMITÉ TUTOR

DR. DARÍO RIVERA VARGAS, FES ACATLAN

DR. MAURO NIÑO POMPEYO, FACULTAD DE INGENIERÍA

DR. OSCAR ALBERTO LÓPEZ BÁTIZ, CENAPRED

DR. ORLANDO JAVIER DÍAZ LÓPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

Ciudad Universitaria, CD. MX.

junio 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Contenido

CAPÍTULO 1	<i>Introducción</i>	1
1.1	Definición del problema.....	2
1.2	Objetivo	3
1.3	Antecedentes	3
1.3.1	Revisión bibliográfica	4
1.4	Alcances del trabajo de investigación	6
CAPÍTULO 2	<i>Diseño sísmico de edificios</i>	7
2.1	Introducción.....	7
2.2	Diseño sísmico basado en fuerzas	7
2.2.1	Filosofía de diseño de los propuestos por los códigos de diseño sísmico actuales	8
2.2.1.1	Reglamento de Construcciones de la ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias 2017.	8
2.3	Diseño sísmico basado en la filosofía de desempeño	10
2.3.1	Diseño sísmico basado en desplazamientos	11
2.3.2	Diseño sísmico basado en energía	11
2.4	Diseño sísmico basado en resiliencia	12
CAPÍTULO 3	<i>Método de diseño sísmico propuesto</i>	13
3.1	Introducción.....	13
3.2	Fundamentos de la metodología propuesta.....	13
3.2.1	Formulación para estimar el sistema de referencia de la estructura	14
3.3	Método de diseño	16
CAPÍTULO 4	<i>Ejemplos de aplicación</i>	22
4.1	Introducción.....	22
4.2	Descripción de las estructuras.....	22
4.3	Consideraciones de diseño.....	23
4.2.1	Demandas sísmicas	24
4.3	Análisis de los resultados de los diseños de los edificios.	24
CAPÍTULO 5	<i>Conclusiones</i>	33
	Referencias	35

Índice de figuras

Figura 1 Ilustración de una curva de capacidad y su correspondiente curva de comportamiento como las utilizadas en el método propuesto	17
Figura 2 Ramas de la curva de comportamiento del sistema de referencia	18
Figura 3 Espectros de desplazamiento elástico e inelástico	20
Figura 4 Curva de comportamiento del sistema de referencia del edificio	20
Figura 5 Diagrama de flujo del método de diseño sísmico basado en desplazamientos.....	21
Figura 6 Edificio de 15 niveles.	23
Figura 7 Edificio de 15 niveles.	24
Figura 8 Distribución de daño en el marco X4 del edificio de 12 niveles.	28
Figura 9 Distribución de daño en el marco X5 del edificio de 15 niveles.	28
Figura 10 Comparación del perfil de los desplazamientos horizontales máximos para el edificio de 15 niveles.	29
Figura 11 Comparación del perfil de los desplazamientos horizontales máximos para el edificio de 12 niveles.	30
Figura 12 Comparación de derivas de entrepiso para el edificio de 15 niveles.	31
Figura 13 Comparación de derivas de entrepiso para el edificio de 12 niveles.	32

Índice de tablas

Tabla 1 Propiedades de la curva de comportamiento.....	25
Tabla 2 Parámetros modales para edificios de 15 niveles sin daños.....	25
Tabla 3 Parámetros modales para edificio dañado de 15 niveles.....	26
Tabla 4 Parámetros modales para edificio de 12 niveles sin daño.....	26
Tabla 5 Parámetros modales para edificio dañado de 12 niveles.....	26

.

CAPÍTULO 1

Introducción

La mayoría de los códigos de diseño sísmico incluyen los efectos de torsión, con ciertas restricciones, en el método estático o, sin ninguna restricción, de un método dinámico, ya sea un análisis modal espectral o dinámico lineal. En ambos casos la existencia de asimetrías en planta se penaliza mediante reducciones en el factor de comportamiento sísmico usado en su diseño. Resultados de investigaciones recientes han mostrado las limitantes de estos métodos, particularmente cuando estos son empleados en el diseño sísmico de edificios para estados límites en los que se acepta la existencia de daño significativo. Por esta razón, en los últimos años la ingeniería sísmica ha orientado parte de sus investigaciones a entender el comportamiento no lineal de estructuras, particularmente las consideradas como irregulares, mediante el uso de procedimientos rigurosos. Sin embargo y pese a pesar de estos esfuerzos, en la actualidad no se cuenta con metodologías, de fácil implementación, que permitan garantizar un desempeño favorable cuando éstas se vean sometidas a demandas como para las que fueron diseñadas.

De particular relevancia al diseño sísmico de edificios irregulares en planta son los resultados de investigaciones de diversos autores en las que se recomienda el uso de procedimientos basados en desplazamientos que consideren de manera explícita el efecto de las distribuciones de resistencias en el comportamiento torsional no lineal de los edificios asimétricos. Paulay realizó investigaciones sobre la influencia de los efectos de torsión en el desempeño sísmico de las estructuras y propuso disminuir estos efectos mediante un adecuado control de las distribuciones de rigideces y resistencias. Sin embargo, la mayoría de estos trabajos han sido validados en estructuras que no ingresan en el rango no lineal.

Debido a lo anterior, se presenta un procedimiento de diseño sísmico de edificios asimétricos basado en desplazamientos y control de daño inducido, por un sismo, definido a partir de la distribución en planta y elevación de las resistencias de los elementos estructurales. Los resultados de esta tesis enfatizan la influencia de los efectos de torsión en el desempeño sísmico de tales edificios, particularmente en las derivas de entrepiso. Esta metodología está fundamentada en la hipótesis de que es posible aproximar el desempeño sísmico de una estructura de múltiples grados de libertad (MDOF), mediante la respuesta de un oscilador bilineal equivalente de un grado de libertad (SDOF), asociado a un sistema de referencia, donde el oscilador está definido por las propiedades de las formas modales que más contribuyen a la respuesta inelástica de la estructura. A este oscilador se le denomina sistema de referencia. El principio fundamental de la metodología propuesta es la validez de la curva de capacidad de la estructura, la cual puede ser aproximada por una curva bilineal, caracterizada por 2 etapas y definida mediante el principio de iguales energías entre la curva “real” y la bi-linealizada. A partir de esta se puede construir la curva de comportamiento (Sa-D) del sistema de referencia de un oscilador (SDOF), usando conceptos de la dinámica estructural, y extraer el desempeño sísmico de la estructura ante una demanda sísmica dada.

1.1 Definición del problema

El problema de diseño sísmico de edificios para los estados límites en los que se acepta daño estructural y por tanto incursiones en el rango inelástico de comportamiento, es un problema altamente complejo que se debe estudiar con mayor profundidad a lo que hasta ahora se ha hecho. Es claro que, para el caso de modelos de edificios de varios niveles en los que se considere su comportamiento inelástico, los parámetros a considerar son muchos más que los considerados en estudios de modelos elásticos y/o en los realizados sobre modelos simplificados de un nivel.

Los efectos de torsión en edificios asimétricos, que incluyen, por norma, los de la excentricidad accidental, presente aun en edificios nominalmente simétricos, se ven generalmente modificados cuando las edificaciones incursionan en el rango inelástico de comportamiento. Este problema tiene características que no pueden determinarse partiendo solo de parámetros de desempeño derivados de modelos elásticos. En general, la asimetría estructural debida a distribuciones irregulares de masas y/o rigideces en las plantas de una estructura tiene un sentido físico solo en el caso de que el comportamiento sea elástico, sin embargo, si este comportamiento es inelástico, esta característica deja de ser relevante ya que, en tales condiciones, el desempeño estructural se ve directamente afectado por las distribuciones en planta de las resistencias. Este problema ha sido parcialmente investigado, sin embargo, el problema está aún lejos de ser resuelto ya que en estos estudios generalmente se usaron modelos estructurales de un nivel ignorándose además el hecho de que las

resistencias están directamente relacionadas con las rigideces y que por tanto era posible, aún en el rango inelástico, considerar de manera directa un concepto alternativo al de asimetría estructural que considere ambas características y su relación.

De acuerdo con lo anteriormente mencionado, se piensa que considerar explícitamente la distribución de resistencias en el proceso de diseño sísmico contribuirá a mejorar las recomendaciones de diseño actuales dados por los diferentes reglamentos ya que con ellas no solamente se controlaría el desempeño estructural sino también la distribución del daño. El poder considerar y controlar explícitamente el comportamiento inelástico de una estructura es consistente con la filosofía de diseño sísmico actual, y en particular con el énfasis que se ha dado a poder garantizar el desempeño estructural ante demandas de diseño. En esta filosofía se aceptan formalmente diferentes niveles de daño estructural que definen a los estados límites asociados a demandas sísmicas con diferentes tasas de excedencia.

1.2 Objetivo

El objetivo general de esta tesis es desarrollar y validar un método de diseño sísmico para estructuras asimétricas en planta, que considere el comportamiento inelástico de sus elementos estructurales, conceptos de diseño sísmico basado en desplazamientos y fundamentalmente control de daño mediante distribuciones de resistencias que conduzcan a desempeños deseables.

1.3 Antecedentes

Investigaciones recientes han demostrado que existe la evidencia suficiente para pensar que una de las causas que ocasiona un daño severo en una estructura después de un sismo de magnitud considerable son las rotaciones excesivas de los diafragmas. Por ejemplo, durante el gran sismo de Alaska (1964) se generaron daños que llegaron hasta el colapso en edificios importantes, edificio J.C Penney, debido principalmente a la torsión excesiva. Durante en el sismo de la ciudad de México (1985) el 42% de los edificios que colapsaron o sufrieron daños graves eran de esquina, los cuales son conocidos por ser susceptibles a rotaciones excesivas del diafragma.

Debido a lo anterior en las últimas 4 décadas parte de la ingeniería sísmica se ha orientado a la investigación de los efectos de torsión en la respuesta no lineal de una estructura, sin embargo, no se ha llegado a una conclusión general en relación con la torsión de estructuras dúctiles sometidas a sismos intensos. El progreso de la comprensión del comportamiento sísmico de los sistemas de construcción asimétricos ha sido bastante lento, lo cual se manifiesta con una escasez relativa de las conclusiones generales y no hace cuestionarnos. ¿Realmente tenemos un conocimiento profundo

sobre el comportamiento de los sistemas de torsión dúctiles? ¿Nuestras hipótesis de modelado de elementos y por lo tanto la de los sistemas estructurales son lo suficientemente cercanas a la realidad?

Paulay, y actualmente algunos de sus colaboradores han mostrado un particular interés en la respuesta sísmica de torsión de edificios dúctiles. Sus aportaciones y puntos de vista sobre este problema han sido de gran ayuda para la comprensión de la respuesta sísmica de los edificios asimétricos. Algunas de sus aportaciones y comentarios son los siguientes.

La excentricidad de la rigidez es el parámetro que más influye en la respuesta de los sistemas elásticos, por el contrario, la excentricidad de la fuerza es uno de los parámetros que más influye en la respuesta de los sistemas dúctiles. Paulay demostró que los sistemas de resistencia y rigidez no son parámetros independientes y que los desplazamientos nominales de fluencia es una propiedad geométrica de los materiales, la cual es independiente de la fuerza. Introdujo la idea de que la capacidad de desplazamiento de ductilidad de un sistema se basa en la capacidad de desplazamiento de sus elementos críticos. Además, expresó que la eliminación o reducción de las rotaciones del sistema, debido a los efectos de torsión, no debería tener que ser el objetivo principal de diseño, en su lugar las rotaciones del sistema deben ser aceptadas, cuando se demuestre que los criterios de ductilidad de desplazamiento, para los diferentes elementos de traslación, no se violen. De esta manera tendríamos una mayor disipación de energía y consecuente una amortiguación más eficaz, entre otras.

1.3.1 Revisión bibliográfica

Lucchini et al. (2011) estudiaron la respuesta torsional de edificios asimétricos de un nivel bajo demanda biaxial, teniendo en cuenta varios ángulos de incidencia. Encontraron que los parámetros que rigen la respuesta no lineal de los edificios asimétricos son los asociados con el centro de resistencia del sistema y corresponden al cortante basal de los mecanismos inelásticos en cada dirección.

Lumantarna et al. (2011) mencionan las deficiencias del método convencional basado en fuerzas y señalan que un comportamiento sísmico de esta naturaleza puede explicarse por lo que se conoce como el fenómeno controlado por desplazamientos. Supusieron una demanda de desplazamiento máximo que puede potencialmente simplificar el diseño sísmico o la evaluación de una estructura que es flexible o tiene la capacidad de sufrir grandes desplazamientos sin colapsar. Desarrollaron un modelo generalizado de espectro de respuesta que presenta un fenómeno controlado por desplazamientos para proporcionar predicciones de respuesta sísmica asumidas como lineales.

Miranda et al. (2012) encontraron que un aumento en la fuerza de un elemento no aumenta la demanda en ningún elemento crítico. Un aumento de la masa de rotación o una disminución de la excentricidad de rigidez reduce el desplazamiento crítico de la estructura.

Hong (2013) estudió la respuesta torsional para sistemas asimétricos unidireccionales o bidireccionales bajo excitaciones sísmicas unidireccionales y bidireccionales. Consideró excentricidades de carga instantánea causadas por el movimiento del centro de masa. Encontró que las excentricidades, que dependen del tiempo, existen incluso para estructuras simétricas elásticas lineales bidireccionales bajo excitaciones sísmicas, ya que el desplazamiento relativo entre el centro de masa y el centro de rigidez puede no ser necesariamente insignificante.

Lumantarna et al. (2013) mencionan que el comportamiento controlado por desplazamientos es una característica de áreas de sismicidad baja a moderada donde la demanda de desplazamiento máximo en las estructuras podría ser limitada a pesar de la importante resistencia estructural y la degradación de la rigidez. Estudiaron el fenómeno controlado por el desplazamiento en sistemas de encuadre torsionalmente desequilibrados y concluyeron que, si bien las acciones torsionales son un tema bien investigado, la incorporación de un fenómeno controlado por desplazamientos en el análisis es original y representa un nuevo desarrollo.

Georgoussis (2013) investigó el problema de la distribución de la fuerza entre los elementos resistentes y el cortante de fluencia de una estructura inelástica de un solo piso con excentricidad en una sola dirección, con respecto a minimizar su respuesta torsional durante un sismo. El objetivo era presentar una relación de interacción entre el cortante de fluencia y el par máximo que puede desarrollarse en dichos sistemas, así como examinar la respuesta de dichas estructuras sometidas a sismos característicos.

Gokdemir et al. (2013) analizaron los efectos de la irregularidad en las estructuras. Los modelos de construcción, que tienen diferentes números de pisos y áreas, son generados por un programa computacional. Sus resultados compararon la prevención de los daños causados por irregularidades torsionales bajo cargas sísmicas, así como declaraciones en diferentes códigos sísmicos sobre irregularidades torsionales. Mostraron que separar grandes secciones de construcción entre sí con distancias de separación adecuadas y aumentar la rigidez lateral en la dirección débil de las estructuras disminuyen el efecto de la torsión.

Wakchaure et al. (2013) encontraron que el comportamiento torsional de los edificios asimétricos es una de las causas más frecuentes de daños estructurales y fallas durante los sismos

fuertes. Estudiaron la influencia de los efectos de torsión en el comportamiento de las estructuras, investigando dos casos en el edificio, con y sin considerar la torsión.

Georgoussis (2015) analizaron los tipos comunes de edificios multinivel, detallados según un análisis estático bajo una carga lateral de código, que puede tener un comportamiento prácticamente traslacional cuando el eje de masa está pasando por el centro de rigidez. Especificaron la disposición óptima de estos elementos estructurales en términos de producir la respuesta torsional mínima en caso de un movimiento de terreno fuerte.

Fox et al. (2016) investigaron la respuesta sísmica de los sistemas asimétricos de un solo piso sometidos a excitación sísmica unidireccional. Su trabajo desarrolla los principios de evaluación basados en desplazamientos existentes y se centra firmemente en la mecánica del problema en cuestión. El procedimiento se basa en la suposición de que el desplazamiento del centro de masas se puede determinar con precisión mediante un sistema equivalente de un solo grado de libertad. A continuación, la rotación del sistema se determina mediante un enfoque novedoso que asigna propiedades de rigidez eficaces a los elementos estructurales.

Fakhraddini et al. (2019) estudió un grupo de 30 marcos excéntricamente arriostrados bajo un conjunto de 15 acelerogramas de fuente lejana y fuente cercana, que escalaron a diferentes amplitudes para adaptar varios niveles de desempeño. Los resultados fueron post procesados por el análisis de regresión no lineal con el fin de reconocer los parámetros principales que influyen en el patrón de desplazamiento máximo de estos marcos.

1.4 Alcances del trabajo de investigación

Esta propuesta tiene como alcances investigar el problema de diseño sísmico multinivel de edificios asimétricos, desarrollar un procedimiento simplificado de evaluación y de diseño que incluya los estados límites considerados por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF, y por el Eurocódigo 8, EC8; acotándose, y ejemplificándose, para el caso de México, al diseño para dos estados límite, el de servicio y el último del RCDF o los correspondientes al EC8.

CAPÍTULO 2

Diseño sísmico de edificios

2.1 Introducción

Después de la ocurrencia de sismos intensos se ha observado que las metodologías de evaluación y diseño sísmico aceptadas por la mayoría de los reglamentos de construcción no han garantizado que las estructuras tengan un desempeño sísmico congruente con el estimado en el diseño. No obstante, de estas observaciones, la mayoría de los reglamentos aún siguen proponiendo el uso de metodologías, fundamentadas principalmente en la filosofía de diseño sísmico basado en fuerzas (FBSDP, por sus siglas en inglés). La mayoría de estos métodos están basados en la llamada regla de iguales desplazamientos, propuesta por Veletsos y Newmark (1960), la cual, solo es aplicable bajo ciertas circunstancias e.g periodos y características del suelo donde esta desplantada la estructura, características del oscilador, entre otras.

2.2 Diseño sísmico basado en fuerzas

Esta filosofía de diseño ha sido adoptada por la mayoría de los reglamentos actuales y consiste en diseñar los elementos estructurales usando los resultados obtenidos de un análisis elástico lineal, asociado a una demanda sísmica caracterizada por un espectro de diseño elástico suavizado y reducido mediante un factor de ductilidad, R y/o Q '. En esta metodología, los desplazamientos son un parámetro secundario que solo se revisan al final del proceso de diseño, asumiendo que la regla de iguales desplazamientos se cumple para todos los casos. Cuando los desplazamientos estimados superan a los desplazamientos establecidos por el reglamento entonces el diseño de la estructura se ajusta, estimándose nuevamente las demandas de fuerzas laterales.

No obstante, de las deficiencias observadas en la aplicación de esta filosofía de diseño, la mayoría de los reglamentos de diseño sísmico actuales aún continúan proponiendo el uso de métodos basados en fuerzas, aceptando la validez de muchas suposiciones, las cuales no tienen un fundamento riguroso. Las principales inconsistencias encontradas en el método basado en fuerzas están relacionadas con la correlación entre la rigidez y la resistencia, la relación entre resistencia y ductilidad, la elección de la ductilidad del sistema estructural como el índice de desempeño de mayor importancia, la validez de la regla de iguales desplazamientos, entre otras. Investigaciones recientes han demostrado que cualquiera de estos factores puede llevar a los diseñadores a resultados no congruentes con los obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso.

2.2.1 Filosofía de diseño de los propuestos por los códigos de diseño sísmico actuales

El principal objetivo de los códigos de diseño sísmico en todo el mundo es hacer, entre otras cosas, edificios resistentes a demandas sísmicas extraordinarias, que pueden ser dañados, pero no se colapsarían. Por lo tanto, la seguridad de las personas y los contenidos que se asegura y con ello se evita un desastre.

2.2.1.1 Reglamento de Construcciones de la ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias 2017.

El reglamento de construcciones de la Ciudad de México en sus Normas Técnicas Complementarias, establece que las estructuras deben diseñarse, en general, con alguno de los métodos de análisis dinámicos (Análisis dinámico modal, Análisis dinámico no lineal paso a paso). El método estático es aceptable cuando se cumplan los requisitos establecidos para ser una estructura regular de altura no mayor que 30 m, y estructuras irregulares de no más de 20 m de altura. Para edificios ubicados en la Zona I, los límites anteriores se amplían a 40 m y 30 m, respectivamente. El método estático de análisis no podrá usarse para estructuras que pertenezcan al Grupo A o que sean muy irregulares. Tampoco podrá usarse para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica.

Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.
- 5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.
- 6) El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.
- 8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.
- 10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.
- 11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 12) En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.
- 13) En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de

este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Para el diseño sísmico de edificios se considera la excentricidad torsional que es calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para el método estático o el dinámico modal espectral, el momento torsionante debe tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (1)$$

$$e_s - e_a \quad (2)$$

donde e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Cuando el diseño se realice con el análisis dinámico modal, las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño definidos en el Capítulo 3 de las Normas Técnicas complementarias. Las acciones sísmicas para el diseño con el método estático determinarán también con los espectros citados, con las modificaciones indicadas en dicha sección. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, las acciones sísmicas se determinarán mediante familias de acelerogramas.

Para el método estático o el dinámico modal espectral los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando en cada dirección en que se analice la estructura 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto.

2.3 Diseño sísmico basado en la filosofía de desempeño

Debido a las deficiencias observadas en la filosofía basada en fuerzas algunos autores han orientado esfuerzos a desarrollar “nuevos” métodos de diseño sísmico, poniendo un particular énfasis en la filosofía basada en el desempeño, la cual, tiene como objetivo principal diseñar estructuras económicas, seguras y con un comportamiento sísmico congruente con los danos observados en experiencias anteriores. En esta filosofía se busca garantizar los niveles de daño estimados en el diseño estructural. Se establece que ante un sismo severo y con una probabilidad de ocurrencia baja

se debe evitar el colapso pero se acepta que se presente daño en los elementos estructurales, mientras que para sismos moderados que tienen una probabilidad de ocurrencia alta se debe evitar daños de cualquier tipo, principalmente en los elementos estructurales principales.

En los últimos años han surgido un gran número de métodos aproximados basados en la filosofía basada en el desempeño, empleado principalmente los desplazamientos como índice de desempeño, debido principalmente a que en investigaciones recientes se ha demostrado que los desplazamientos son la forma más directa de evaluar el daño en una estructura ya que las deformaciones producidas por estos desplazamientos están directamente relacionadas con el daño estructural, afirmando que si se tiene un eficiente control de desplazamientos se tendrá un adecuado control del daño. Entre los procedimientos de diseño sísmico basado en desplazamientos más referenciados en la literatura especializada son los propuestos por Moehle (1992), Priestley et al., (2007), Ayala et al., (2012), entre otros.

2.3.1 Diseño sísmico basado en desplazamientos

Priestley et al., (2007) propone un método directo de diseño sísmico (DDBD), basado en el concepto de la estructura substituta propuesto por Shibata y Sosen (1976). En este método, una estructura de múltiples grados de libertad (MDOF) se idealiza como un sistema elástico de un grado de libertad equivalente, el cual está asociado a un amortiguamiento viscoso igual a la suma del amortiguamiento viscoso del sistema de múltiples grados de libertad y el histérico correspondiente al comportamiento no-lineal, y a una rigidez secante asociada a un desplazamiento máximo.

2.3.2 Diseño sísmico basado en energía

Es un criterio de diseño sísmico de marcos estructurales que se basa en el uso de sistema de un grado de libertad (S1GL), equivalentes que representan las características de una estructura de varios grados de libertad. En este método se utilizan espectros de energía histerética normalizada. Al determinar los requerimientos en S1GL equivalentes, es posible mediante factores de transformación de respuesta determinar los requerimientos en marcos estructurales reales (Bojórquez y Ruiz 2008). En este trabajo los sistemas equivalentes (que representan las características de las estructuras) se refieren a S1GL con coeficiente sísmico, periodo fundamental de vibración y porcentaje de amortiguamiento crítico iguales a los que están asociados al SMGL.

Este método se basa en revisar tres condiciones de diseño: 1) el requerimiento de resistencia lateral (a través del coeficiente sísmico), para no exceder el valor de la ductilidad global disponible, asociada con una tasa anual de falla seleccionada para este estado límite, 2) el control de la distorsión máxima de entrepiso asociada con una tasa anual de falla, y 3) el requerimiento de energía histórica disipada asociada a una tasa anual de falla.

2.4 Diseño sísmico basado en resiliencia

La base y buen funcionamiento de una ciudad es su infraestructura, para realizar un análisis de resiliencia se tiene que generar una base de datos de la infraestructura existente en el lugar, en dicha base de datos se deben de considerar edificios importantes como hospitales, dependencias de gobierno, escuelas y edificios con características particulares (inmuebles muy antiguos o parcialmente dañados por eventos sísmicos ocurridos en el pasado). También deben de tomarse en cuenta vías de acceso controlado, avenidas principales, avenidas secundarias, pasos a desnivel, puentes, túneles y líneas de transporte. Es recomendable realizar esta base de datos en algún Sistema de Información Geográfica (SIG). La importancia de considerar vías de acceso controlado en esta base de datos se debe a que estas vialidades satisfacen la demanda de movilidad continua de grandes volúmenes, cuentan con accesos y salidas a los carriles centrales en lugares precisos y son catalogadas como la columna vertebral de una red vial.

Para realizar el análisis de resiliencia debe generarse una red estratégica teniendo en cuenta solo las intersecciones y vialidades de mayor afluencia los cuales serán representados con nodos y arcos respectivamente.

CAPÍTULO 3

Método de diseño sísmico propuesto

3.1 Introducción

Debido a las incertidumbres encontradas en las suposiciones hechas por los métodos aproximados diseño sísmico, particularmente cuando estos se aplican a estructuras que presentan problemas de regularidad modal, en esta investigación se propone un método aproximado de diseño de edificios asimétricos en planta, en el cual, se incluye los efectos debido a la torsión, así como la aplicación de demandas sísmicas ortogonales.

3.2 Fundamentos de la metodología propuesta

Esta metodología está fundamentada en la hipótesis de que es posible aproximar el desempeño sísmico de una estructura de MDOF, mediante la respuesta de un oscilador bilineal, SDOF, asociado a un sistema de referencia, donde cada oscilador está definido por las propiedades de las formas modales que más contribuyen a la respuesta inelástica de la estructura. El principio fundamental de la corrección propuesta es la validez de la curva de capacidad como una propiedad de la estructura, la cual puede ser aproximada por una curva bilineal, caracterizada por 2 etapas y definida mediante el principio de iguales energías entre la curva “real” y la bi-linealizada. A partir de esta se puede construir la curva de comportamiento ($S_d - S_a$) del sistema de referencia de un oscilador equivalente de un grado de libertad, usando conceptos de la dinámica estructural, y extraer el desempeño sísmico de la estructura ante una demanda sísmica dada.

3.2.1 Formulación para estimar el sistema de referencia de la estructura

La ecuación de equilibrio dinámico para un edificio tridimensional de varios niveles y sometido a una demanda sísmica bidireccional en su base, está dada por la siguiente ecuación:

$$[M]\{\ddot{u}^t\} + [C]\{\dot{u}^t\} + [K]\{u^t\} = \{0\} \quad (3)$$

donde:

$$\{\ddot{u}^t\} = \{\ddot{u}\} + \{\ddot{u}_g\}$$

[M] : Matriz de masas

[C] : Matriz de amortiguamiento

[K] : Matriz de rigideces

\{u^t\} : Vector de desplazamientos totales

\{u\}, \{\dot{u}\} y \{\ddot{u}\} : Vectores de desplazamientos relativos a la base, velocidades y aceleraciones.

\{\ddot{u}_g\} : Vector de aceleraciones del suelo

Sustituyendo:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (4)$$

Transformando los vectores de desplazamientos relativos a la base, velocidades y aceleraciones a modales, \{v\}:

$$\{u\} = [\Phi]\{v\}$$

$$\{\dot{u}\} = [\Phi]\{\dot{v}\} \quad (5)$$

$$\{\ddot{u}\} = [\Phi]\{\ddot{v}\}$$

donde [\Phi] es la matriz de formas modales normalizadas a la masa

Sustituyendo esta transformación en la ecuación diferencial de movimiento del sistema de múltiples grados de libertad, Ec. 4 y pre multiplicándola por la matriz [\Phi]^T se obtiene un sistema “n” ecuaciones desacopladas dado por la siguiente ecuación:

$$[\Phi]^T[M][\Phi]\{\ddot{v}\} + [\Phi]^T[C][\Phi]\{\dot{v}\} + [\Phi]^T[K][\Phi]\{v\} = -[\Phi]^T[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (6)$$

donde

$$[\Phi]^T[M][\Phi] = [I]$$

$$[\Phi]^T[C][\Phi] = [2\zeta\omega]$$

$$[\Phi]^T[K][\Phi] = [\omega^2]$$

$$[\Phi]^T[M] = [\Gamma]$$

y $[I]$, $[2\zeta\omega]$, $[\omega^2]$ y $[\Gamma]$ son la matriz unitaria, amortiguamiento, frecuencias modales y factores de participación respectivamente:

$$\{\ddot{v}\} + [2\zeta\omega]\{\dot{v}\} + [\omega^2]\{v\} = -[\Gamma] \{\ddot{u}_g\} \quad (7)$$

De donde la ecuación de movimiento correspondiente al modo i^{th} para un sistema a una demanda bidireccional en su base es la siguiente:

$$\ddot{v}_i + 2\zeta\omega_i\dot{v}_i + \omega_i^2 v_i = -\Gamma_{xi}\ddot{u}_{gx} - \Gamma_{yi}\ddot{u}_{gy} \quad (8)$$

Expresando v_i , \dot{v}_i y \ddot{v}_i en términos de dos componentes correspondientes a cada uno de los términos independientes.

$$v_i = v_{ix} + v_{iy} \quad (9)$$

Usando Ec. 8, Ec. 9 se puede descomponer en dos ecuaciones de movimiento desacopladas correspondientes a sistemas de un grado de libertad:

$$\ddot{v}_{ix} + 2\zeta_i\omega_i\dot{v}_{ix} + \omega_i^2 v_{ix} = -\Gamma_{xi}\ddot{u}_{gx} \quad (10)$$

$$\ddot{v}_{iy} + 2\zeta_i\omega_i\dot{v}_{iy} + \omega_i^2 v_{iy} = -\Gamma_{yi}\ddot{u}_{gy} \quad (11)$$

Las ecuaciones de movimiento para dos osciladores de un grado de libertad sometidos respectivamente a demandas \ddot{u}_{gx} y \ddot{u}_{gy} son:

$$\ddot{D}_{ix} + 2\zeta\omega_i\dot{D}_{ix} + \omega_i^2 D_{ix} = -\ddot{u}_{gx} \quad (12)$$

$$\ddot{D}_{iy} + 2\zeta\omega_i\dot{D}_{iy} + \omega_i^2 D_{iy} = -\ddot{u}_{gy} \quad (13)$$

donde D_{ix} y D_{iy} son los desplazamientos producidos por las demandas \ddot{u}_{gx} y \ddot{u}_{gy} .

Comparando uno a uno las Ecs. 12 y 13 con las Ecs. 10 y 11 se tiene que:

$$v_{ix} = \Gamma_{xi}D_{ix} \quad (14)$$

$$v_{iy} = \Gamma_{yi}D_{iy} \quad (15)$$

Sustituyendo Ecs. 14 y 15 en Ec. 9:

$$v_i = \Gamma_{xi}D_{ix} + \Gamma_{yi}D_{iy} \quad (16)$$

y sustituyendo esta ecuación en Ec. 5 los desplazamientos para el nivel j del edificio asociado al modo i se puede escribir como:

$$\begin{aligned} u_{ijx} &= \phi_{ijx}(\Gamma_{xi}D_{ix} + \Gamma_{yi}D_{iy}) \\ u_{ijy} &= \phi_{ijy}(\Gamma_{xi}D_{ix} + \Gamma_{yi}D_{iy}) \\ u_{ij\theta} &= \phi_{ij\theta}(\Gamma_{xi}D_{ix} + \Gamma_{yi}D_{iy}) \end{aligned} \quad (17)$$

En aplicaciones prácticas del método donde se usan análisis modales espectrales para estimar la máxima respuesta ante demanda sísmica bidireccional, se necesita un factor de correlación entre las respuestas máximas aplicadas separadamente en cada dirección, β , y para el desplazamiento en el nivel j, se toma como el desplazamiento en la dirección x de la azotea del edificio, $u_{ijx} = \Delta_{iax}$ se tiene lo siguiente:

$$\bar{D}_{ix} = \frac{\Delta_{iax}}{\phi_{iax}(\Gamma_{xi} + \beta\Gamma_{yi})} \quad (18)$$

3.3 Método de diseño

Como ya se mencionó en los párrafos anteriores el método diseño sísmico que se propone en este artículo se basa principalmente en la validez de la curva de capacidad, y que a partir de ésta es posible extraer el desempeño de la estructura mediante la construcción de la curva de comportamiento del sistema de referencia expresada en coordenadas de pseudo-aceleración vs desplazamiento espectral (Figura 1). La rama inicial de la curva de comportamiento representa las propiedades de la estructura en el rango elástico y la pendiente de la segunda rama representa las propiedades de la estructura en el rango de comportamiento inelástico. Las características de la segunda rama se definen a partir de una distribución de daño propuesta por el analista. La resistencia de fluencia por unidad de masa (Ry/m), está asociada al nivel de demanda para los elementos estructurales que se asume tendrán daño ante las demandas de diseño. La resistencia última por unidad de masa (Ru/m), es el nivel de demanda para los elementos estructurales que deberán permanecer elásticos ante tales demandas.

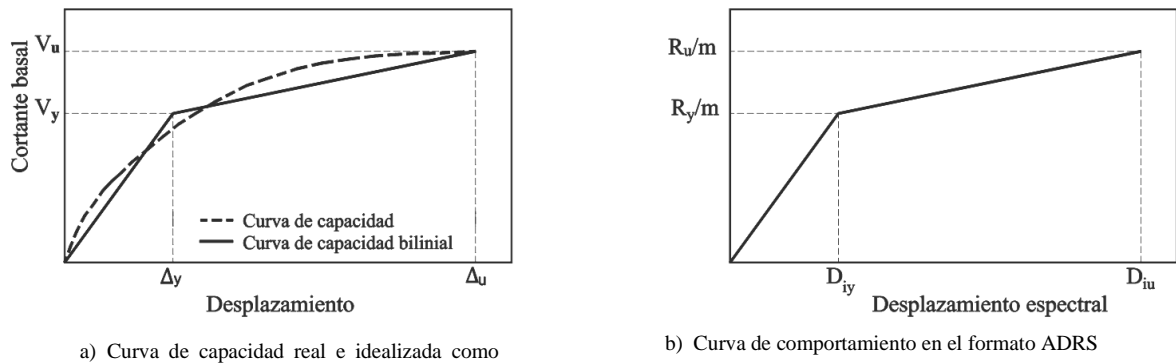


Figura 1 Ilustración de una curva de capacidad y su correspondiente curva de comportamiento como las utilizadas en el método propuesto

Con base en estos fundamentos, en los siguientes incisos se describen detalladamente los pasos del método de diseño propuesto para diseñar edificios asimétricos:

1. Construir un modelo elástico y realizar un pre-diseño de la estructura. El pre-diseño se obtiene de acuerdo con un reglamento vigente basado en fuerzas ya sea mediante un análisis estático bajo cargas gravitacionales y cargas laterales equivalentes o bien un análisis modal espectral ante las mismas demandas.
2. Definir el objetivo de desempeño asociado a un reglamento de diseño sísmico actual.
3. Proponer una configuración de daño de la estructura. Se seleccionan los elementos estructurales y las secciones en las cuales se acepta ocurra el daño producto de la demanda de diseño. Éstas se representan en una réplica del modelo elástico como articulaciones simples. A este modelo se le denomina “dañado”.
4. Obtener las características dinámicas de los modelos estructurales sin y con daño. Se realizan análisis modales de ambos modelos, de los que se obtienen los periodos y formas modales y, de cada uno de estos análisis, se seleccionan los periodos de los modos que más influyen en la respuesta de la estructura, T_1 y T_2 . Estos periodos definen las ramas de la

curva de comportamiento del sistema de referencia de un grado de libertad; una para el rango elástico y la otra para el rango inelástico, Figura 2.

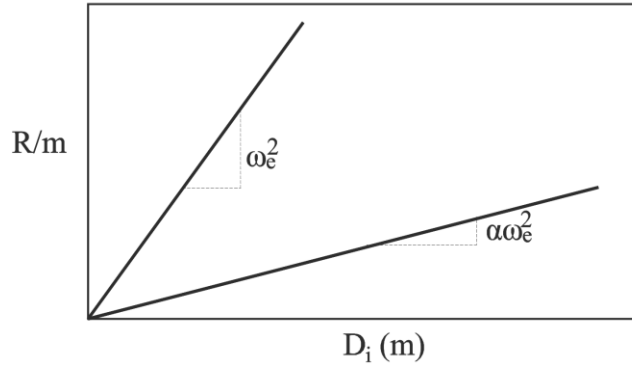


Figura 2 Ramas de la curva de comportamiento del sistema de referencia

5. Calcular el desplazamiento de fluencia, \overline{D}_{11} de la curva de comportamiento del sistema de referencia a partir de la distorsión de fluencia de la estructura, utilizando expresiones propuestas por Priestley, (2000) que están en función de la geometría de la estructura y las propiedades de los materiales.
6. Obtener el desplazamiento objetivo del sistema de referencia. Este desplazamiento se define en función de los valores máximos permisibles de las derivas de entrepiso, correspondientes al nivel de desempeño de diseño. Para calcular el desplazamiento objetivo de la curva de comportamiento se parte de lo siguiente:

$$\delta_{dj} = \delta_{1dj} + \delta_{2dj} \quad (19)$$

donde δ_{1dj} y δ_{2dj} corresponden a la distorsión de entrepiso del nivel j en donde esta ocurre, el subíndice 1 representa la etapa elástica y el 2 representa la etapa de pos-fluencia.

La contribución del i -ésimo modo para cada una de las etapas se define mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_{1dji} = \rho_1 \delta_{1j} \quad (20)$$

$$\delta_{2j} = \delta_{disj} - \delta_{1j} \quad (21)$$

$$\delta_{2dji} = \rho_2 (\delta_{disj} - \delta_{1j}) \quad (22)$$

donde:

δ_{disj} es la distorsión de diseño objetivo.

$$\rho_1 = \frac{\delta_{1ji}}{\sum_{i=1}^n \delta_{1ji}} \quad (23)$$

y

$$\rho_2 = \frac{\delta_{2ji}}{\sum_{i=1}^n \delta_{2ji}} \quad (24)$$

Para calcular los desplazamientos de azotea para el modo que más contribuya a la respuesta Δ_{A1i} y Δ_{A2i} , correspondientes a cada una de las etapas, se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_{A1i} = \frac{\delta_{1dji}}{\delta_{1ji}} \quad (25)$$

$$\Delta_{A2i} = \frac{\delta_{2dji}}{\delta_{2ji}} \quad (26)$$

Sustituyendo las Ecs. 25 y 26 en la Ec. 18 se obtienen los desplazamientos del modo i (Proyección X) para cada una de las etapas:

$$\bar{D}_{i1x} = \frac{\Delta_{A1i}}{\phi_{iAx}(\Gamma_{xi} + \beta\Gamma_{yi})} \quad (27)$$

$$\bar{D}_{i2x} = \frac{\Delta_{A2i}}{\phi_{iAx}(\Gamma_{xi} + \beta\Gamma_{yi})} \quad (28)$$

7. Obtener la ductilidad correspondiente a los desplazamientos de diseño. La ductilidad (μ), se calcula a partir de los desplazamientos definidos en el paso 6,

$$\mu = \frac{\bar{D}_{i2x}}{\bar{D}_{i1x}} \quad (29)$$

8. Calcular el desplazamiento del sistema de referencia. A partir de un espectro inelástico de desplazamientos, asociado al valor de α y de la ductilidad, μ , calculada en el paso anterior, se obtiene el desplazamiento espectral (D_{ux}), correspondiente al periodo fundamental del modelo elástico, T_1 (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) del sistema de referencia. Este desplazamiento se compara con el desplazamiento objetivo (\bar{D}_{i2x}); si son iguales se continúa con el proceso; si no, se modifica la estructura inicial y/o la distribución

de daño propuesta y se regresa al paso 2 ó 3, dependiendo de qué se decida cambiar, hasta que se satisfaga la igualdad entre dichos desplazamientos.

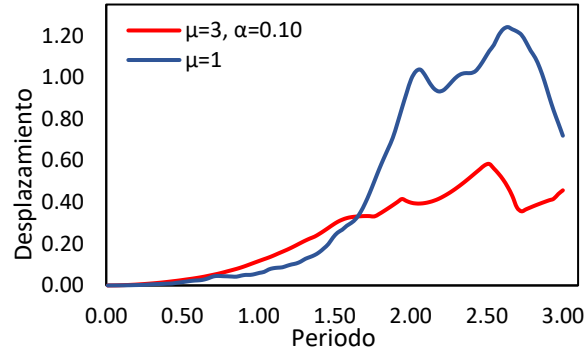


Figura 3 Espectros de desplazamiento elástico e inelástico

- 9 Construir la curva de comportamiento. Con los parámetros obtenidos en los pasos anteriores, *i.e.*, desplazamiento de fluencia, desplazamiento último, resistencia de fluencia, resistencia última, rigidez inicial, rigidez post-fluencia, ductilidad y la relación de rigidez post-fluencia a rigidez inicial se construye la curva de comportamiento del sistema de referencia (**Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

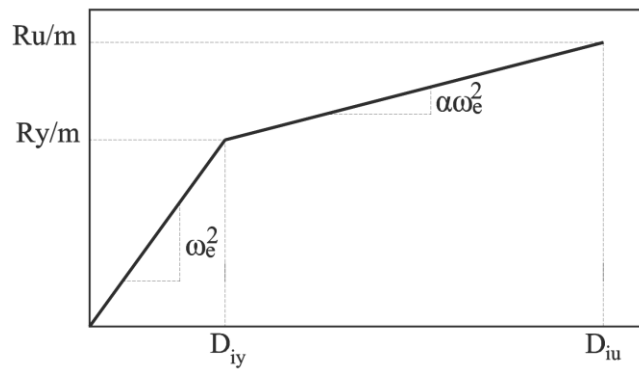


Figura 4 Curva de comportamiento del sistema de referencia del edificio

- 11 Calcular las fuerzas de diseño. Para obtener las fuerzas de diseño de los elementos estructurales se realizan dos análisis modales espectrales, uno para el modelo elástico, en el cual se incluyen las cargas gravitacionales, y como demanda sísmica se usa un espectro escalado por el factor λ_1 , calculado como el cociente entre el desplazamiento de fluencia del oscilador y el desplazamiento máximo elástico. El segundo análisis se realiza para el modelo con daño, usando como demanda sísmica el registro escalado por el factor λ_2 , calculado como el cociente entre el desplazamiento objetivo y el desplazamiento máximo elástico

correspondiente a la etapa 2. Las fuerzas de diseño para los elementos que aceptan y que no aceptan daño, se obtiene sumando los dos análisis anteriores.

$$\lambda_1 = \frac{\bar{D}_{i1x}}{\bar{D}_{1x}} \quad (30)$$

$$\lambda_2 = \frac{\bar{D}_{i2x}}{\bar{D}_{2x}} \quad (31)$$

La metodología propuesta se resume en el diagrama de flujo de la Figura 5.

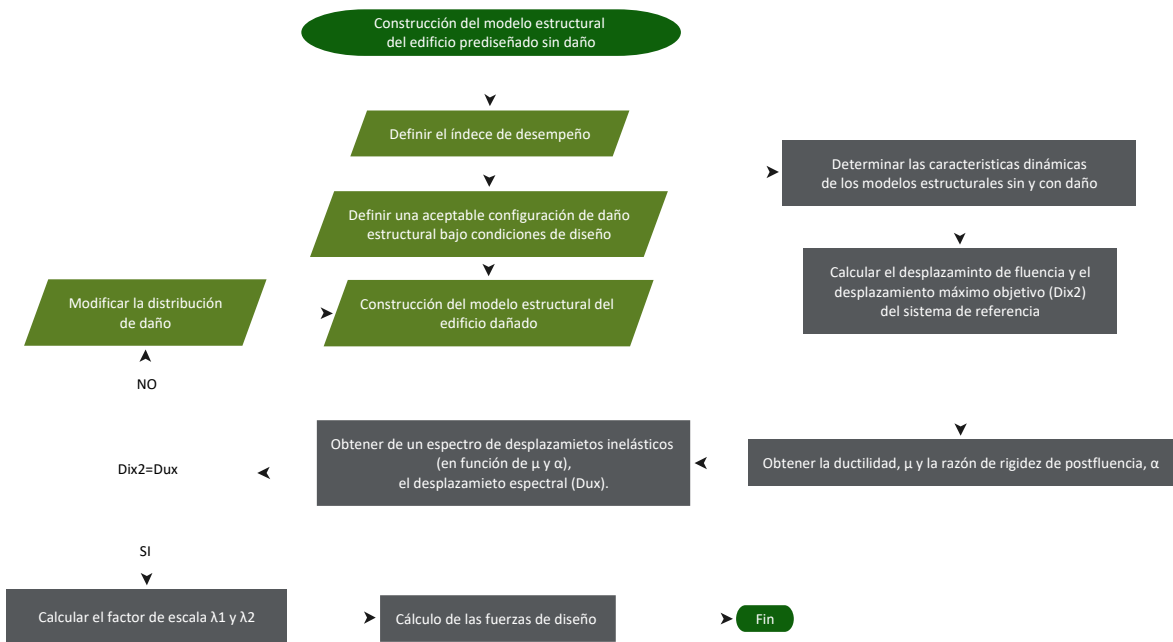


Figura 5 Diagrama de flujo del método de diseño sísmico basado en desplazamientos.

CAPÍTULO 4

Ejemplos de aplicación

4.1 Introducción

Para ejemplificar la metodología propuesta se diseñaron dos edificios de concreto reforzado asimétrico en planta, bajo una demanda sísmica ortogonal, Para validar los resultados y la metodología propuesta se compararon los resultados obtenidos utilizando la metodología propuesta con los resultados estimados de un análisis dinámico paso a paso.

4.2 Descripción de las estructuras

Para validar e ilustrar la aplicación del método de diseño propuesto, se utilizaron dos edificios asimétricos en planta de concreto armado, de 15 y 12 niveles de altura. El edificio de 15 niveles tiene un plano rectangular con tres claros de 7m de largo en la dirección X y cuatro claros de 8m de largo en la dirección Y. Los muros son de concreto armado con paredes de 0.2m de espesor forman los ejes X1 e Y1 del edificio. Las losas tienen 0.12 m de espesor y los niveles de entrepiso tienen una altura de 3.3 m. La Figura 6 ilustra el plano de construcción y los marcos con muros en ambas direcciones ortogonales. El edificio de 12 niveles también tiene un plano rectangular con tres claros de 10 m de largo en las direcciones X e Y. Las losas tienen 0.12 m de espesor y la altura de entrepiso es de 3 m. El edificio tiene un 10% de excentricidad de diseño. La Figura 7 ilustra el plano de construcción y los marcos en ambas direcciones ortogonales.

Las propiedades de los materiales considerados son las siguientes: resistencia del concreto: $f'_c = 24.52 \text{ MPa}$, módulo de elasticidad $E_c = 21707.90 \text{ MPa}$, densidad $W_D = 23.52 \text{ kN/m}^3$ y acero $f_y = 411.88 \text{ MPa}$

4.3 Consideraciones de diseño

Para estos edificios, el índice de desempeño utilizado como objetivo fue una deriva de entrepiso máxima de 0.02 según lo recomendado para el estado límite final por el Código de Construcción de la Ciudad de México y sus Estándares Técnicos Complementarios (CDMX 2017). Ambos edificios fueron diseñados utilizando como demanda sísmica los registros de aceleración de los componentes horizontales de un terremoto real, para poder validar el método se comparan las respuestas de los edificios, con las obtenidas de los análisis dinámicos no lineales paso a paso, de estos edificios sometidos a la misma demanda sísmica utilizada para su diseño. En esta tesis, el historial de tiempos de desplazamientos bajo ambos componentes de demanda que actúan simultáneamente se obtiene sumando los historiales de tiempo de los desplazamientos calculados por separado para cada componente de demanda.

Para el diseño de cada edificio, se tomaron las siguientes consideraciones:

- La curva de comportamiento del sistema de referencia se construye utilizando los parámetros obtenidos utilizando los pasos descritos en el capítulo 3, es decir, desplazamiento de fluencia, desplazamiento último, resistencia de fluencia, resistencia última, rigidez inicial, rigidez posterior a la fluencia, ductilidad y relación de rigidez inicial posterior a la fluencia (Figura 3).
- Para los modelos dañados se utilizan articulaciones plásticas con cero rigidez rotacional.
- No se considera que se produzcan daños en los muros, en la base de las columnas del primer nivel o en las vigas de los 4 niveles superiores.

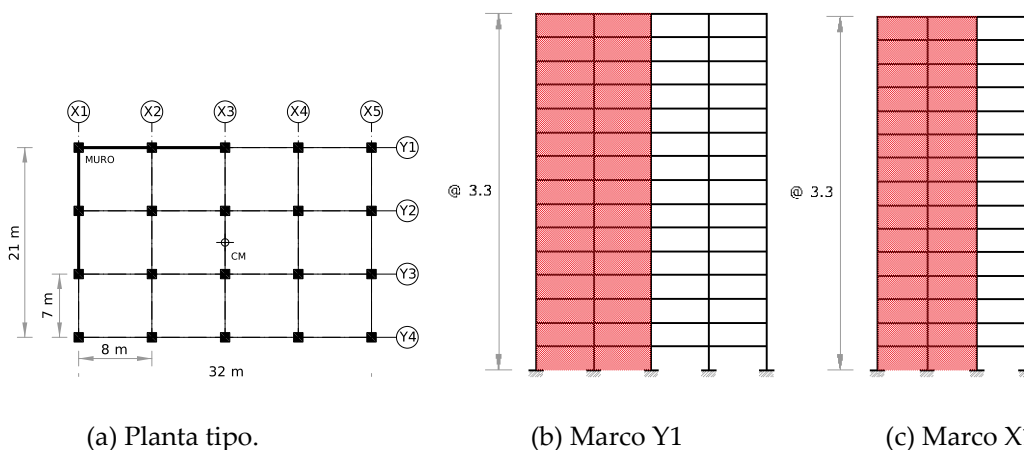


Figura 6 Edificio de 15 niveles.

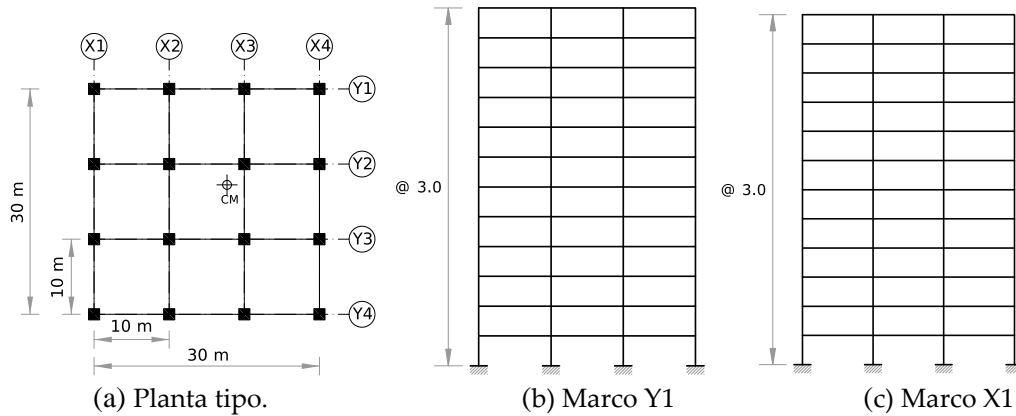


Figura 7 Edificio de 15 niveles.

4.2.1 Demandas sísmicas

Para el diseño de los edificios, los registros de los componentes NS y EW del terremoto del 19 de septiembre de 1985 obtenido en la estación SCT en la Ciudad de México fueron utilizados como demandas de diseño. El sistema de referencia utilizado en la aplicación del método de diseño correspondía al modo fundamental de las estructuras. Los análisis modales en el tiempo se realizaron con el programa de análisis estructural comercial SAP2000 (CSI 2009) y los análisis dinámicos paso a paso no lineales con el programa PERFORM 3D V5 (CSI 2011).

Aunque, el método propuesto está diseñado para considerar espectros de diseño suavizados como demanda sísmica, con fines de validación, los ejemplos de aplicación utilizarán análisis modales a lo largo del tiempo, evitando que algunos parámetros no metodológicos afecten al resultado, como diferentes reglas de combinación. Dos registros ortogonales son considerados como demanda sísmica, 100% en cada dirección. Se utilizan el programa PERFORM 3D V5.

4.3 Análisis de los resultados de los diseños de los edificios.

Para demostrar la validez y el alcance del método de diseño propuesto, el objetivo de desempeño y otros resultados del método se comparan con los calculados con un análisis paso a paso dinámico no lineal bajo las mismas demandas de diseño.

Las fuerzas de diseño de los elementos estructurales se calculan utilizando dos análisis modales en el tiempo, el primero para la estructura sin daño ($\lambda_1 = 0.24$ para el edificio de 15 niveles y $\lambda_1 = 0.50$ para el de 12 niveles) y el segundo para la estructura dañada ($\lambda_2 = 0.60$ para el edificio de 15 niveles y $\lambda_2 = 0.70$ para el de 12 niveles). La Tabla 1 muestra las propiedades de la curva de comportamiento de estas estructuras.

Tabla 1 Propiedades de la curva de comportamiento.

Propiedad	12-niveles	15-niveles
Desplazamiento de fluencia (\bar{D}_{i1})	0.13 m	0.15 m
Resistencia de fluencia por unidad de masa (S_{ay})	1.55 m/s ²	1.79 m/s ²
Desplazamiento último (\bar{D}_{ix2})	0.28 m	0.30 m
Fuerza máxima por unidad de masa (S_{au})	1.75 m/s ²	1.86 m/s ²
Relación entre rigidez post-fluencia y elástico (α)	7.5%	10%
Ductilidad μ	2.1	2.0

Las tablas 2 a 5 muestran los parámetros modales de los modelos con daño y sin daño de los edificios analizados. La excentricidad estática aproximada del edificio de 15 plantas es del 35% en la dirección X y del 44% en la dirección Y; para el edificio de 12 niveles la excentricidad estática para ambos ejes ortogonales es del 10%. La relación de rigidez torsional para edificios de 15 niveles es del 7% y para 12 niveles es del 50%.

Tabla 2 Parámetros modales para edificios de 15 niveles sin daños.

Modo	Periodo (T)	Relación de masa modal		
		X	Y	RZ
1	1.8452	0.1783	0.4199	0.1733
2	1.1584	0.4661	0.2427	0.0060
3	0.5940	0.0130	0.0400	0.0578
4	0.4992	0.1077	0.0981	0.5378
5	0.3277	0.0077	0.0196	0.0131
6	0.3177	0.1082	0.0631	0.0028

Tabla 3 Parámetros modales para edificio dañado de 15 niveles.

Modo	Periodo (T)	Relación de masa modal		
		X	Y	RZ
1	5.8179	0.1652	0.3858	0.1811
2	1.3932	0.4525	0.2433	0.0061
3	1.0614	0.0274	0.0656	0.0335
4	0.5265	0.1120	0.0977	0.5279
5	0.4391	0.0042	0.0150	0.0342
6	0.3382	0.1145	0.0674	0.0032

Tabla 4 Parámetros modales para edificio de 12 niveles sin daño.

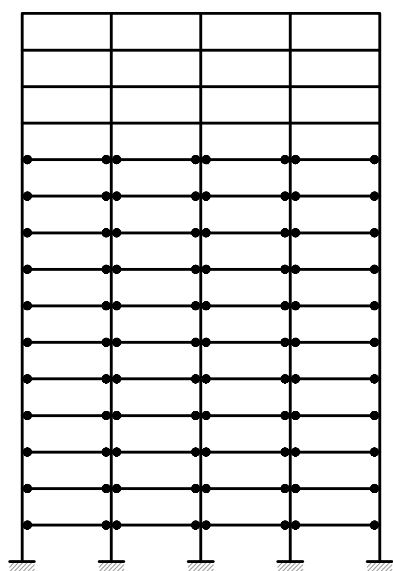
Modo	Periodo (T)	Relación de masa modal		
		X	Y	RZ
1	1.6633	0.3231	0.3231	0.0872
2	1.5540	0.3665	0.3665	0.0000
3	1.1146	0.0433	0.0433	0.6479
4	0.5614	0.0560	0.0560	0.0149
5	0.5239	0.0637	0.0637	0.0000
6	0.3771	0.0077	0.0077	0.1106

Tabla 5 Parámetros modales para edificio dañado de 12 niveles.

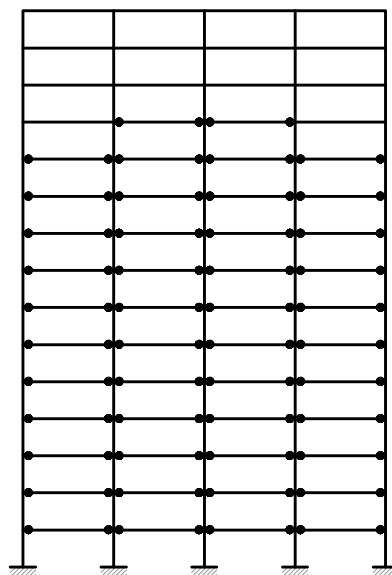
Modo	Periodo (T)	Relación de masa modal		
		X	Y	RZ
1	6.0753	0.2955	0.2955	0.0841
2	5.6645	0.3376	0.3376	0.0000
3	4.0899	0.0421	0.0421	0.5912
4	1.2048	0.0680	0.0680	0.0193
5	1.1233	0.0777	0.0777	0.0000
6	0.8110	0.0097	0.0097	0.1360

Las figuras 8 y 9 muestran una comparación entre las distribuciones de daños en los marcos X5 para el edificio de 15 pisos y X4 para el edificio de 12 pisos utilizado para la aplicación del método de diseño propuesto y que se logró a partir del análisis dinámico paso a paso no lineal. Se observa que los marcos presentaban distribuciones de daños similares a las propuestas, por lo que se puede concluir que el control de daños para ambos edificios fue satisfactorio. En general, se mantienen las distribuciones dañadas propuestas, manteniendo las columnas y muros de concreto en un estado elástico, como se estimó en el diseño sísmico.

Las figuras 10 a 13 muestran las comparaciones entre el perfil de desplazamientos y las derivas de entrepiso obtenidas con el método propuesto y las calculadas a través de los análisis dinámicos paso a paso no lineales a lo largo de las intersecciones de los marcos X5-Y1, X1-Y4 para el edificio de 15 pisos y X4-Y1, X1-Y4 para el edificio de 12 pisos respectivamente. Se observa que las derivas de entrepiso máximas en la dirección Y en el edificio de 15 pisos y en la dirección X en el edificio de 12 pisos son similares a las obtenidas mediante análisis paso a paso no lineal. Sin embargo, estas cifras también muestran que los perfiles de desplazamiento en las direcciones X e Y para ambos edificios obtenidos con el método propuesto y los perfiles correspondientes calculados a través de los análisis paso a paso no son necesariamente tan cercanos como los correspondientes a las derivas.

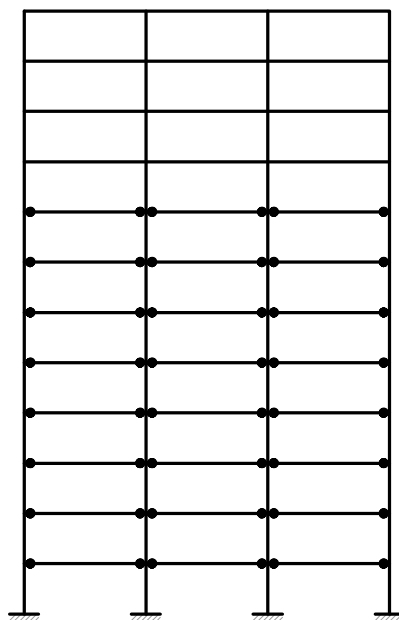


(a) Método propuesto

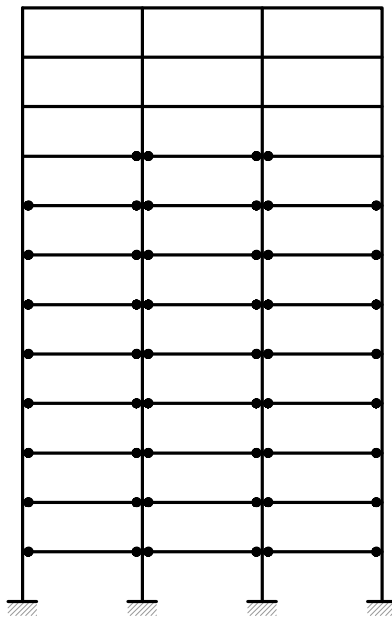


(b) Análisis paso a paso

Figura 9 Distribución de daño en el marco X5 del edificio de 15 niveles.

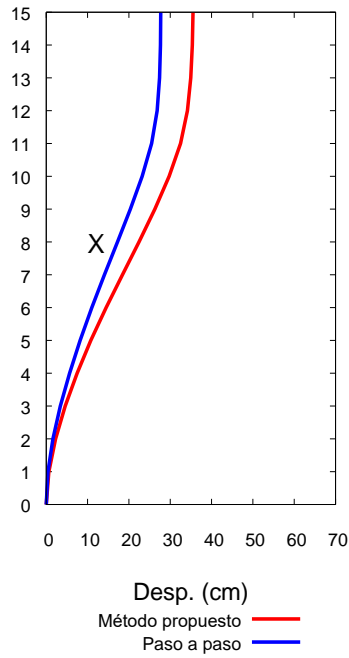


(a) Método propuesto

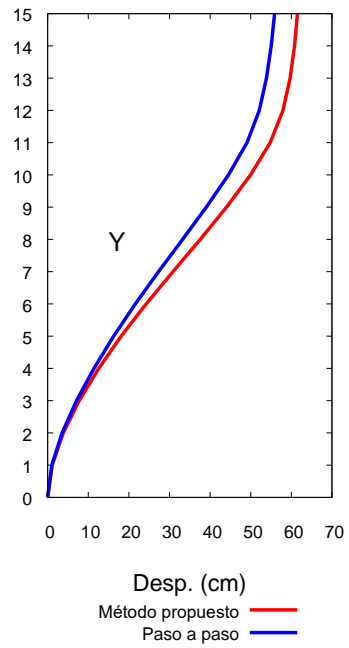


(b) Análisis paso a paso

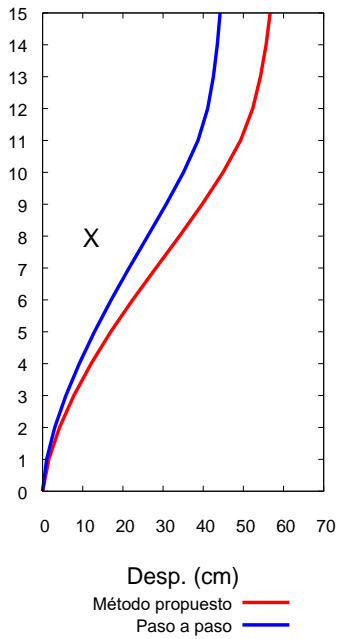
Figura 8 Distribución de daño en el marco X4 del edificio de 12 niveles.



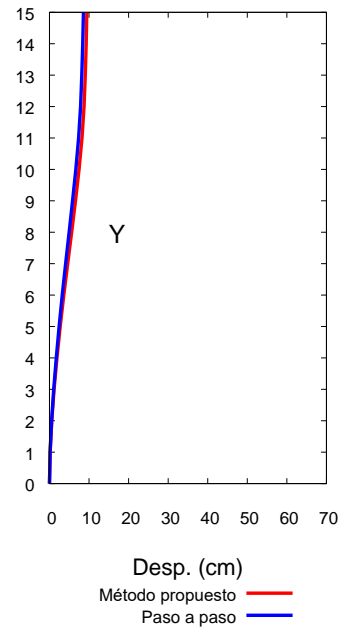
(a) Derivas en dirección X del marco X5



(b) Derivas en dirección Y del marco X5

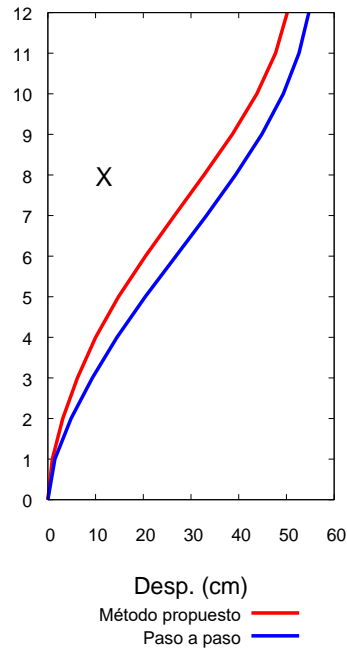


(c) Derivas en dirección X del marco Y4

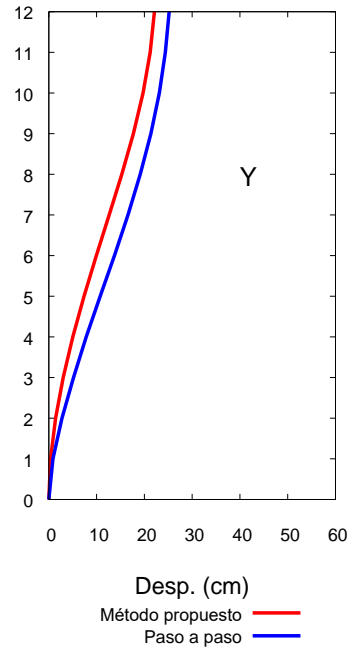


(d) Derivas en dirección Y del marco Y4

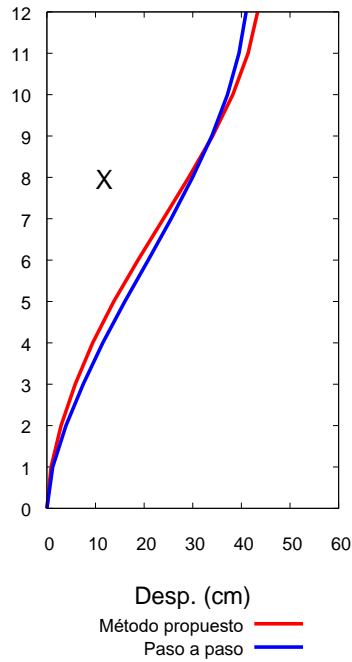
Figura 10 Comparación del perfil de los desplazamientos horizontales máximos para el edificio de 15 niveles.



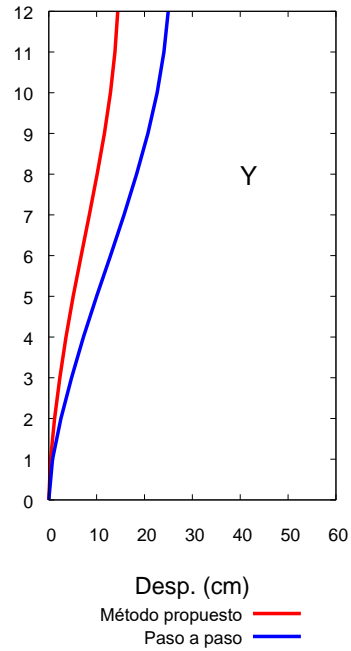
(a) Derivas en dirección X del marco X4



(b) Derivas en dirección Y del marco X4

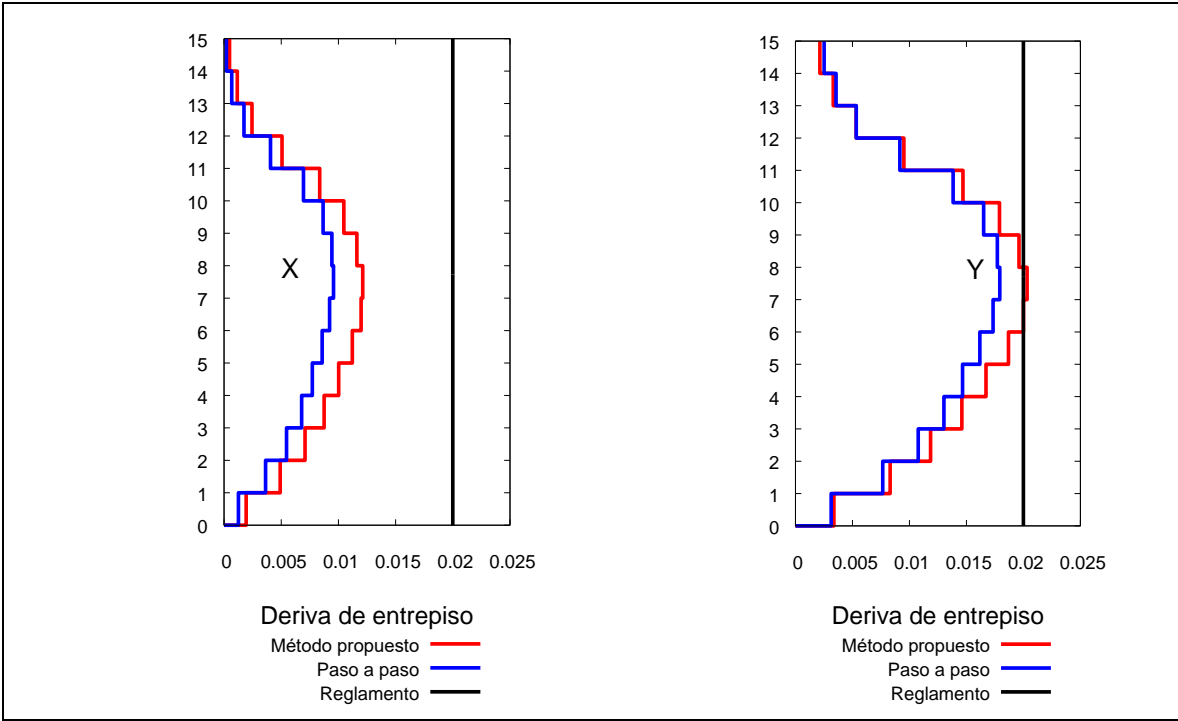


(c) Derivas en dirección X del marco Y4



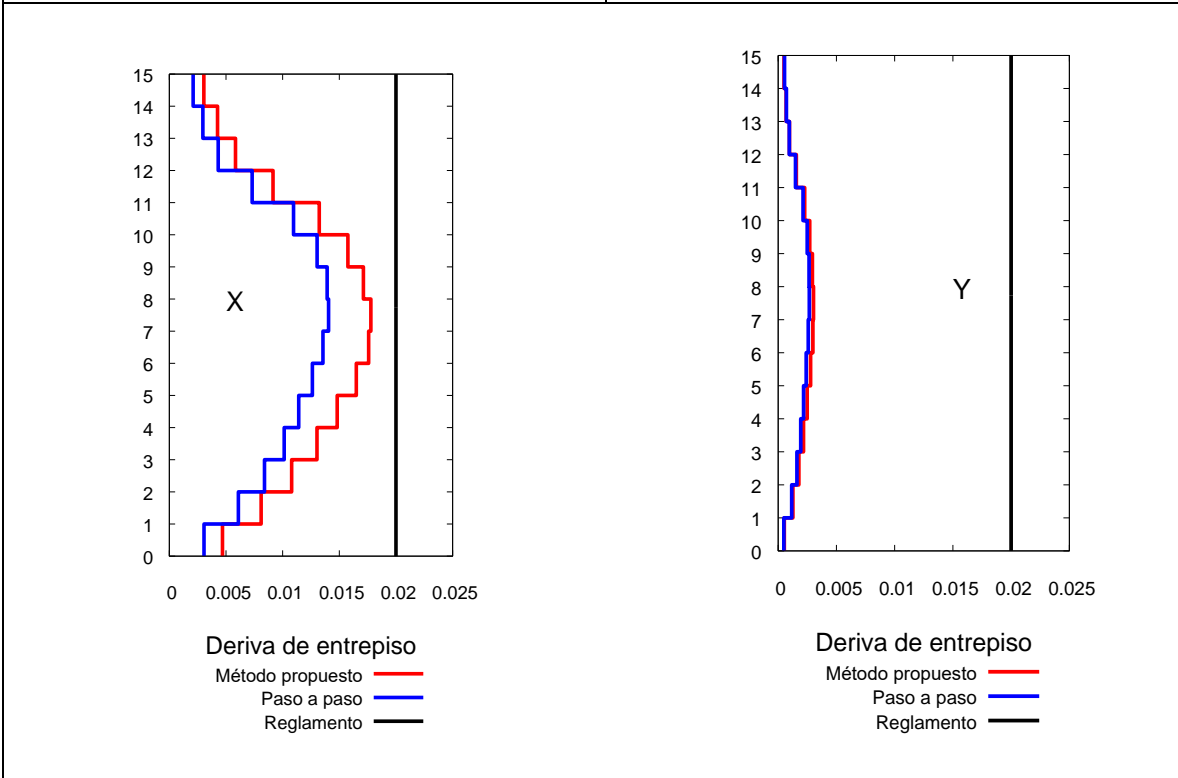
(d) Derivas en dirección Y del marco Y4

Figura 11 Comparación del perfil de los desplazamientos horizontales máximos para el edificio de 12 niveles.



(a) Derivas en dirección X del marco X5

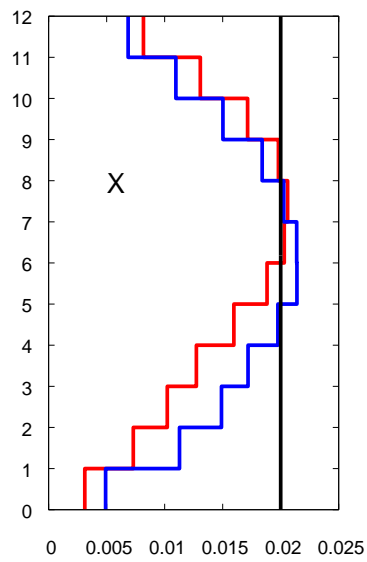
(b) Derivas en dirección Y del marco X5



(c) Derivas en dirección X del marco Y4

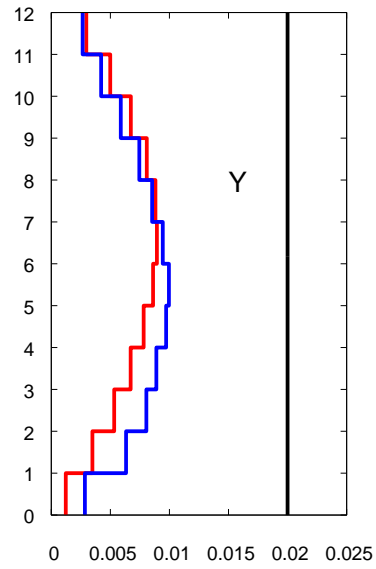
(d) Derivas en dirección Y del marco Y4

Figura 12 Comparación de derivas de entrepiso para el edificio de 15 niveles.



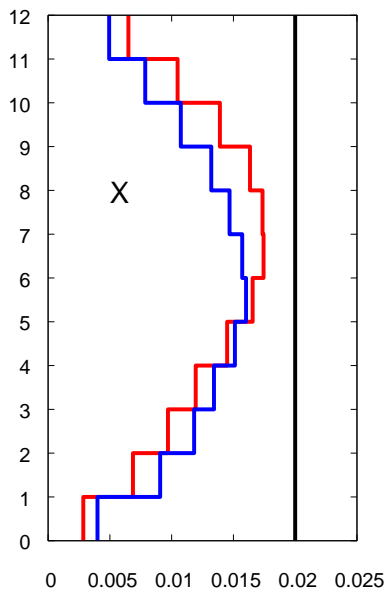
Deriva de entpiso
 Método propuesto —
 Paso a paso —
 Reglamento —

(a) Derivas en dirección X del cuadro X4



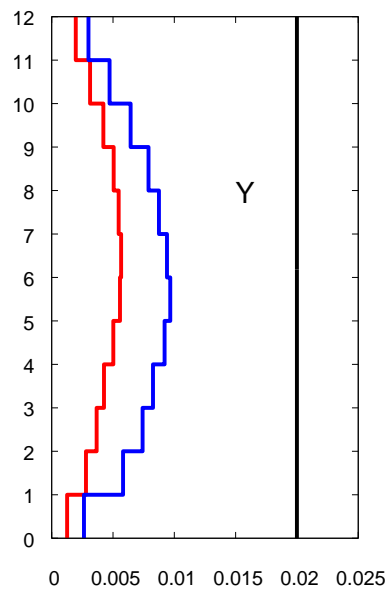
Deriva de entpiso
 Método propuesto —
 Paso a paso —
 Reglamento —

(b) Derivas en dirección Y del cuadro X4



Deriva de entpiso
 Método propuesto —
 Paso a paso —
 Reglamento —

(c) Derivas en dirección X del marco Y4



Deriva de entpiso
 Método propuesto —
 Paso a paso —
 Reglamento —

(d) Derivas en dirección Y del marco Y4

Figura 13 Comparación de derivas de entpiso para el edificio de 12 niveles.

CAPÍTULO 5

Conclusiones

De los resultados obtenidos en los dos diseños, en donde se comparó la aplicación de la adaptación propuesta al método original de diseño sísmico por desplazamientos propuesto por Ayala et. al (2012) y los resultados estimados de un análisis dinámico no lineal paso a paso, se obtienen las siguientes conclusiones:

1. Se logró un buen control del daño estructural. Las diferencias entre las distribuciones de daño en las estructuras supuestas como objetivo de diseño en la aplicación de este método y las obtenidas a partir del análisis dinámico no lineales paso a paso para la misma demanda sísmica que para la que se diseñó, no son significativas.
2. El método originalmente propuesto para su aplicación a marcos planos, y modificado en la presente investigación ofrece resultados comparables a los obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso. Este método garantiza que el desempeño estimado, deriva máxima de entrepiso, utilizando un sistema de referencia asociado al modo fundamental es congruente con el calculado de un método numéricamente “exacto”, bajo ciertas circunstancias asociadas principalmente a la influencia de los modos superiores en el desempeño estructural.

3. En general, las fuerzas de diseño en los elementos estructurales tienen una buena aproximación al compararlas con las obtenidas de los análisis dinámicos no lineales paso a paso. Sin embargo, para obtener mejores aproximaciones se deben considerar distribuciones de daño más realistas y relaciones más rigurosas entre la rigidez de los elementos y los desplazamientos después del rango elástico.

4. Al comparar el esfuerzo involucrado en la aplicación de este método, usando las herramientas computacionales disponibles en las oficinas de diseño, e.g., SAP2000 (CSI, 2006) y la precisión en los resultados obtenidos con otros métodos de diseño, se concluye que este método es una excelente herramienta de diseño.

5. Los índices de regularidad basados en el cociente de 2 perfiles de desplazamientos, inelásticos obtenidos mediante la aplicación de métodos de empuje lateral basados en fuerzas, asociados a diferentes vectores de carga lateral, no siempre ofrecen resultados congruentes con los obtenidos de un análisis dinámico paso a paso.

6. Los cambios en la composición modal (regularidad modal) es una de las causas principales de que el desempeño estimado mediante un método aproximado no sea congruente con los resultados obtenidos de un análisis dinámico no lineal paso a paso.

En resumen, con este método de diseño es posible garantizar los objetivos de desempeño en estructuras formadas por marcos de concreto reforzado bajo las demandas de diseño reproduciendo adecuadamente una distribución de daño predefinida.

Referencias

- Ayala A.G., Castellanos, H. y López, S. (2012). A displacement-based seismic design method with damage control for RC buildings. *Earthquakes and Structures*. 3:(3), 413-434
- Bojorquez, E., Ruiz, S. E., & Teran-Gilmore, A. (2008). Reliability-based evaluation of steel structures using energy concepts. *Engineering Structures*, 30(6), 1745–1759.
- Beyer, K. (2007). Seismic design of torsionally eccentric buildings with RC U-shaped walls. Ph.D. Dissertation, Rose School, IUSS, Pavia, Italy.
- Castillo, R. (2004). Seismic Design of Ductile Asymmetric Structures. Ph.D. Dissertation, University of Canterbury, New Zealand.
- CDMX (2017). Reglamento de Construcción para la Ciudad de México y Normas Técnicas Complementarias. RCCDMX-NTC.
- CSI (2011). Perform 3D V5 Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures. Computers and Structures, Inc.: Berkeley, CA.
- CSI (2009). SAP2000 Displacement-based design of reinforced concrete structures, Three-dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures. Computers and Structures, Inc.: Berkeley, CA.
- Fakhraddini, A., Saffari, H. and Fadaee, M.J. (2019). Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames. *Earthq Eng & Eng Vib*, 18: 379-393
- Fox, M.J., Beyer, K. and Sullivan, T.J. (2016). Predicting torsional response via an effective stiffness-based seismic assessment procedure. NZSEE Conference.

- Georgoussis, G.K. (2013). Yield displacement profiles of asymmetric structures for optimum torsional response. *Structural Engineering and Mechanics*, 45(2): 233-257
- Georgoussis, G.K. (2015). Minimizing the torsional response of inelastic multistory buildings with simple eccentricity. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 42(11): 966-969
- Gokdemir, H., Ozbasaran, H., Dogan, M., Unluoglu, E. and Albayrak, U. (2013). Effects of torsional irregularity to structures during earthquakes. *Engineering Failure Analysis*, 35: 713-717
- Hong, H.P. (2013). Torsional responses under bidirectional seismic excitations: Effect of instantaneous load eccentricities. *Journal of Structural Engineering*, 139(1): 133-143
- López, S.E., (2009), Diseño por desplazamientos de estructuras de concreto, Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras), Posgrado en Ingeniería, UNAM, México.
- Lucchini, A., Monti, G. and Kunnath, S. (2011). Nonlinear response of two-way asymmetric single-story building under biaxial excitation. *Journal of Structural Engineering*, 137(1): 34-40
- Lumantarna, E., Lam, N. and Wilson, J. (2011). Simple seismic design and assessment of buildings incorporating the displacement controlled phenomenon. *Australian Earthquake Engineering Society 2011 Conference*.
- Lumantarna, E., Lam, N. and Wilson, J. (2013). Displacement-controlled behavior of asymmetrical single-story building models. *Journal of Earthquake Engineering*, 17: 902–917
- Miranda, B., MacRae, G.A., Yeow, T.Z. and Beyer, K. (2012). Torsional Considerations in Building Seismic Design. *NZSEE Conference*.
- Paulay, T. (2002). An estimation of displacement limits for ductile systems. *Earthquake Eng Struct Dynam*, 31: 583-599
- Paz, M., Leigh, W, (2004). *Structural Dynamics*, Kluwer Academic Publishers (USA).
- Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (2000). Direct displacement-based design of concrete buildings. *Bulletin of the NZSEE*, 33(4): 421-444
- Priestley, M. N. J., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
- Shibata, A. & Sozen, M., (1976.) "Substitute structure method for seismic design in reinforced concrete, en *Journal of the Structural Division*, 102(1), pp. 1-18.

Wakchaure M.R. and Nagare, Y.U. (2013). Effect of torsion consideration in analysis of multi storey frame. *International Journal of Engineering Research and Applications*, 3(4): 1828-1832