



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

“EFECTOS DE SECUENCIAS SÍSMICAS EN EL DAÑO ACUMULADO
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO EN LA CIUDAD DE
MÉXICO”

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. LESLIE AMAIRANI GARCÍA SALAZAR

TUTOR PRINCIPAL
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
INSTITUTO DE INGENIERÍA

CIUDAD DE MÉXICO, DICIEMBRE 2022



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.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Mario Gustavo Ordaz Schroeder

Secretario: Dra. Sonia Elda Ruiz Gómez

1er Vocal: Dr. Eduardo Reinoso Angulo

2do Vocal: Dr. Adrián Pozos Estrada

3er Vocal: Dr. Héctor Guerrero Bobadilla

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

FIRMA

Agradecimientos

A mi mamá y mi hermana por ayudarme siempre a creer en mí.

A mi asesor, el doctor Eduardo Reinoso, por su apoyo y su tiempo, por permitirme probarme a mí misma participando en este trabajo.

Al doctor Pablo Quinde, por la confianza que depositó en mí desde el principio para este proyecto de tesis, por la paciencia y los consejos que fueron clave para finalizarla.

A mis sinodales, por su tiempo y sus comentarios que ayudaron a enriquecer mi trabajo.

A mis profesores de la maestría, por su esfuerzo durante las clases en tiempos de pandemia y por sacarnos adelante de la mejor manera a pesar de las circunstancias.

A mis compañeros de la maestría, en especial a mis amigos Daniel Corona y Luis Hernández, por haber sido un soporte y un gran equipo.

A mis amigas Tania, Mariel, Rosy, Jocelyn, Paola y Laura, por estar a mi lado estos dos años. Gracias por enseñarme el valor de la amistad a pesar de la distancia y siempre sacarme una sonrisa.

A BTS, por acompañarme en todas las desveladas y trasmitirme las palabras de motivación e inspiración que necesitaba.

Al Instituto de Ingeniería, por el apoyo otorgado durante la realización de este trabajo.

Por último, a CONACYT por el soporte económico brindado sin el cual no hubiera sido posible la finalización de mis estudios de posgrado.

Resumen

El intervalo de tiempo entre eventos sísmicos suele ser lo suficientemente largo como para permitir que los edificios dañados sean intervenidos, reparados y reforzados. Sin embargo, como se ha visto en varios sismos intensos que han ocurrido en México, varios edificios que han sufrido algún nivel de daño estructural, incluso daños moderados, generalmente no son reforzados adecuadamente, pudiendo tardar décadas en ser intervenidos. Esta falta de resiliencia implica que, si en ese periodo se presenta otro movimiento del suelo intenso, se podrían esperar daños severos e incluso el colapso en edificios previamente dañados. Además, se ha observado que estos sismos intensos, en el caso de Ciudad de México, ocurren entre cada 10 a 20 años (p. ej., sismos de 1979, 1985, 1999 y 2017), lo que lleva a tener edificios que han sido excitados por varios sismos intensos durante su vida útil.

La mayoría de los códigos de diseño, como el caso de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño (NTC-DS, 2020), no contemplan el hecho de que un edificio puede llegar a ser sometido a más de un sismo intenso durante su vida útil. Se parte del concepto de que un edificio se analiza para un valor de intensidad máxima o un “sismo de diseño” asociado a un periodo de retorno, por lo que no se considera el daño real que una secuencia de sismos produciría. Además, estos códigos se sustentan en estudios de la respuesta dinámica de sistemas de un grado de libertad (1GL) con comportamiento elastoplástico perfecto, y esto no siempre es lo más cercano al comportamiento no lineal desarrollado en las estructuras existentes.

En este estudio se muestran los resultados de daño acumulado, en términos de la energía plástica disipada, para secuencias sísmicas usando acelerogramas de sismos registrados en Ciudad de México. Para esto, se analizarán diferentes tipos de comportamiento no lineal en el sistema a fin de revisar la importancia de considerar en los códigos de diseño, no solo la demanda de deformación plástica máxima, sino también la acumulada. En un inicio se analizarán sistemas de 1GL, para los que se estimarán espectros de daño acumulado debido a una secuencia sísmica. Posteriormente, se estudiará el daño acumulado en sistemas de múltiples grados de libertad (MGL), en marcos de concreto reforzado (CR) usando un modelo de plasticidad concentrada para estimar su comportamiento no lineal y conocer el daño estructural debido a una secuencia sísmica a fin de obtener un espectro de daño acumulado.

Abstract

The time interval between seismic events is usually long enough to allow damaged buildings to be intervened, repaired, and reinforced. However, as seen in many earthquakes in Mexico, several buildings exposed to intense earthquakes and that have suffered some level of structural damage, even moderate, are generally not repaired or reinforced in a short time and may take decades to be intervened. This lack of resilience implies that severe damage and even collapse in previously damaged buildings could be expected if another intense ground motion occurs. In addition, it has been observed that these intense earthquakes, in the case of Mexico City, occur every 10 to 20 years (e.g., earthquakes of 1979, 1985, 1999, and 2017), which leads to having buildings that have been excited by several strong earthquakes during its lifetime.

Most design codes, such as the *Normas Técnicas Complementarias de Diseño* (NTC-DS, 2020), do not contemplate the fact that a building can be subjected to more than one intense earthquake during its lifetime. The code provisions are based on the concept that a building is analyzed for a maximum intensity value or a "design earthquake" associated with a return period, so it does not consider the real damage that a sequence of earthquakes could produce. Furthermore, these codes are supported by studies of the dynamic response of one degree of freedom (SDOF) systems with perfect elastoplastic behavior, and this is not always the closest to the non-linear behavior developed in existing structures.

This study shows the results of the accumulated damage, in terms of the plastic energy dissipated, using sequences of accelerograms recorded in Mexico City. For this, different types of non-linear behavior in the system will be analyzed to review the importance of considering in the design codes not only the maximum plastic deformation demand but also the accumulated one. Initially, SDOF systems will be analyzed, for which spectra of accumulated damage due to a seismic sequence will be estimated. Subsequently, the accumulated damage in multiple degrees of freedom (MDOF) systems will be studied. For this, reinforced concrete frames will be modeled using a concentrated plasticity model to model its non-linear behavior and to assess the structural damage due to a seismic sequence to obtain an accumulated damage spectrum.

Índice

Resumen	i
Abstract	ii
Índice	iii
1. INTRODUCCIÓN	1
Planteamiento del problema	2
Objetivos	2
2. ESTADO DEL ARTE	4
3. MODELACIÓN NO LINEAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	6
3.1. Modelación de elementos estructurales	6
3.3.1. Tipos de modelos de análisis estructural	6
3.2. Software para análisis no lineal: OpenSees	12
4. REGISTRO DE MOVIMIENTOS FUERTES DEL SUELO	15
4.1. Descripción de la sismicidad en Ciudad de México	15
4.2. Registros de movimientos fuertes del suelo	17
4.3. Características de los daños observados en los sismos utilizados en la secuencia	18
4.3.1. Sismo de 1979	18
4.3.2. Sismo de 1985	18
4.3.3. Sismo de 2012	20
4.3.4. Sismo de 2017	20
4.4. Descripción de las secuencias sísmicas utilizadas	22
5. ANÁLISIS DEL DAÑO ACUMULADO EN OSCILADORES DE 1GL	23
5.1. Energía histerética normalizada como indicador de daño	23
5.2. Modelos histeréticos analizados	25
5.3. Espectros de daño acumulado y comparación entre modelos histeréticos	26
5.4. Comparaciones respecto a la NTC-DS (2020)	31
5.5. Espectros de daño constante	33
5.5.1. Índice de Park y Ang (1985)	33
5.5.2. Índice de Terán y Jirsa (2005)	34
6. ANÁLISIS DE DAÑO ACUMULADO PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO	37

6.1.	Descripción del modelo de concreto reforzado	37
6.2.	Modelo numérico en OpenSees	41
6.3.	Calibración de los parámetros para comportamiento no lineal	42
6.3.1.	Modelo histerético IMK	43
6.3.2.	Comparación entre el modelo de fibras y el modelo IMK	45
6.3.3.	Ecuaciones predictivas (Haselton et al., 2008)	47
6.4.	Análisis de la respuesta inelástica	48
6.4.1.	Periodos estructurales	48
6.4.2.	Curvas fuerza-desplazamiento	50
6.4.3.	Distorsiones de entrepiso	52
6.4.4.	Desplazamiento residual	54
6.5.	Cuantificación del daño estructural en términos de la NEH .	56
6.6.	Espectro de daño acumulado	57
7.	CONCLUSIONES	59
8.	REFERENCIAS	61
	Anexo	67

1. INTRODUCCIÓN

La historia de daños estructurales en Ciudad de México y en el país debido a sismos intensos ha evidenciado la importancia de estudiar las consecuencias de estos posibles sismos en estructuras existentes. Un ejemplo de esto se pudo observar en el sismo de 2017, en donde la mayoría de las edificaciones dañadas fueron construidas antes de 1985, es decir, que ya habían soportado dos de los eventos más catastróficos que han azotado a la ciudad (p. ej., se estimó que alrededor del 90% de los edificios colapsados en ese evento correspondían a edificios construidos antes de 1985 (Galvis et al., 2017; Reinoso et al., 2021)).

Las estructuras ubicadas en zonas sísmicas en Ciudad de México no están expuestas a un solo evento, sino en realidad a una secuencia de sismos a lo largo de su vida. Por ello, el desempeño estructural de edificios ubicados en la zona de Lago de Ciudad de México se deteriora con el tiempo y, por ende, las estructuras pierden capacidad de soportar las demandas de sismos intensos, que en la ciudad se presentan cada 10 a 20 años. Aunado a esto, se debe tener en cuenta que después de un gran evento sísmico, los edificios dañados muy pocas veces reciben la rehabilitación y el reforzamiento adecuados; si esta falta de reforzamiento llegara a tardar incluso años, se podría esperar que la estructura no tuviera las condiciones óptimas para poder soportar otro sismo intenso.

Por lo general, en los análisis de riesgo sísmico se asume que se conoce el estado de la estructura antes de que ocurra un evento sísmico (usualmente se considera que la estructura está en su estado inicial, sin daño), y que después del evento volverá a su estado original antes de que ocurra el siguiente sismo. Esto se toma en cuenta dado que el intervalo de tiempo entre dos eventos suele ser lo suficientemente largo como para permitir que los edificios afectados se restauren a su estado anterior al sismo, o en su defecto, se refuercen. Sin embargo, la realidad es que los edificios que han sido sometidos a un evento sísmico intenso y han sufrido cierto nivel de daño estructural, generalmente no se reparan luego del sismo o tardan varios años en hacerlo. Esto se observó en sismos recientes (p. ej., sismos de 1985 y 2017 en México), en los cuales, las medidas de rehabilitación, reparación o reforzamiento de las estructuras llegaron a realizarse incluso años después de ocurrido el evento (y en varios casos no se realizó). Además, el proceso para llevar a cabo la rehabilitación estructural de un inmueble en sí resulta complejo, ya que se deben realizar varios trámites administrativos que conllevan mucho tiempo.

Por otra parte, hay que considerar que la mayoría de los códigos de diseño generalmente utilizan espectros de respuesta (i.e., pseudoaceleración) para establecer la resistencia lateral de las estructuras y controlar la demanda de desplazamiento máximo de las mismas. Durante el proceso de diseño, las demandas de deformación plástica a las que puede estar sometida la estructura durante un evento sísmico pueden resultar relevantes para la seguridad estructural de los edificios, ya que las características mecánicas de la estructura se deterioran y así deberían ser consideradas (Park & Ang, 1985). Este tipo de comportamiento resulta de gran importancia durante sismos de larga duración (similares a los registrados en Ciudad de México), durante los cuales las estructuras pueden estar sujetas a varios ciclos de deformación plástica e incluso llegar a fallar antes de

alcanzar los valores máximos de diseño, fenómeno que se conoce como “low-cycle fatigue” (Terán-Gilmore, 2001).

Un problema que se encuentra en el diseño de las estructuras, acorde a las reglamentaciones existentes, es que dicho diseño se realiza con base en un solo “sismo de diseño”, por lo que la influencia de la ocurrencia de varios sismos durante toda la vida útil de una estructura es ignorada. Por ejemplo, Hatzigeorgiou (2010) examinó la influencia de múltiples sismos en varios sistemas de 1GL y encontró que las secuencias sísmicas conducían a incrementar las demandas de desplazamiento en comparación con el “sismo de diseño”.

El objetivo principal de este trabajo es observar la relevancia de considerar en los códigos de diseño no solo la demanda de deformación plástica máxima, sino también la acumulada, ya que la especificación de una resistencia insuficiente puede resultar en daños estructurales excesivos y, por lo tanto, en un desempeño estructural deficiente. Asimismo, se revisa el efecto que tienen las secuencias sísmicas en el daño de las estructuras para diferentes tipos de comportamiento no lineal, resaltando la importancia de tener una idea clara del tipo de comportamiento histerético que va a desarrollar la estructura a diseñar.

Planteamiento del problema

Las estructuras localizadas en zonas sísmicas no están expuestas a un solo evento sísmico, sino que podrían estarlo a una secuencia que puede consistir desde un evento principal de magnitud considerable y sus respectivas réplicas, hasta la sucesión de dos o más eventos sísmicos principales en un periodo de tiempo relativamente corto.

Por otro lado, la estructura se encuentra en su estado más vulnerable durante el periodo inmediatamente posterior a un sismo importante debido a la reducción de la capacidad lateral causada por el daño estructural durante el sismo principal. Por lo tanto, es necesario analizar el daño sísmico adicional que plantean las secuencias sísmicas durante el diseño de una estructura:

1. ¿Cuáles podrían ser las implicaciones dado que los códigos de diseño sismorresistente no consideran el daño acumulado en el diseño de estructuras?
2. ¿Cómo afectan las secuencias sísmicas al desempeño de las estructuras, específicamente las de concreto reforzado ubicadas en la zona de Lago de Ciudad de México?
3. ¿Qué comportamiento se puede esperar a partir de estructuras diseñadas y construidas siguiendo reglamentaciones anteriores ante secuencias de sismos intensos?

Objetivos

- Evaluar la importancia de considerar el daño acumulado en el diseño de estructuras sismorresistentes.

- Estudiar el comportamiento de estructuras de concreto reforzado ubicadas en Ciudad de México ante secuencias sísmicas con registros reales considerando el comportamiento no lineal de las estructuras.
- Obtener espectros de daño acumulado en términos de la energía plástica disipada (energía histerética normalizada).
- Concluir acerca de la importancia de considerar el daño acumulado (energía disipada) en el diseño sísmico de estructuras, especialmente en sismos de larga duración.

2. ESTADO DEL ARTE

Desde hace ya varios años se ha observado la importancia de estudiar el efecto de las demandas plásticas acumuladas en las estructuras existentes, las cuales han sido sometidas a grandes deformaciones inelásticas debido a la cantidad de excitaciones sísmicas que ocurren a lo largo de su vida útil o al hecho de ser sometidas a eventos de larga duración. Se tiene conocimiento de que las características mecánicas de las estructuras se deterioran cada vez que éstas incurren en su rango de comportamiento plástico. Debido a lo anterior, diversos investigadores han resaltado la importancia de considerar las demandas acumuladas de deformación plástica durante el diseño sísmico.

En su trabajo, Terán-Gilmore (2001) mostró cómo en lugares con suelo blando, similares a los existentes en Ciudad de México, es necesario considerar el daño estructural acumulado, ya que los sistemas están sometidos a varios ciclos de comportamiento plástico debido a las largas duraciones de los movimientos fuertes del terreno. Planteó una alternativa para abordar estos problemas a través de conceptos de energía sísmica, los cuales pueden generar información relacionada con el daño y comportamiento estructural, relacionándose con los ciclos de histéresis y la duración del evento. Una de las ventajas de utilizar la energía como parámetro de diseño es que la duración del evento, el número de ciclos para que se produzca la falla y la inestabilidad dinámica, pueden ser considerados directa y explícitamente. Además, recomienda el uso del índice de Park y Ang (Park & Ang, 1985) para manejar el nivel de daño estructural durante un diseño sísmico por desempeño.

Bojórquez (2007) propuso dos criterios de diseño sísmico de estructuras que consideran la confiabilidad estructural y la acumulación de daño estructural. Estos criterios los aplicó para el diseño de un marco estructural de 8 niveles y observó que, con respecto a la energía histerética normalizada, los niveles de seguridad eran menores que los correspondientes al caso de distorsión máxima de entrepiso. Además, concluye que los diseños que no contemplan el daño acumulado a través de algún parámetro representativo pueden ser inseguros.

Años después, Terán-Gilmore & Espinosa-Johnson (2008) estudiaron la necesidad de calibrar las expresiones que indica la normatividad de la Ciudad de México para el cálculo de la sobrerresistencia lateral, y comentan sobre la importancia de que la norma contemple variables como las demandas acumuladas de deformación plástica y las particularidades del ciclo histerético, ya que el no considerar estas variables podría traducirse en una sobreestimación de la resistencia lateral de diseño de estructuras dúctiles con periodo de vibrar cercano al periodo predominante del suelo ubicadas en la zona de Lago de la ciudad.

En su investigación, Bojórquez et al. (2009) mencionan que es importante incorporar al diseño sísmico de estructuras información sobre las demandas plásticas acumuladas, ya que una estructura incurre en varios ciclos de comportamiento plástico cuando se somete a una excitación sísmica severa, y que debido a esto puede sufrir una degradación de sus propiedades estructurales y fallar a un nivel de ductilidad o desplazamiento menor al que fue diseñado. Además, mencionan que las

estructuras sujetas a sismos de larga duración exhiben durante su respuesta sísmica un número considerable de ciclos de comportamiento plástico y, por lo tanto, la degradación de sus propiedades y el daño es mayor en comparación con el de una estructura sujeta a un evento de corta duración. En este estudio se encontró que, a partir del índice de Park y Ang (Park & Ang, 1985), para varios sistemas simples en el caso de la zona de Lago de la Ciudad de México, hay una influencia importante del daño acumulado en el desempeño sísmico de dichos sistemas con periodos cercanos al periodo predominante del terreno.

En otro estudio de Hatzigeorgiou & Liolios (2010) sobre análisis no lineales realizados a ocho marcos de concreto reforzado sometidos a secuencias sísmicas reales, se encontró que existía mayor daño acumulado y respuestas estructurales más altas en todos los edificios cuando estos eran sometidos a una secuencia de sismos en comparación con cuando solo lo eran para un solo evento. En este trabajo, además, se consideró el hecho de que las edificaciones de una de las familias de estructuras analizadas se construyeron antes de la introducción de un código de diseño sísmico adecuado. Todos los marcos fueron sometidos a cinco secuencias sísmicas reales que fueron registradas en la misma estación, en la misma dirección y en un periodo de hasta tres días. En estos casos se observó una acumulación de daño significativa como resultado de la secuencia.

Existen en la literatura también diversos estudios en donde se revisa el efecto de las réplicas después de un evento sísmico importante. Por ejemplo, Raghunandan et al. (2014) estudiaron y cuantificaron la vulnerabilidad estructural ante las réplicas en cuatro edificios de marcos de CR en California por medio de modelos de MGL analíticos no lineales, que son capaces de capturar la degradación de resistencia y rigidez de los componentes del edificio a medida que avanza el daño, lo cual conduce al colapso. Además, generaron curvas de fragilidad para los edificios intactos y dañados sometiendo a los edificios a secuencias de sismo principal-réplica, cuantificando el daño por medio de índices de daño establecidos. En este caso las secuencias se obtuvieron a partir del registro del evento principal y de escalarlo con diferentes factores, a fin de obtener el que representara al de la réplica y se alcance el colapso. Los resultados indican que la fragilidad del edificio ante el colapso por la réplica se incrementa si el edificio fue dañado previamente debido al evento principal, mientras que, si no es así, la fragilidad del edificio después de la réplica no se ve muy afectada.

En otro estudio, Shokrabadi & Burton (2018) revisaron tres modelos de edificios a base de marcos de CR variando la altura a fin de encontrar una relación entre ésta, la capacidad estructural y el incremento del peligro sísmico después de que ocurre el evento principal. Considerando los resultados encontrados, se mostró que el riesgo sísmico adicional que imponen potencialmente las réplicas en una estructura debería ser tomado en cuenta durante el proceso de diseño del edificio.

3. MODELACIÓN NO LINEAL DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

3.1. Modelación de elementos estructurales

Si bien, los edificios en Ciudad de México generalmente se diseñan para una resistencia sísmica, la mayoría experimentará significativas deformaciones inelásticas bajo grandes eventos sísmicos o eventos de larga duración. Los métodos modernos de diseño basados en desempeño requieren de metodologías para determinar el comportamiento inelástico máximo y residual de las estructuras.

Los análisis no lineales proporcionan los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico, incluido el deterioro de la resistencia y la rigidez asociado con el comportamiento del material inelástico y grandes desplazamientos.

Los análisis no lineales requieren pensar en el comportamiento inelástico y los estados límite que dependen tanto de las deformaciones como de las fuerzas. También requieren la definición de los componentes de los modelos que capturan la respuesta fuerza-desplazamiento de elementos y sistemas basados en la resistencia esperada, propiedades de rigidez y grandes deformaciones. Dependiendo de la configuración estructural, los resultados de los análisis no lineales pueden ser sensibles a los parámetros de entrada asumidos y los tipos de modelos utilizados.

3.3.1. Tipos de modelos de análisis estructural

Para simular la respuesta de edificios de concreto reforzado sometidos a excitaciones sísmicas, es fundamental tener en cuenta el comportamiento de vigas y columnas. Estos comportamientos se simulan utilizando modelos numéricos para estimar la respuesta estructural de estos elementos. Generalmente, los modelos que se pueden usar para representar la respuesta de los elementos se dividen en dos categorías principales:

1. Plasticidad concentrada en los extremos del elemento:
 - a) El modelo concentra las deformaciones inelásticas al final del elemento a través de una articulación plástica.
 - b) El modelo concentra las deformaciones inelásticas al final del elemento a través de un resorte con propiedades histeréticas.
2. Plasticidad distribuida a lo largo de la longitud del elemento:
 - c) Modelo de articulación con longitud finita con zonas de articulación designadas en los extremos del elemento.
 - d) Modelo de fibras, que distribuye la plasticidad a partir de integraciones numéricas a lo largo de la sección transversal y la longitud del elemento.
 - e) Modelo de elemento finito, el cual discretiza la continuidad a lo largo de la longitud del miembro y a través de la sección transversal en pequeños (micro) elementos con

propiedades constitutivas histeréticas no lineales que requieren de numerosos parámetros de entrada.

En la Figura 3.1 se muestra una comparación de los cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de vigas-columnas descritos anteriormente.

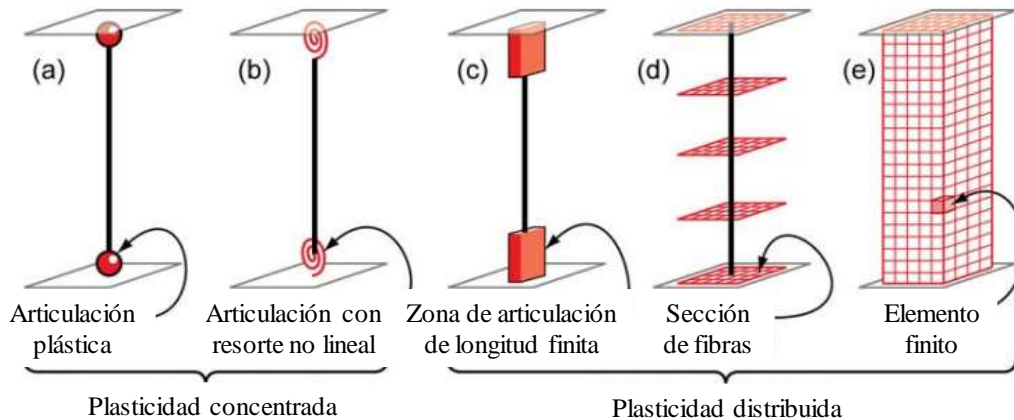


Figura 3.1 Modelos idealizados de elementos viga-columna (adaptado de NIST GCR 10-917-7, 2010).

La precisión y robustez está relacionada con el comportamiento no lineal simulado directamente en el modelo y su aplicación dependerá de los objetivos del análisis y la respuesta estructural buscada. Lo anterior se caracteriza como sigue:

- **Alta:** Los modelos no lineales directamente simulan todos los efectos inelásticos predominantes, desde el inicio de la fluencia hasta la degradación de la resistencia y la rigidez que causa el colapso. Estos modelos emplean articulaciones con plasticidad concentrada o elementos finitos para proporcionar una resolución espacial apropiada para el sistema propuesto. La solución computacional de los algoritmos es suficientemente robusta para marcar la redistribución de la fuerza inelástica adecuadamente, incluyendo la carga y descarga cíclica, sin problemas de convergencia, hasta el punto de colapso.
- **Media:** Los modelos no lineales capturan la mayoría, pero no todos, de los mecanismos de respuesta y deterioro no lineal que conducen al colapso. Los modelos pueden no ser lo suficientemente robustos para trazar toda la historia del deterioro, por lo que algunos componentes basados en la revisión del estado límite son necesarios para verificar el colapso.
- **Bajo:** Los modelos no lineales capturan la respuesta después de la fluencia y el subsecuente endurecimiento por deformación, pero no simulan la respuesta degradante. Al comienzo de la degradación es necesario evaluar el estado límite usando componentes no simulados. Además, la incertidumbre en la respuesta se ve incrementada debido a la incapacidad de capturar los efectos de redistribución y deterioro.

3.3.1.1. *Modelo de plasticidad concentrada*

Los elementos de plasticidad concentrada son los más utilizados para simular la respuesta global de marcos de concreto reforzado. Un ejemplo de la modelación de estos elementos se observa en la Figura 3.2. Son fáciles de calibrar y permiten representar el comportamiento no lineal desde el inicio de la deformación a través de la degradación de la resistencia y la rigidez.

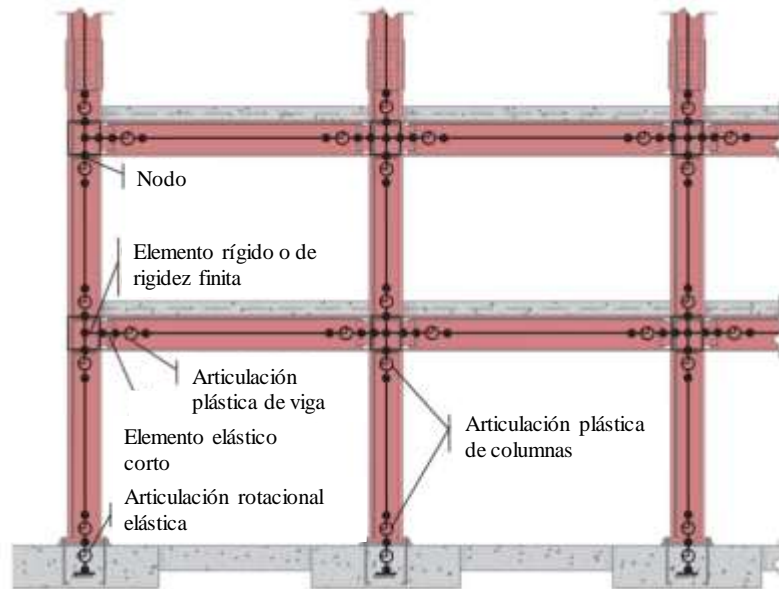


Figura 3.2 Modelo de análisis de plasticidad concentrada ilustrativo para marco de acero resistente al momento (adaptado de NIST GCR 17-917-46, 2017).

El modelo de plasticidad concentrada se conceptualiza mediante elementos con sus propiedades no lineales concentradas en los extremos de los mismos. El modelo general se puede configurar separando un elemento de línea en componentes elásticos lineales y no lineales (Figura 3.3).

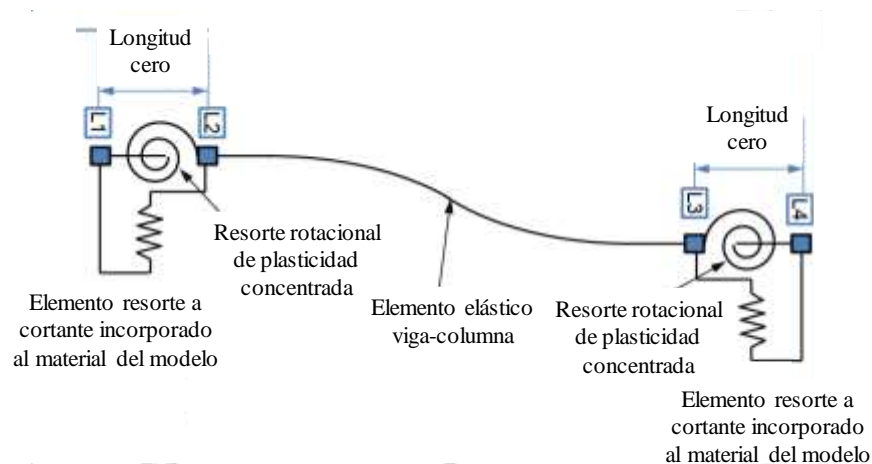


Figura 3.3 Elemento elástico viga-columna y resortes rotacionales de longitud cero de plasticidad concentrada (adaptado de OpenSees, 2014).

El elemento elástico representa las características de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, mientras que el elemento tipo resorte representa la fluencia (deformaciones plásticas) del refuerzo concentrado en las articulaciones plásticas en los extremos de los elementos. Las articulaciones plásticas se pueden representar como elementos de resortes rotacionales de longitud cero. El comportamiento plástico de los resortes rotacionales cuando son sometidos a cargas de sismo queda definido a partir de modelos histeréticos que tienen la capacidad de capturar de mejor manera la respuesta degradante de los elementos. Lo anterior es debido a la calibración de los parámetros de los resortes derivada de pruebas experimentales de varias secciones de concreto reforzado que pudieran estar disponibles en la literatura.

Algunas de las ventajas de utilizar el modelo de plasticidad concentrada son:

- La simplicidad del modelo reduce el tiempo y los costos computacionales, por lo que, mejora la estabilidad numérica de los cálculos.
- Es capaz de describir un comportamiento complejo.
- Los modelos de plasticidad concentrada incluyen reglas histeréticas para el comportamiento de la articulación que pueden aplicar para muchos fenómenos físicos, por ejemplo, la degradación de la rigidez y la resistencia.
- Suele ser un modelo que se prefiere utilizar para simulaciones basadas en el desempeño.

Algunas de las desventajas del modelo de plasticidad concentrada son (Almeida et al., 2014):

- Pueden estar demasiado simplificados, por lo que, aspectos importantes del comportamiento cíclico de elementos de concreto reforzado, tales como la respuesta post-fluencia, pudieran producir resultados inexactos.
- El uso de parámetros de control empíricos obtenidos a partir de pruebas experimentales limita la generalidad, ya que los valores de estos parámetros usualmente se seleccionan por prueba y error para producir una respuesta del modelo que se ajusta a resultados experimentales de un número limitado de componentes de concreto reforzado.
- Relacionado al punto anterior, la selección de parámetros experimentales para representar el comportamiento histerético, debido a que los parámetros del modelo dependen no sólo de las características de la sección sino también de la carga y la historia de las deformaciones, limitando así la generalidad del enfoque.
- No se pueden capturar interacciones fuerza axial-momento.

3.3.1.2. *Modelo de plasticidad distribuida*

Este método de modelado se puede idealizar como una respuesta inelástica dentro de una longitud especificada (p. ej., el modelo de articulación de longitud finita), o una formulación de sección de fibras, hasta un modelo más complejo como el de elemento finito. La sección de fibras (Figura 3.4) considera que el comportamiento inelástico se distribuye a lo largo de la longitud del

elemento usando secciones tipo placa con las propiedades del elemento estructural a lo largo de la longitud del miembro en cada sección transversal de fibra.

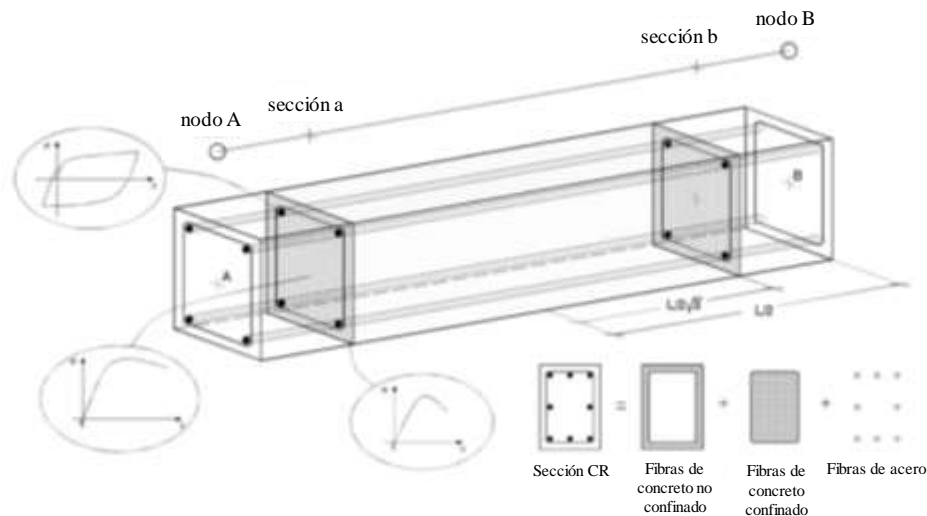


Figura 3.4 Discretización de una sección transversal típica de concreto reforzado (adaptado de Seismosoft, 2021).

Actualmente, el modelo de fibras es el enfoque más utilizado para la modelación de marcos de concreto reforzado debido a su eficiencia computacional, un ejemplo se puede observar en la Figura 3.5. Este enfoque utiliza relaciones esfuerzo-deformación uniaxiales tanto para el concreto como para el acero de refuerzo, lo que da como resultado la capacidad de modelar varias regiones de concreto y acero de refuerzo de forma independiente.

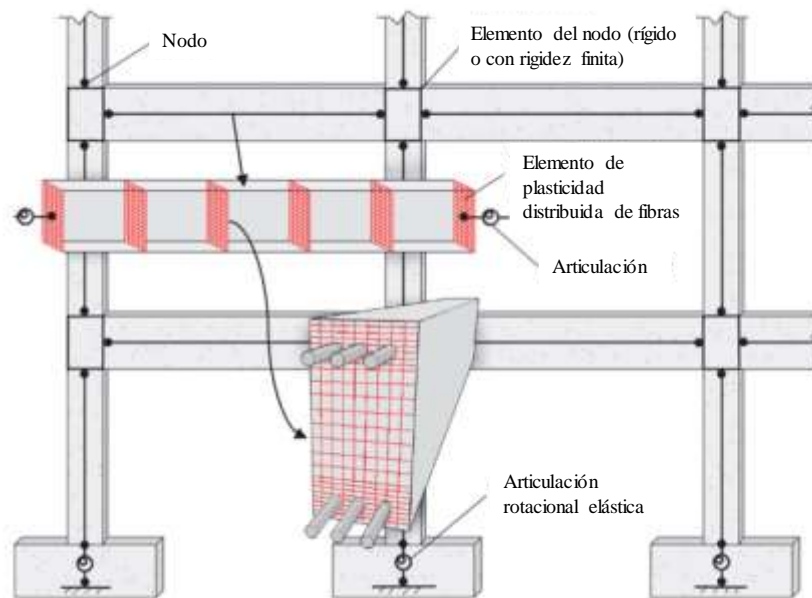


Figura 3.5 Modelo de análisis de fibras ilustrativo para marco de concreto resistente al momento (adaptado de NIST GCR 17-917-46, 2017).

Según Spacone & El-Tawil (2004), los enfoques de plasticidad distribuida pudieran ser más precisos que los enfoques de plasticidad concentrada porque, en realidad, es imposible concentrar el comportamiento inelástico en los extremos de un miembro. Sin embargo, los modelos de plasticidad distribuida utilizan leyes materiales para obtener el comportamiento de la sección. Una formulación típica de este enfoque es el modelo de viga-columna de fibra propuesto por Spacone et al. (1996). Aunque este método supera algunos de los problemas antes mencionados de los modelos de plasticidad concentrada, también presenta otros inconvenientes. El primero de ellos, a nivel material, es seleccionar una ley constitutiva que represente las inestabilidades geométricas locales, como el pandeo local, para capturar el deterioro de la sección. El segundo problema ocurre a nivel de elemento, donde el uso de una ley constitutiva que incorpore el ablandamiento (deterioro) provoca problemas de localización y respuestas dependientes de la malla (no objetivas). Finalmente, a nivel estructural, la discretización de estos modelos aumenta el tiempo computacional en comparación con los de plasticidad concentrada (Pozo et al., 2021).

El comportamiento del enfoque de plasticidad distribuida se examina mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de la longitud del elemento. Lo primero que se hace es definir los modelos de materiales uniaxiales para capturar las características histéricas no lineales en la sección transversal. Se refuerza el supuesto de que las secciones permanecen planas, donde las fibras de material uniaxial son numéricamente integradas sobre la sección transversal para obtener las fuerzas axiales y los esfuerzos. Luego, se integran las secciones transversales numéricamente en secciones discretas a lo largo de la longitud del miembro (Kunnath et al., 1990; Spacone et al., 1996).

Algunas de las ventajas del modelo de plasticidad distribuida son (Almeida et al., 2014):

- Puede capturar la propagación de la plasticidad.
- El comportamiento histerético se define implícitamente en el nivel de esfuerzo-deformación del material uniaxial.
- Captura la deformación por flexión y su distribución a lo largo de un número supuesto de secciones de integración a lo largo del elemento.
- Los efectos P-delta pueden tenerse en cuenta en la formulación de elementos finitos.
- La respuesta seccional (a nivel local) puede capturar la interacción carga axial-momento.
- Es independiente de las secciones transversales.
- No requiere una longitud predeterminada donde puede ocurrir la inelasticidad.
- Es menos dependiente de la calibración de elementos.

Algunas de las desventajas del modelo de plasticidad distribuida son:

- La definición del esquema de integración y número de tramos de integración requiere de experiencia.
- Problema a nivel de elementos, donde el uso de una ley constitutiva que incorpora el ablandamiento (deterioro) provoca problemas de localización y respuestas dependientes

de la malla (no objetivas). Este problema ocurre cuando un punto de integración incurre en la región de ablandamiento, mientras que los otros puntos de integración necesitan descargarse para mantener el equilibrio de fuerzas del elemento. Por lo tanto, sólo incurre en deterioro la porción de un elemento equivalente al peso del punto de integración más demandado.

- El tiempo y costo computacional es elevado. Para estructuras compuestas por muchos elementos y un gran número de fibras por sección, el tiempo de cálculo puede aumentar considerablemente para historias de tiempo dinámicas no lineales.
- Supone una respuesta de endurecimiento por deformación.

3.3.1.3. Modelo de plasticidad concentrada vs distribuida

Mientras que los modelos de plasticidad distribuida modelan las variaciones de esfuerzo y deformación a través de la sección y a lo largo del miembro con más detalle, comportamientos locales importantes, como la degradación de la resistencia debido al pandeo local de barras, son difíciles de capturar sin modelos más sofisticados. Por otro lado, los modelos de articulaciones/resortes concentrados en los extremos de los elementos (i.e., modelos de plasticidad concentrada) pueden ser más adecuados para capturar la respuesta degradante no lineal de los miembros a través de la calibración de parámetros utilizando datos de pruebas experimentales y curvas de histéresis disponibles en la literatura. Así, al seleccionar los tipos de modelos de análisis, es importante entender: (1) el comportamiento esperado, (2) las suposiciones implicadas, y (3) las aproximaciones inherentes al tipo de modelo propuesto. Si bien, las formulaciones más sofisticadas pueden parecer ser una mejor opción a la hora de modelar ciertos aspectos del comportamiento, los modelos simplificados pueden capturar más eficazmente alguna característica relevante en el análisis con la misma o menor aproximación.

3.2. Software para análisis no lineal: OpenSees

El Sistema Abierto para Simulación de Ingeniería Sísmica (OpenSees, por sus siglas en inglés) es un software que se utiliza para simular la respuesta sísmica de estructuras. OpenSees ha sido desarrollado como la plataforma computacional para la investigación en ingeniería basada en el desempeño por sismo en el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER, 2006, por sus siglas en Inglés). Dispone de diferentes modelos de materiales, elementos y algoritmos utilizados para realizar análisis estructurales y dinámicos. El software está basado en métodos de elementos finitos e interpreta scripts en lenguaje Tcl.

Al desarrollar un archivo de entrada para el análisis no lineal, primero se definen los modelos del material y luego los modelos de elementos. La selección de un modelo del material depende de la selección de un modelo del elemento, esto se debe a que un modelo de elemento solo puede utilizar ciertos modelos de materiales. Por ejemplo, no se pueden combinar dos modelos cuando el modelo del elemento solo puede simular la relación momento-rotación, pero el modelo del material

puede tener una relación carga-desplazamiento. La selección de un modelo de elemento depende de en qué características el usuario quiere enfocarse en el análisis. Una vez que el modelo del elemento se selecciona y se confirma que es adecuado para simular los comportamientos deseados, se escoge el modelo del material compatible con el modelo del elemento.

Un modelo de elemento generalmente utilizado para vigas o columnas de CR es el elemento *forceBeamColumn*, definido de esta manera dentro del programa. Explicación detallada de este elemento se presenta en el sitio web de OpenSees (PEER, 2006), en el que también hay una explicación sobre cómo asignar articulaciones plásticas concentradas en los extremos de vigas o columnas utilizando este elemento.

Con el elemento *forceBeamColumn* hay dos formas de establecer una articulación plástica, utilizando *uniaxial section* o *fiber section* (nombres con los que las secciones están definidas dentro del programa). La *uniaxial section* transfiere el *uniaxial material*, el cual especifica la relación carga-deformación, carga-desplazamiento, momento-curvatura, o fuerza cortante-distorsión de entrepiso, en los extremos de los miembros. La relación carga-deformación (o cualquier otra) definida en el *uniaxial material* es solo un número en sí mismo antes de ser asignado a la *uniaxial section*. Una vez asignado, la relación se convierte en una relación específica como carga-desplazamiento, momento-curvatura, o fuerza cortante-distorsión de entrepiso. Solo hay una desventaja de la *uniaxial section* y es que no refleja la interacción fuerza axial-momento.

La *fiber section* consta de una serie de fibras, cada una de las cuales contiene información sobre un material uniaxial y su área y localización. En una sección del elemento de concreto reforzado, el concreto se divide en un número de fibras (o mallas) donde se asigna la relación esfuerzo-deformación del concreto, el área y ubicación de cada fibra. Las barras de refuerzo se definen como fibras individuales, donde la relación esfuerzo-deformación de la barra de refuerzo, el área y la ubicación de cada barra de refuerzo son asignados. La relación esfuerzo-deformación se asigna a cada fibra, pero la relación momento-curvatura se expresa en el extremo del miembro. Esta característica de la sección de fibra es muy factible para representar la interacción fuerza axial-momento en columnas, por lo que la sección de fibras se usa generalmente en el modelado de articulaciones plásticas a flexión en los extremos de la columna.

La *uniaxial section* puede controlar la relación carga-deformación directamente mientras que la *fiber section* puede controlarla indirectamente mediante el uso de la relación esfuerzo-deformación. Además, la primera puede controlar no solo la resistencia y la rigidez, sino también su degradación directamente a través de un modelo de material, pero el segundo puede controlarlos indirectamente mediante el uso de la relación esfuerzo-deformación de cada fibra. Por ejemplo, la *fiber section* puede simular cambios bruscos en la disminución de la resistencia después de alcanzar la resistencia máxima, lo cual no es efectivo porque los usuarios tienen que controlarlo indirectamente. Asimismo, la *fiber section* no puede controlar directamente el modelo histerético y el modo de degradación cíclica en el nivel de carga y deformación. En consecuencia, para el modelado de columnas, la *uniaxial section* tiene ventaja en el control directo de la histéresis de

carga-deformación, pero desventaja al no contar con la interacción fuerza axial-momento de las columnas.

Hay una manera de modelar la longitud total de un miembro como un elemento elástico agregando un elemento de longitud cero en ambos extremos del elemento. La forma de modelar un elemento de longitud cero es definiendo dos nodos en una sola coordenada. Para definir una articulación plástica en el elemento de longitud cero, ambos grados de libertad de traslación entre dos nodos se definen como idénticos, pero el rotacional entre los dos nodos se define diferente. Y luego, un *uniaxial material* se asigna al grado de libertad de rotación en Z.

Este estudio utiliza esta manera para modelar los miembros de viga-columna usando OpenSees, donde toda la longitud de las columnas está modelada por el elemento *elasticBeamColumn* y las articulaciones plásticas en ambos extremos están modeladas por un elemento de longitud cero. El procedimiento de modelado se describirá más adelante a detalle.

4. REGISTRO DE MOVIMIENTOS FUERTES DEL SUELO

4.1. Descripción de la sismicidad en Ciudad de México

México tiene una actividad sísmica importante. Su sismicidad se debe principalmente a la interacción de cinco placas tectónicas: la placa de Norteamérica, la placa del Pacífico, la placa de Rivera, la placa de Cocos y la placa del Caribe.

En el periodo que va desde 1970 a 2022 (los últimos cincuenta y dos años), se han reportado tres sismos de magnitud mayor a 8, veintinueve sismos de magnitud 7-7.9 y ciento cincuenta y uno de 6-6.9. En la Figura 4.1 se pueden observar los 183 sismos ocurridos desde 1970 mencionados anteriormente reportados por el Servicio Sísmológico Nacional (SSN, 2022).

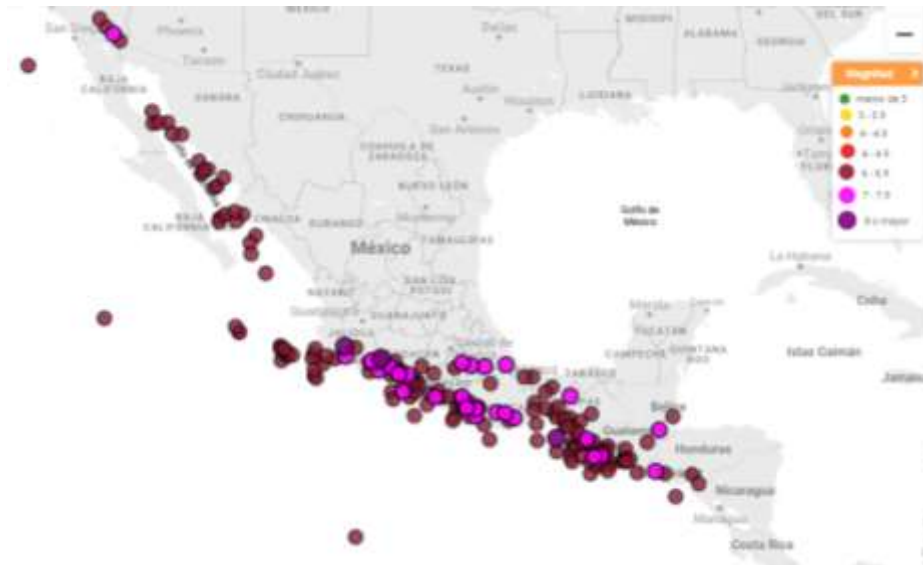


Figura 4.1 Sismicidad de México desde 1970 con las localizaciones reportadas por el Servicio Sísmológico Nacional para sismos de magnitud ≥ 6 (SSN, 2022).

La Ciudad de México tiene teóricamente un peligro sísmico moderado debido a la lejanía con la costa del Pacífico, que es una zona donde se generan sismos de gran magnitud. Sin embargo, la ciudad está desplantada en un sitio de suelo blando perteneciente a la cuenca del antiguo lago de Texcoco, por lo que, el movimiento sísmico se amplifica en la zona de Lago debido a la presencia de estratos de arcillas altamente compresibles (Reinoso & Ordaz, 1999; Singh et al., 1988).

En la Figura 4.2, de acuerdo con Bazán & Meli (1998), se muestra la respuesta en diferentes zonas de Ciudad de México de un solo sismo proveniente de la costa del Pacífico de magnitud moderada, en donde en las zonas de terreno blando se observa que existe una amplificación de las ondas sísmicas, en comparación con las zonas donde se encuentra el terreno firme.

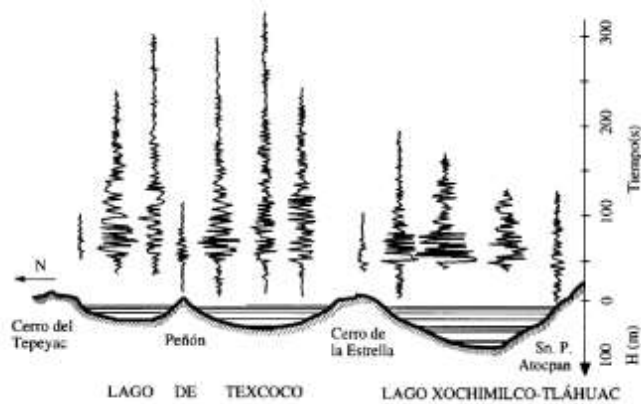


Figura 4.2 Corte N-S del valle de la Ciudad de México donde se aprecia la amplificación sísmica en las zonas de lago (Bazán y Meli, 1998).

La Ciudad de México ha sido afectada por sismos de muchos tipos y diversas intensidades. Las principales fuentes sísmicas que la afectan (Rosenblueth et al., 1989) pueden clasificarse en: a) sismos locales (los cuales pueden ser también regionales con magnitudes más grandes), b) sismos de profundidad intermedia de falla normal y c) sismos de subducción. A pesar de la gran distancia epicentral (280 a 600 km) entre Ciudad de México y la costa del Pacífico, ésta es particularmente vulnerable ante sismos de subducción debido a que el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago. Por esta razón, prácticamente cualquier sismo grande que ocurre en la zona de subducción representa un peligro para las estructuras localizadas en la zona de Lago de la ciudad.

Otro problema que afronta Ciudad de México es el cambio de periodo dominante del suelo que existe debido a la consolidación a la que están sujetos los depósitos de suelo compresibles de la ciudad debido a la extracción de agua, que con el paso del tiempo cada vez se ve en aumento debido a los requerimientos para el abastecimiento de la población. Esta actividad produce cambios en las propiedades del suelo y modifica su comportamiento y su respuesta ante los sismos, lo cual afecta directamente al comportamiento sísmico de estructuras construidas en dichas zonas, ya que se generan respuestas en términos de aceleraciones espectrales que pueden ser mayores o menores a las esperadas de acuerdo al diseño.

En la Figura 4.3 (Quinde & Reinoso, 2020) se muestran las 77 estaciones acelerométricas localizadas en Ciudad de México y los periodos predominantes del suelo, resaltando la ubicación de la estación SCT, la cual va a ser la utilizada en este estudio.

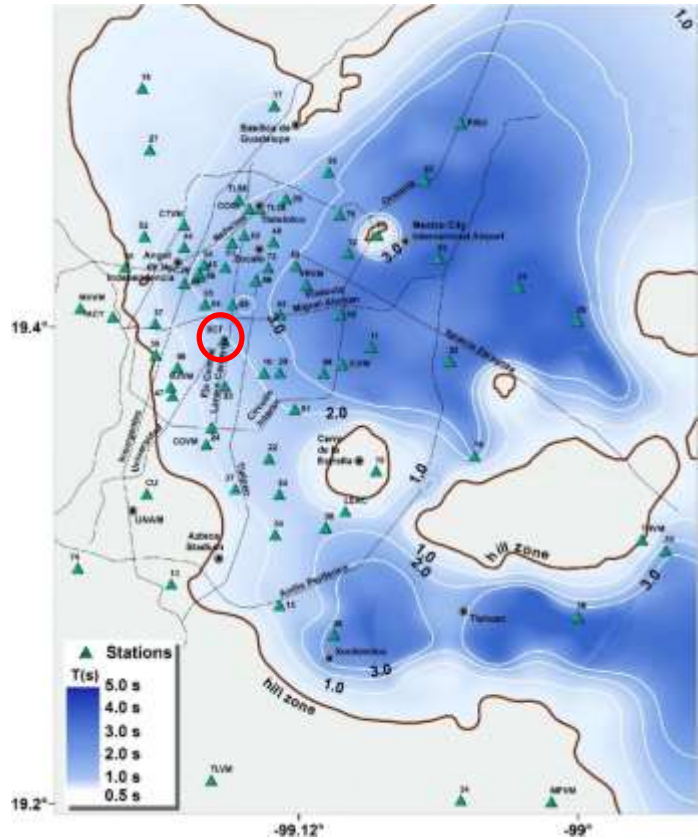


Figura 4.3 Estaciones acelerométricas de Ciudad de México y periodos predominantes del suelo (Quinde & Reinoso, 2020).

4.2.Registros de movimientos fuertes del suelo

Los registros de los movimientos fuertes del suelo se obtuvieron de la estación acelerométrica SCT ($T_s=1.9s$) considerando algunos de los sismos más intensos que han ocurrido en los últimos 42 años y en los que se ha reportado que han provocado daños en la Ciudad de México. Se entiende que existen muchos otros sismos en los que posiblemente existió daño en las estructuras y no se tiene conocimiento. Sin embargo, para fines de este estudio, se seleccionaron aquellos en donde los daños se identificaron y registraron en la literatura. La Tabla 4.1 muestra las características de estos sismos.

Tabla 4.1. Lista de los movimientos del terreno registrados en la estación SCT localizada en la zona de Lago de la Ciudad de México que han reportado daños desde 1979.

ID	Evento	Magnitud (Mw)	Tipo de falla	Distancia epicentral (km)
1	14/03/1979	7.5	Interplaca	350
2	19/09/1985	8.1	Interplaca	394
3	20/03/2012	7.4	Interplaca	335
4	19/09/2017	7.1	Normal	130

En la sección siguiente se describen algunos de los daños generales registrados que se pudieron observar durante los cuatro eventos descritos en la tabla anterior.

4.3. Características de los daños observados en los sismos utilizados en la secuencia

4.3.1. Sismo de 1979

El 14 de marzo de 1979 a las 05:07:16 horas ocurrió un sismo de magnitud de 7.5 a una profundidad de 25 km con epicentro en Petatlán, Guerrero. A pesar de estar ubicado a 290 km al suroeste de la Ciudad de México, debido a los efectos de amplificación de las ondas sísmicas, el sismo es recordado porque destruyó dos estructuras de la Universidad Iberoamericana. Afortunadamente el evento no ocurrió durante el horario escolar, por lo que no se reportaron personas fallecidas ni heridos dentro de sus instalaciones. En la Figura 4.4 se muestra una foto del colapso del Taller de Arquitectura.



Figura 4.4 Vista del colapso de estructura de la Universidad de la Ibero (Ventura & Quinde, 2019).

En la Ciudad de México se observaron daños principalmente en las colonias Centro, Roma y Tabacalera; la cifra oficial reportada fue de cinco muertos y 30 heridos. El abastecimiento de agua potable sufrió grandes daños, dejando a un 40% de los usuarios sin el servicio por más de 2 días. Se observaron 39 estructuras con daño: 25 con daños importantes, 9 graves, 2 colapsos parciales y 3 colapsos totales (Ventura & Quinde, 2019).

4.3.2. Sismo de 1985

El epicentro del sismo de 1985 se ubicó 45 km al noroeste de La Mira, Michoacán, a las 07:17:49 horas con una profundidad de 15 km, de magnitud 8.1.

Este sismo causó más daños en la Ciudad de México que en el epicentro localizado a unos 400 km. La razón del impacto del sismo en la ciudad fue nuevamente el hecho de la amplificación de las ondas sísmicas debido a los efectos de sitio. Este sismo superó en intensidad lo que se contemplaba en ese momento en los reglamentos de construcción para la Ciudad de México. Como consecuencia de esto, 7,400 edificios se vieron afectados, incluyendo 265 edificios colapsados y 775 edificios que fueron severamente dañados durante el sismo (Meli, 1986). En otras fuentes se

puede consultar que aproximadamente el 65% de los edificios dañados en ese entonces corresponden a edificaciones de uso habitacional de entre 6 y 12 niveles (Villagrán, 1986). En la Figura 4.5 se puede observar la distribución de algunas estructuras dañadas reportadas durante el sismo (Páramo, 2015). El número de muertes se estimó entre 10,000 y 15,000 (Astiz et al., 1987). Acorde a Rosenblueth & Meli (1986), la gran intensidad sísmica generó dudas acerca de la principal causa del daño estructural; la idea general era que las disposiciones de los reglamentos (i.e., los reglamentos de 1957 y 1979) no eran lo suficientemente conservadoras como para soportar las grandes intensidades del sismo de 1985.

Oficialmente, el Comité Metropolitano para Emergencias (Bravo Chávez et al., 1988), reportó las siguientes cifras: 4,287 muertos (aunque se estima que fueron muchas más), 5,748 heridos de gravedad, 10,188 con heridas leves y 22,669 personas afectadas psicológicamente, además, se rescataron 4,096 personas vivas de entre los escombros de los edificios. En ese mismo reporte se indican 5,728 edificios dañados o destruidos, de los cuales, el 15% se colapsaron en forma parcial o total, 38% sufrieron daño estructural y 47% no sufrieron daño significativo. En estos datos no se incluyen las estructuras que fueron dañadas y reparadas por sus propietarios sin dar aviso al gobierno.



Figura 4.5 Distribución espacial de edificios colapsados en Ciudad de México debido a los sismos de 1985 (Páramo, 2015).

Hoy en día las cifras de los daños, tanto materiales como humanos, causados por el evento de 1985 siguen siendo inciertas y suelen ser bastante variables según la fuente que se consulte. Sin

embargo, para el caso de daños materiales, las cifras suelen coincidir en que este tipo de daños se calculan en un aproximado de 4 mil millones de dólares (EM-DAT, 2016).

El sismo de 1985 (Mw8.1) rebasó ampliamente las expectativas reglamentarias para el diseño y construcción de edificaciones, especialmente en la Ciudad de México, lo cual, junto con la gran cantidad de pérdidas humanas y materiales, motivó a la realización revisiones y modificaciones en las disposiciones de diseño con el objetivo de aprovechar las enseñanzas de lo ocurrido y evitar una situación similar en un futuro. Aunque el reglamento de 1976 fue reconocido en su época, los sismos de 1985 aceleraron sus modificaciones, obligando a presentar en octubre del mismo año unas normas de emergencia que debían emplearse en los proyectos de reparación de las construcciones dañadas y en las nuevas, mientras se emitía el nuevo reglamento (Vázquez, 1997).

4.3.3. Sismo de 2012

El 20 de marzo de 2012 a las 12:02 horas, a aproximadamente 300 km de la Ciudad de México, en la frontera de Oaxaca y Guerrero, ocurrió un sismo de magnitud 7.4.

Al igual que en los eventos previamente mencionados, a pesar de la lejanía entre el epicentro y la ciudad también se observaron daños en ella durante este evento sísmico. Los daños en Ciudad de México se concentraron en donde previamente habían sido reportados daños en sismos pasados (i.e., sismos de 1957, 1979 y 1985). Algunas de las principales afectaciones se observaron en estructuras de tipo habitacional, oficinas, escuelas y hospitales. De igual manera, se presentaron daños en el sistema de transporte colectivo metro, en la Línea A. Por otro lado, se reportó el colapso parcial de un puente peatonal sobre una calle principal en el norte de la ciudad que provocó un herido (Figura 4.6, Jaimes, 2012).



Figura 4.6 Colapso de puente peatonal debido al sismo de 2012 en Ciudad de México (Jaimes, 2012).

4.3.4. Sismo de 2017

Justo 32 años después del sismo de 1985, el 19 de septiembre de 2017, se reportó un sismo con magnitud 7.1 localizado en el límite estatal entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km al

sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México. El sismo ocurrió a las 13:14:40 horas causando daños a la ciudad y pérdidas de vidas humanas (Singh et al., 2018).

Es importante aclarar que este sismo no superó en intensidades lo que estaba contemplado en el reglamento de construcciones (los reglamentos de 1987 o 2004) para Ciudad de México. Sin embargo, de los edificios de diversos niveles colapsados (Figura 4.7), reportes indican que más del 60% de éstos correspondían a edificios de vivienda y que el 91% de los edificios colapsados fueron construidos antes de 1985 (IBD, 2017), los cuales eran de 2 a 8 niveles. Se perdieron varias decenas de vidas humanas (se estima que alrededor de 230 personas fallecieron en Ciudad de México) y el sismo causó graves daños en las estructuras de la ciudad, teniendo 39 edificios colapsados, 42 que se derrumbaron parcialmente y más de 800 que sufrieron daños graves, de los cuales 124 debían ser demolidos. Las intensidades registradas en algunos lechos lacustres de la ciudad, especialmente en zonas con periodos de suelo alrededor de 1.5s, fueron relativamente altas, incluso superando los valores espectrales de 1.0g. La componente vertical, por la proximidad del sismo, fue inusualmente alta para Ciudad de México. Otro hecho importante que dejó ver este sismo, analizando la estadística de 2000 edificios reportados con daño estructural, fue la importancia de aspectos como la losa plana, ya que tiene un desempeño estructural pobre, y las patologías estructurales, debido a que son críticas en la respuesta de edificios ante cargas laterales (principalmente las de planta débil y ubicación en esquina) (Reinoso et al., 2021). Los daños ascienden aproximadamente a 6 mil millones de dólares (EM-DAT, 2016).



Figura 4.7 Localización de edificios colapsados en la Ciudad de México durante el sismo de 2017 (ERN, 2017).

4.4. Descripción de las secuencias sísmicas utilizadas

Los cuatro eventos de la Tabla 4.1 fueron utilizados en la secuencia sísmica principal del estudio para analizar el daño acumulado en osciladores de 1GL ubicados en el sitio de la estación SCT, y posteriormente en sistemas de MGL. En la Figura 4.8 se observa que la duración, el contenido de frecuencias e intensidad de cada registro dentro de la secuencia de los cuatro eventos son diferentes. Nótese que un lapso de 100s de aceleración cero se agregó después de cada registro a fin de procurar que el oscilador pueda alcanzar su estado de reposo antes de ser sometido al próximo movimiento en la secuencia.

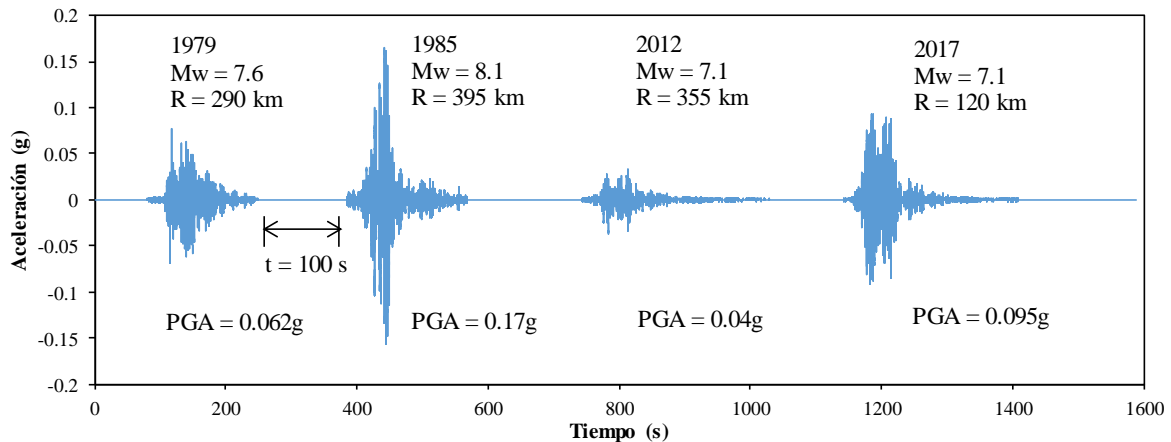


Figura 4.8 Secuencia sísmica utilizada en el estudio. Estación SCT ($T_s = 1.9$ s).

Además de esta secuencia, se utilizaron tres historias de aceleración que parten de la misma, a fin de que los modelos pudieran ser sometidos a cada una de ellas e ir observando la contribución de los sismos en los espectros de daño acumulado. Las secuencias consideradas son:

1. Sismo de 1979
2. Sismos de 1979 + 1985
3. Sismos de 1979 + 1985 + 2012
4. Sismos de 1979 + 1985 + 2012 + 2017

Adicionalmente, se muestran algunos resultados únicamente para el sismo de 1985 dado que es el evento que mayor demanda representa.

5. ANÁLISIS DEL DAÑO ACUMULADO EN OSCILADORES DE 1GL

En este trabajo se busca analizar el daño acumulado debido a una secuencia de registros de movimientos fuertes del suelo en un sitio de la Ciudad de México (estación acelerométrica SCT, $T_s=1.9$ s), donde el daño que se ha observado a lo largo de los años debido a los sismos que han azotado a la ciudad ha sido significativo. Para dicho fin, se realizó un análisis de daño acumulado en osciladores no lineales de 1GL modelados en OpenSees.

La resistencia lateral de los sistemas se estableció de acuerdo con los requisitos de diseño de la normativa NTC-DS (2020) para valores específicos del factor de comportamiento sísmico (Q). En cuanto a la definición de los espectros de diseño, Q se puede considerar la máxima demanda de ductilidad, de tal manera que $Q = 1$ implica un comportamiento elástico. Para este caso, se consideraron tres valores de factor de comportamiento sísmico $Q = 2, 3$ y 4 , en el sitio correspondiente a la estación SCT. Para la estimación del comportamiento no lineal se estimaron cinco modelos hysteréticos, tres de ellos consideran la degradación de resistencia y rigidez. Los osciladores de 1GL tienen un coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%.

5.1. Energía histerética normalizada como indicador de daño

A lo largo de los años se ha reconocido que para comprender las demandas impuestas a las estructuras durante los sismos se podría emplear un enfoque basado en la energía, especialmente al evaluar el daño potencial de los movimientos del suelo (Decanini & Mollaioli, 1998, 2001; Kalkan & Kunnath, 2007, 2008; Manfredi, 2001).

Algunas propiedades de las estructuras (p. ej., rigidez, resistencia, capacidad de deformación y disipación de energía) pueden deteriorarse si la estructura incursiona en rangos de comportamiento plástico severo, conduciéndola a fallar ante deformaciones más pequeñas que las que establecen ciertas normativas de diseño (Quinde et al., 2019). Este fenómeno se conoce como fatiga por bajo número de ciclos (low-cycle fatigue). Esto es particularmente cierto para movimientos del terreno de larga duración (Bommer et al., 2006; Hancock & Bommer, 2005).

La deformación plástica máxima y la ductilidad son parámetros utilizados para considerar el comportamiento no lineal de una estructura y garantizar un desempeño adecuado; sin embargo, se ha reconocido que el daño estructural producto de excitaciones sísmicas no depende solamente de estos parámetros y que el daño acumulado resultado de numerosos ciclos plásticos debería tomarse en cuenta. En la Figura 5.1 se muestra la respuesta fuerza-deformación de un sistema de 1GL ante la acción de un sismo de corta duración y uno de larga duración, en donde se observa que para ambos casos el desplazamiento máximo es prácticamente el mismo; sin embargo, la estructura sujeta al sismo de larga duración exhibe un mayor número de ciclos de comportamiento plástico,

lo cual implica que tendrá daño estructural mayor en comparación de la estructura sujeta al de corta duración (E. Bojórquez et al., 2009).

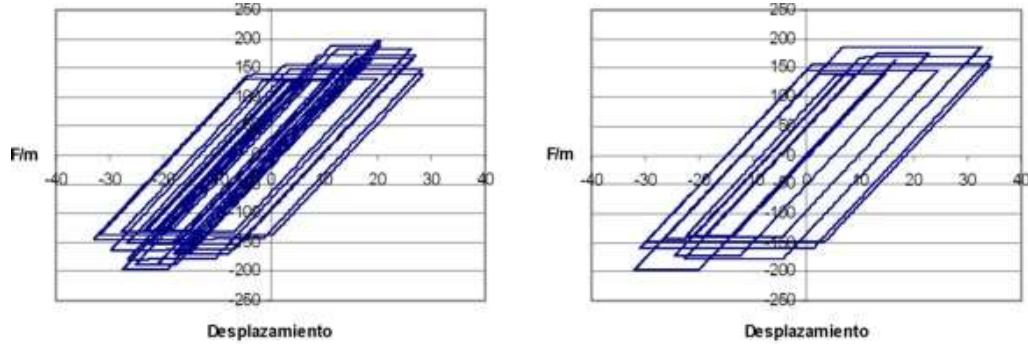


Figura 5.1 Respuesta de sistema de 1GL ante registro SCT: largo (izquierda) y corto (derecha) (E. Bojórquez et al., 2009).

De todos los tipos de energía disipados por una estructura durante un sismo, la energía histerética (E_H) es la que está más relacionada con el daño estructural y es un parámetro que resulta razonable para la consideración de la acumulación de daño (p. ej., R. Bojórquez et al., 2017). La energía histerética puede definirse a partir de la ecuación de movimiento (ecuación (5.1)) de un sistema de 1GL:

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + f_s(x, \dot{x}) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (5.1)$$

donde m representa la masa del sistema, c es el coeficiente de amortiguamiento viscoso del sistema, $f_s(x, \dot{x})$ es la fuerza de restitución, \ddot{x}_g es la aceleración del terreno, y x es el desplazamiento relativo del sistema con respecto al del terreno. En el caso de un sistema elástico lineal, $f_s(x, \dot{x}) = kx$, donde k es la rigidez del sistema. Integrando cada miembro de la de la ecuación (5.1) con respecto a x se tiene (ecuaciones (5.2)):

$$\int m\ddot{x}(t)dx + \int c\dot{x}(t) dx + \int f_s(x, \dot{x})dx = - \int m\ddot{x}_g(t)dx \quad (5.2a)$$

$$E_k + E_D + E_S + E_H = E_I \quad (5.2b)$$

en donde $E_k = \int m\dot{x}(t)dx$ es la energía cinética, $E_D = \int c\dot{x}(t) dx$ es la energía de amortiguamiento, $E_S + E_H = \int f_s(x, \dot{x})dx$ es la energía de restitución (energía elástica más energía histerética disipada) y $E_I = - \int m\ddot{x}_g(t)dx$ es la energía de entrada.

La energía histerética disipada es igual al área total encerrada por cada uno de los ciclos de histéresis que desarrolla la estructura durante una excitación sísmica. La energía disipada se incrementa conforme aumentan las demandas acumuladas de deformación plástica y, por lo tanto, el nivel de daño del sistema también aumenta. Sin embargo, su desventaja es que no contiene suficiente información para asociarlo completamente con el daño estructural, ya que la energía total

disipada podría ser similar para dos o más respuestas estructurales diferentes. Un parámetro que se correlaciona mejor con el daño estructural es la energía histerética normalizada (NE_H), que puede usarse para cuantificar la severidad de las demandas de energía plástica. La NE_H se normaliza con respecto a la fuerza F_y y el desplazamiento de fluencia δ_y (Terán-Gilmore, 2001), descrita en la ecuación (5.3).

$$NE_H = \frac{E_H}{F_y \delta_y} \quad (5.3)$$

Con base en esto, los espectros de daño acumulado presentados en este trabajo se definieron en términos de la energía histerética normalizada.

5.2. Modelos histeréticos analizados

Durante un sismo intenso, las estructuras pueden estar sujetas a un comportamiento no lineal cíclico mediante el cual liberan una gran cantidad de energía, generalmente asociada a daño estructural. Este comportamiento inelástico se puede interpretar mediante ciclos histeréticos, que nos muestran cómo se deforman las estructuras conforme aumenta el movimiento del suelo. Estudios experimentales han demostrado que el comportamiento histerético de los componentes estructurales depende de numerosos parámetros que afectan las características de deformación y disipación de energía, lo que lleva al desarrollo de una amplia gama de modelos histeréticos, varios de ellos con degradación de rigidez y resistencia.

En la mayoría de los estudios de demanda sísmica, se emplean modelos de histéresis que tienen una curva principal (“backbone”) que no se deteriora y reglas de histéresis que ignoran el deterioro de la rigidez (modelo bilineal) (Clough, 1966). Otros modelos explican el deterioro de la rigidez modificando la trayectoria con la que se realiza la recarga, por ejemplo, el modelo con máximos orientados (peak-oriented) o varios modelos de "pellizco" (pinching model). Para este estudio se analizaron los siguientes modelos histeréticos, los cuáles se muestran en la Figura 5.2 para una ductilidad $\mu=4$ y una de las secuencias del estudio.

- Modelo elasto-plástico perfecto (ElasticPP)
- Modelo bilineal (Bilin)
- Modelo de acero uniaxial Giuffre-Menegotto-Pinto (Steel02) con endurecimiento por deformación isotrópica (Carreño et al., 2020)
- Modelo degradante Ibarra-Medina-Krawinkler (PeakModified) modificado con respuesta histerética bilineal (Ibarra et al., 2005), posteriormente modificado por (Lignos & Krawinkler, 2010)
- Modelo histerético bilineal uniaxial con pellizco de fuerza y deformación (Hysteretic), con daño debido a la ductilidad y energía, y rigidez de descarga degradada basada en la ductilidad (Kashani et al., 2016)

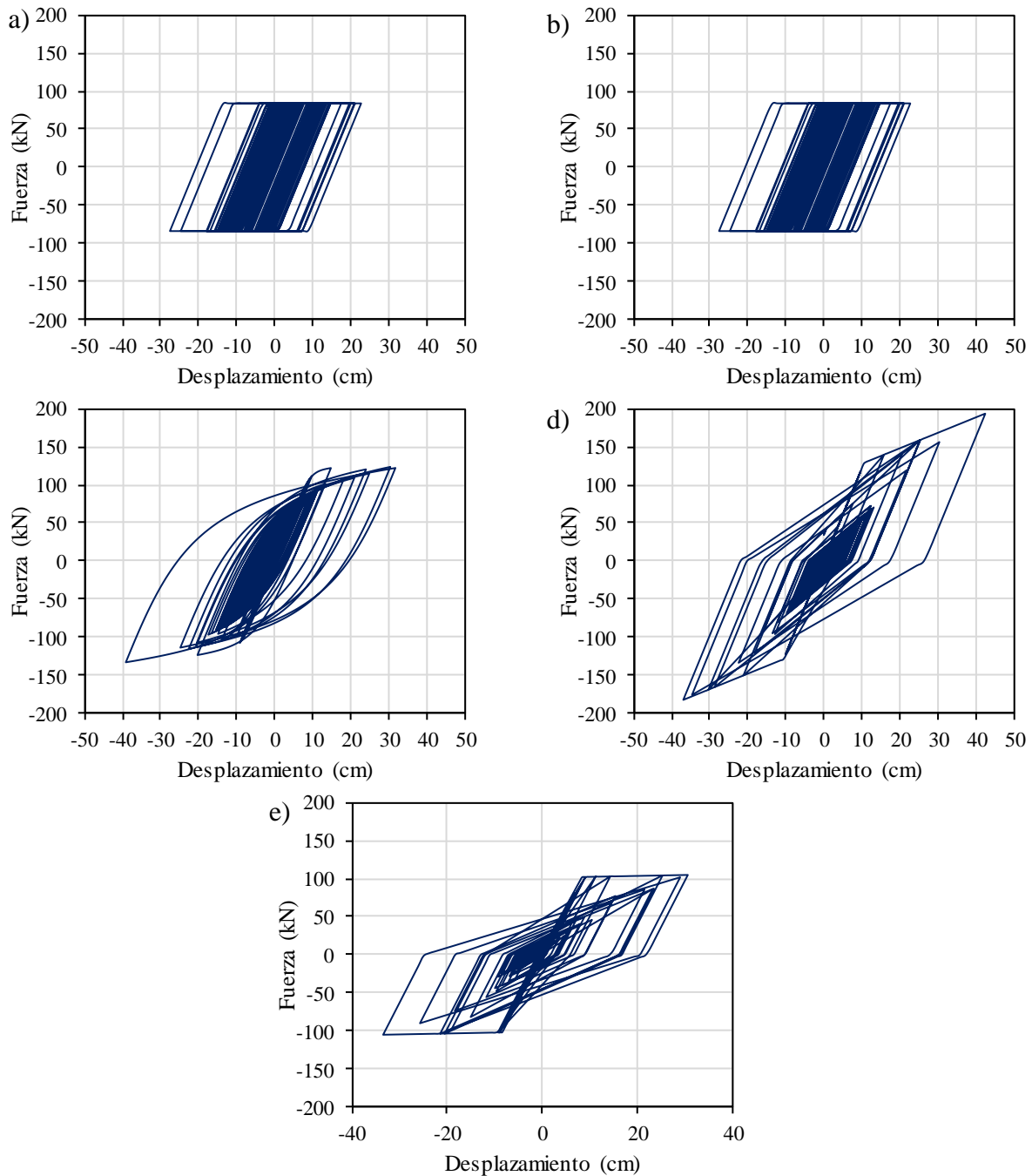


Figura 5.2 Modelos histeréticos utilizados en el estudio: a) ElasticPP, b) Bilin, c) Steel02, d) Hysteretic, y e) PeakModified.

5.3. Espectros de daño acumulado y comparación entre modelos histeréticos

Se desarrolló un código en Python (ver Anexo) con ayuda de la librería de OpenSeespy para realizar los análisis no lineales de los osciladores y al mismo tiempo permitir la construcción directa de los espectros de respuesta de daño acumulado en términos de la energía histerética normalizada. Se decidió hacer uso del software estructural OpenSees, ya que se analizaron los diferentes

comportamientos no lineales mencionados anteriormente y que están disponibles en la librería del software además del elastoplástico perfecto (i.e., Steel02, Hysteretic, Bilin y ModIMKPeakOriented según sus nombres definidos dentro del programa), y esta herramienta permite fácilmente trabajar con las distintas opciones. En la sección anterior se mostraron algunos ejemplos de estos tipos de comportamiento.

El código desarrollado considera cincuenta osciladores de 1GL de masa unitaria con valores de periodo estructural de 0.1 a 5s y coeficiente de amortiguamiento crítico del 5%. Dichos osciladores se definieron considerando un modelo de plasticidad concentrada, en donde por medio de un resorte rotacional ubicado en la base del elemento y un elemento de longitud cero, fue posible concentrar el comportamiento plástico del oscilador (Figura 5.3). Los osciladores consideran los cinco tipos de comportamiento no lineal mencionados anteriormente y los parámetros que se utilizaron para la calibración de cada uno de los modelos histeréticos se obtuvieron de Mazzoni (2021). El coeficiente sísmico C_y se definió según las NTC-DS (2020) (Figura 5.4) para tres valores de coeficientes de comportamiento sísmico (i.e., $Q = 2, 3$ y 4 , para estructuras de ductilidad baja, media y alta, respectivamente), tomando en cuenta, además, que las estructuras están desplantadas en el sitio donde se ubica la estación acelerométrica SCT ($T_s=1.9s$).

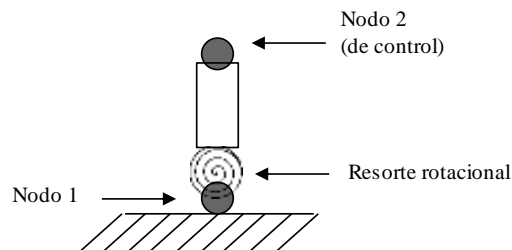


Figura 5.3 Dibujo esquemático del oscilador de 1GL modelado.

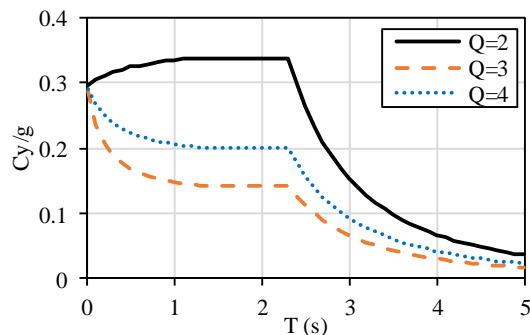


Figura 5.4 Espectros de demanda de coeficientes sísmicos según las NTC-DS (2020) para el sitio SCT.

Una vez definidos los osciladores de 1GL, y obtenida la respuesta para el registro sísmico en cuestión, se realiza el cálculo de la energía histerética normalizada con la ecuación (5.3). El código de Python elaborado es capaz de obtener el valor del área total encerrada por cada uno de los ciclos de histéresis que desarrolla el oscilador durante la excitación sísmica (i.e., la energía histerética), por lo que solo resta normalizar este valor con respecto a la fuerza de fluencia y el desplazamiento de fluencia correspondiente para obtener el valor de la energía histerética normalizada y poder

construir los espectros a partir de los cincuenta osciladores considerados. En la Figura 5.5 se muestra el proceso descrito anteriormente.

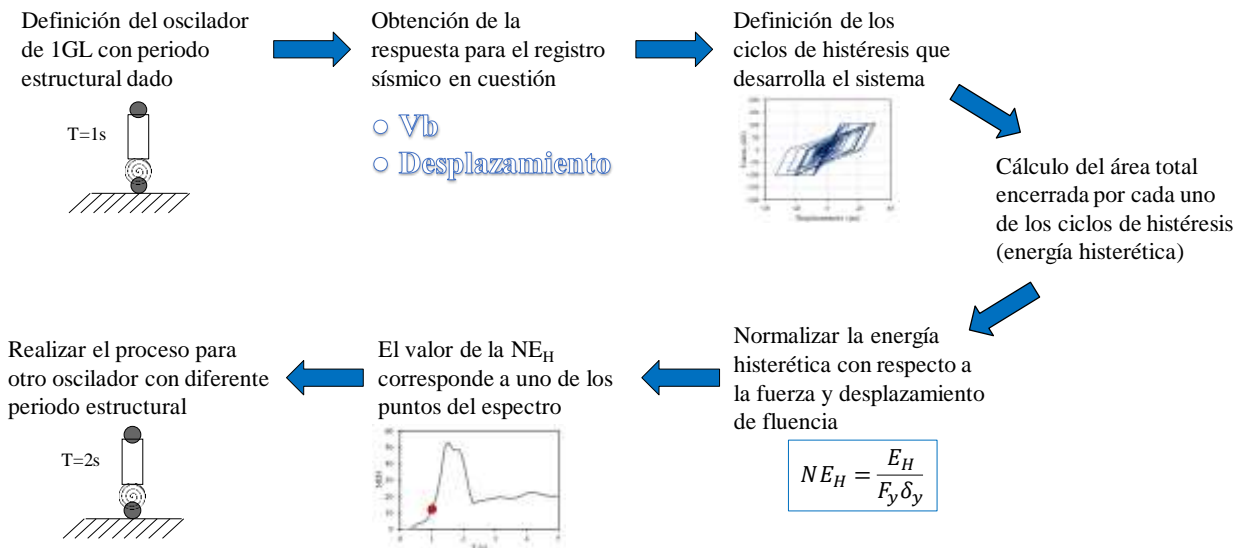


Figura 5.5 Proceso definido para la construcción de los espectros de energía histerética normalizada.

En la Figura 5.6 se muestran los resultados de los espectros de energía histerética normalizada obtenidos para los diferentes valores de Q y para las cuatro secuencias en estudio descritas en la Sección 4.4, considerando únicamente el comportamiento no lineal elastoplástico perfecto. Adicionalmente, en la figura se muestra el espectro de daño únicamente para el sismo de 1985 (curva roja discontinua), con el fin de observar, en primer lugar, el efecto de considerar para un mismo modelo histerético, una secuencia sísmica a diferencia de un solo evento.

En los espectros obtenidos en la Figura 5.6 se puede observar que el valor del factor de comportamiento sísmico Q , tiene gran efecto en la cantidad de energía histerética disipada en la estructura. Por ejemplo, para un valor de $Q = 2$, se observa que se tiene daño debido a las secuencias sísmicas en estructuras con periodos estructurales a partir de $T \sim 1.5$ s, encontrándose valores máximos de NE_H de hasta ~ 5.4 (en $T \sim 1.97$ s) solamente para el sismo de 1985, y un valor de ~ 5.9 (en $T \sim 1.94$ s) para el caso de la secuencia sísmica principal (1979+1985+2012+2017). Esto indica que para este valor de Q (i.e., estructuras de ductilidad baja), el efecto de la energía disipada a causa de secuencias sísmicas podría no ser tan significativo (considerando que se está trabajando únicamente con sistemas 1GL), a excepción de algunas estructuras con periodos de entre 1.5 y 2 s. Por otro lado, para valores de $Q = 3$ y 4, se observa un incremento incluso de casi el doble de la energía disipada durante la secuencia, en comparación con la de únicamente el sismo de 1985 para osciladores con periodos cercanos al periodo fundamental del suelo. Sin embargo, otro detalle es que estas curvas suponen que los osciladores a los que se les asignó la resistencia lateral según lo especificado en la normativa (es decir, se diseñaron suponiendo que esta es su resistencia durante toda su vida útil), van a desarrollar y tener exactamente esa misma resistencia

durante todos los eventos sísmicos que componen la secuencia (i.e., fueron modelados considerando un comportamiento elastoplástico perfecto), lo cual no tiene por qué ser cierto.

Por último, mencionar que se puede observar que el efecto de que las estructuras se vean sometidas a una secuencia sísmica puede implicar un aumento en el nivel de daño importante en las mismas. En este caso, se ha hecho una comparación específicamente entre los eventos sísmicos de los que se tiene conocimiento acerca de la magnitud de los daños, como lo es el evento de 1985, en el cual específicamente las estructuras con periodo estructural cercano a 2s resultaron ser de las más afectadas. Aunque no hay una forma de comprobar directamente cuál es la relación entre el aumento en la energía disipada con respecto al daño en las estructuras, existe gran cantidad de bibliografía que especifica que un aumento en la energía disipada sí implica un aumento en el daño estructural, inclusive existen estudios de casos particulares donde se puede apreciar analíticamente este efecto a partir de diferentes enfoques (p. ej., R. Bojórquez et al., 2017). Teniendo en cuenta la incertidumbre de la relación entre la energía disipada y el daño, se realiza la comparación con la NE_H observada en el sismo de 1985, el cual es un evento pasado real del que se tiene una idea de la magnitud de los daños. Considerando lo anterior, un aumento como el que se observa en la Figura 5.6c pudiera ser significativo y, por lo tanto, no debería ser ignorado durante el diseño.

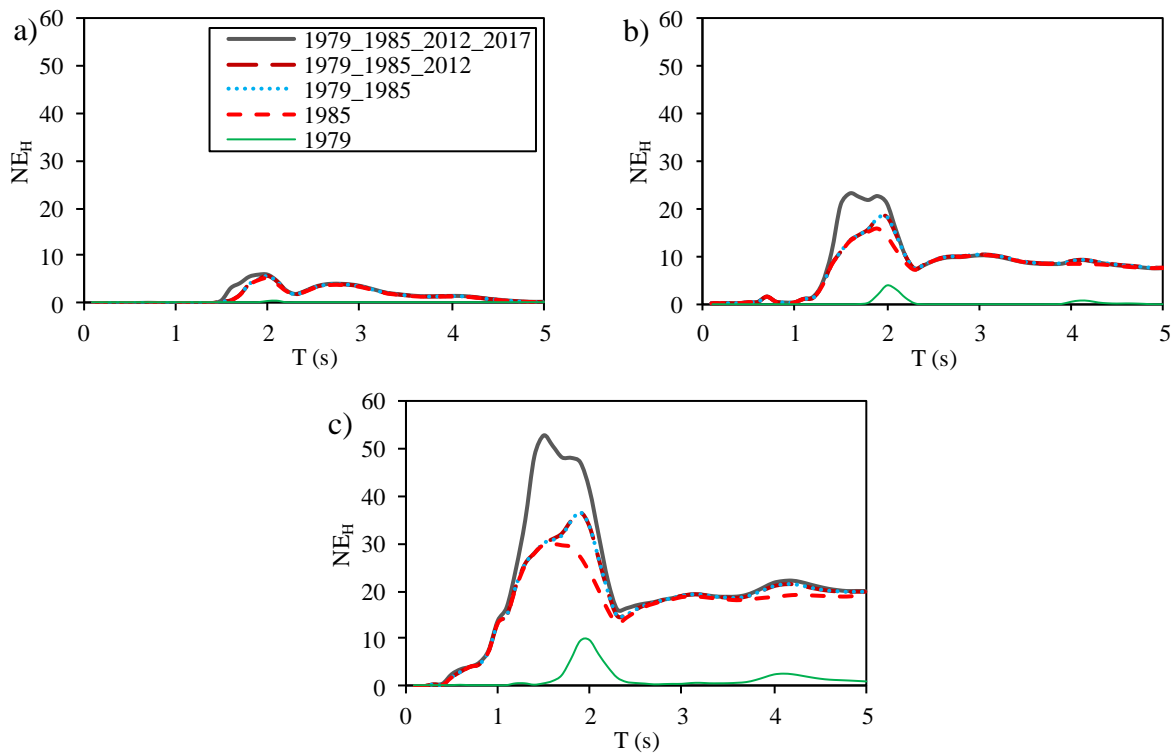


Figura 5.6 Espectros de energía histerética normalizada para las secuencias sísmicas estudiadas para el modelo no lineal elastoplástico perfecto (ElasticPP): a) $Q = 2$, b) $Q = 3$ y c) $Q = 4$.

A continuación, en la Figura 5.7 se presentan los espectros obtenidos a partir del análisis de daño acumulado en la secuencia sísmica principal realizado en osciladores de 1GL para los cinco modelos histeréticos mostrados anteriormente y valores de $Q = 2, 3$ y 4 . Los resultados se muestran

como espectros de daño acumulado en términos de NE_H , y espectros de ductilidad y daño constantes para fines comparativos con los espectros de la norma (NTC-DS, 2020).

En la Figura 5.7 se presentan los espectros de daño correspondientes al sismo de 1985 (columna izquierda) obtenidos para los diferentes valores de Q y para el sitio SCT ($T_s= 1.9s$) para los cinco tipos de comportamiento no lineal previamente descritos. Adicionalmente, en la figura se muestran los resultados de los espectros de daño acumulado para la secuencia sísmica en estudio (columna derecha) con el fin de observar el efecto que se podría tener al someter a una estructura a una secuencia sísmica en comparación con un solo evento.

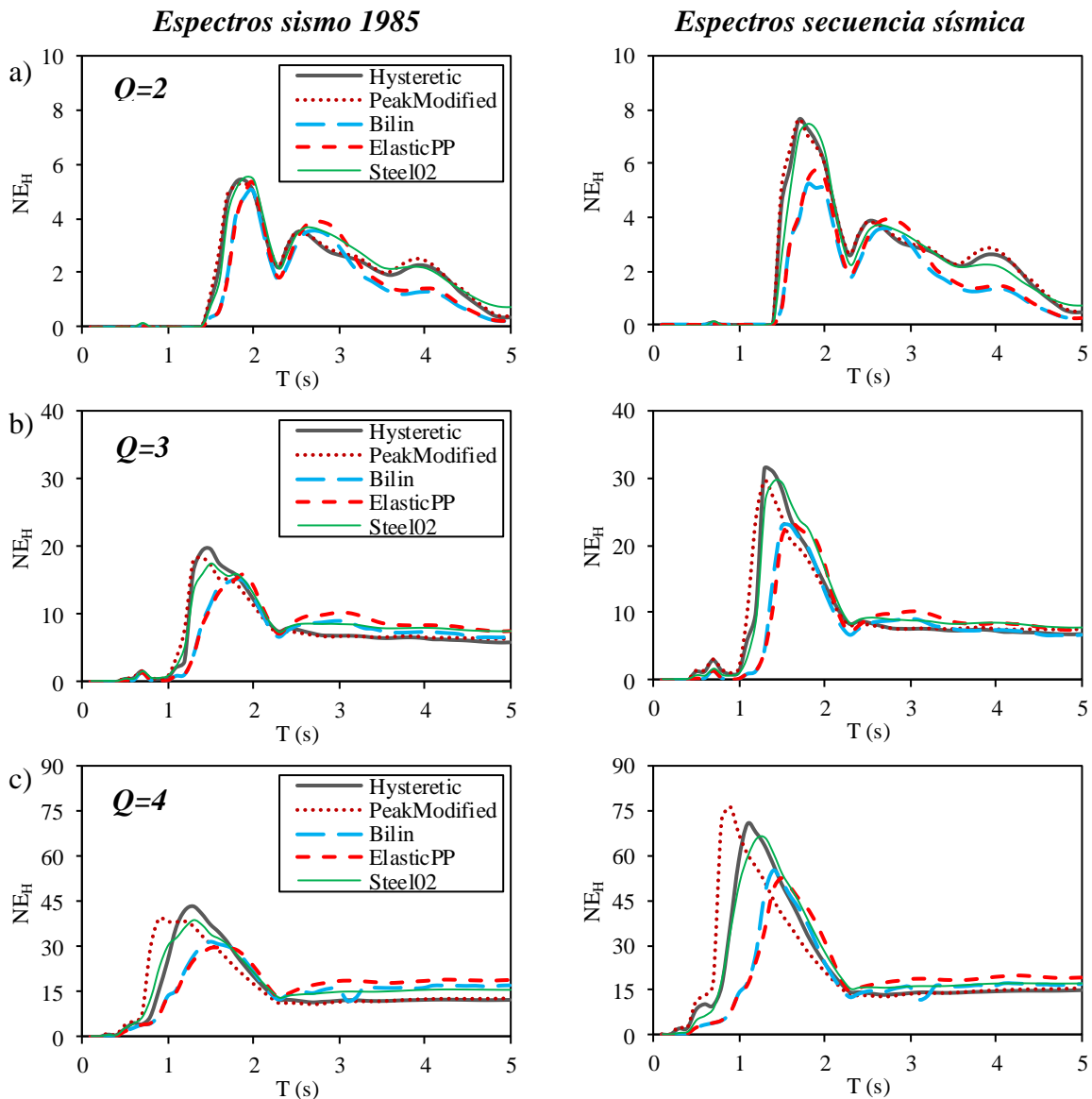


Figura 5.7 Espectros de daño acumulado para el sismo 1985 (columna izquierda) y la secuencia sísmica (columna derecha) para los modelos de comportamiento no lineal estudiados.

En los espectros obtenidos en la Figura 5.7 se observa que el valor de Q tiene gran efecto en la cantidad de energía histerética disipada en la estructura, ya que, como se sabe, ésta se incrementa conforme aumenta la ductilidad del sistema. Para el valor de $Q = 2$, el efecto de la energía disipada a causa de la secuencia sísmica podría no ser tan significativo, aunque existente en sistemas con periodos estructurales entre 1.5 y 2.2s (Figura 5.7a, derecha), es decir, estructuras con periodos muy cercanos al periodo predominante del suelo. Por otro lado, para valores de $Q = 3$ y 4 (Figuras 5.7b y 5.7c), se observa un incremento incluso de casi el doble de la energía disipada durante la misma secuencia (para $T \sim 1.4s$), en comparación con la correspondiente al sismo de 1985, especialmente en modelos histeréticos que consideran aspectos como la degradación de rigidez y resistencia (p. ej., Hysteretic, PeakModified).

De igual manera, se observa que cuando se emplea un modelo sin degradación de resistencia y rigidez (p. ej., ElasticPP) se podría subestimar la respuesta sísmica, tanto para el caso del sismo de 1985 como para la secuencia sísmica. En la Figura 5.7 (derecha) se puede ver que la respuesta con otro tipo de comportamiento no lineal presenta un aumento en el daño acumulado a diferencia del modelo ElasticPP para los tres valores de Q . Nuevamente, resaltando el hecho de que el efecto de que las estructuras se vean sometidas a una secuencia sísmica puede implicar un aumento importante en el nivel de daño, basándonos principalmente en la comparación entre la energía disipada durante el evento de 1985 y la observada debido a la secuencia sísmica del estudio, considerando que se puede relacionar la magnitud de los daños y asociarlos a la cantidad de energía histerética normalizada dado que se tiene una idea de los efectos que el sismo de 1985 tuvo en las estructuras.

5.4. Comparaciones respecto a la NTC-DS (2020)

Para realizar los espectros de esta sección se trabajó con un código similar al de la sección anterior (el procedimiento para la construcción de cada uno de estos espectros corresponde al especificado en la Figura 5.5), considerando los cincuenta osciladores con la misma configuración. Sin embargo, en este caso se buscó que cada uno de ellos desarrollara cierto nivel de ductilidad a fin de poder comparar la respuesta con la de las demandas especificadas por la normatividad para cada valor de factor de comportamiento sísmico. Para ello, dentro del código de Python se definió un proceso que permite iterar los valores del factor de reducción de resistencia hasta encontrar el necesario para alcanzar el valor de la ductilidad objetivo ($\mu = u_{m\acute{a}x}/u_y$) para cada oscilador y la correspondiente resistencia lateral.

Esta comparación con respecto a la NTC-DS (2020) se lleva a cabo debido a que diversos autores (p. ej., Bojórquez et al., 2009; Terán-Gilmore & Espinosa-Johnson, 2008) han mencionado en sus trabajos la preocupación de que las ordenadas de los espectros de diseño de resistencia que marca la norma parecen ser insuficientes para plantear un control adecuado del daño en algunas estructuras desplantadas en la zona del Lago de la Ciudad de México, y resaltan el hecho de que es de importancia considerar durante el diseño la posibilidad de que las estructuras exhiban

degradación en sus propiedades estructurales y de que estén sujetas a altas demandas de energía. Por esta razón, en esta sección se comparan los resultados derivados de la NTC-DS (2020) para $Q = 2$ para sistemas de ductilidad baja con los derivados para un valor de $\mu = 2$, para las estructuras con ductilidad media se comparan demandas de resistencia para $\mu = 3$; y para estructuras con ductilidad alta las demandas para $Q = 4$ con aquellas derivadas a partir de $\mu = 4$, para la misma secuencia en estudio.

En la Figura 5.8 se muestra una comparación de los espectros de diseño inelásticos de las NTC-DS (2020) junto con los espectros de ductilidad constante para los diferentes modelos hysteréticos asociados a la secuencia sísmica analizada. Las curvas continuas negras representan los niveles de diseño de resistencia lateral que la normativa asigna a estructuras desplantadas en el sitio SCT con $T_s=1.9s$ para diferentes valores de factor de comportamiento sísmico ($Q = 2, 3$ y 4).

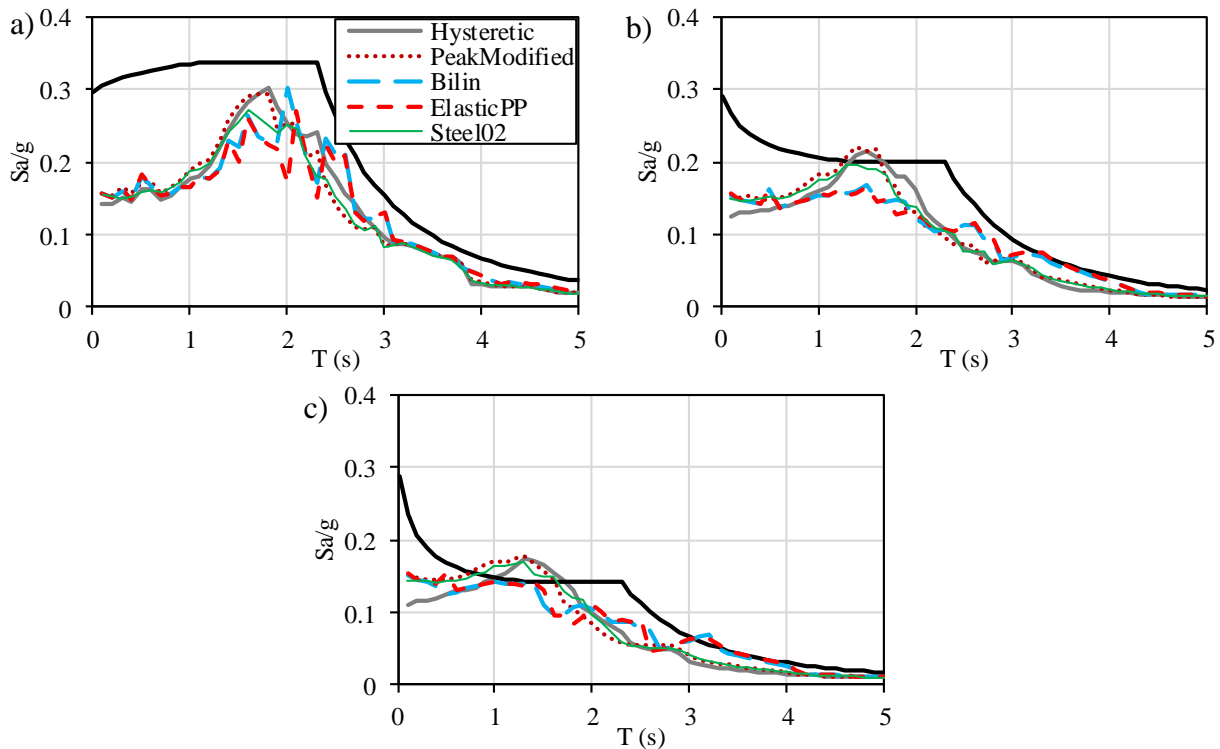


Figura 5.8 Espectros de diseño de resistencia para el sitio SCT ($T_s=1.9$ s) para los diferentes comportamientos no lineales estudiados: a) $Q = 2$, b) $Q = 3$, y c) $Q = 4$.

En la Figura 5.8 se puede observar cómo a medida que aumenta el valor de Q , la reducción de la resistencia que especifica la normativa indica valores menores que los realmente demandados por las estructuras con ese nivel de ductilidad (a excepción de estructuras con ductilidad baja $Q = 2$), lo cual podría implicar que se presente un nivel de daño mayor al esperado durante la etapa de diseño en estructuras dúctiles, específicamente en estructuras con periodo estructural cercano al periodo dominante del suelo. Recordando, además, que las curvas proporcionadas por las NTC-DS (2020) utilizan un modelo no lineal con un comportamiento elastoplástico perfecto. Razón por la cual en dicha figura se muestran los diferentes modelos no lineales mencionados anteriormente,

observando que el efecto varía dependiendo del comportamiento utilizado, y en todos los casos, las resistencias demandadas son mayores en comparación con el caso del comportamiento ElasticPP o Bilin (i.e., modelos que no toman en cuenta la degradación de resistencia o rigidez).

5.5. Espectros de daño constante

5.5.1. Índice de Park y Ang (1985)

Para considerar la acumulación de las demandas plásticas en las estructuras se han desarrollado diversos índices de daño. En este trabajo se utiliza el índice de Park y Ang por estar bien fundamentado en términos de calibración experimental y de campo (Park & Ang, 1985).

Acorde a Park & Ang (1985), el nivel de daño estructural en elementos y estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas puede estimarse a partir de la combinación lineal de las demandas máximas y acumuladas de deformación plástica (ecuación 5.4):

$$IDPA = \frac{\mu_m}{\mu} + \beta \frac{E_H}{F_y \delta_y \mu} \quad (5.4)$$

donde μ_m es la máxima ductilidad que desarrolla la estructura cuando se somete a la acción de un movimiento sísmico; μ la relación entre el desplazamiento último que puede alcanzar el sistema cuando se le sujeta a un estado de deformación monótonamente creciente y el desplazamiento de fluencia (ductilidad última o capacidad dúctil); β un parámetro que depende de las características estructurales y que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético; E_H la demanda de energía histerética; y finalmente, F_y y δ_y , la fuerza y desplazamiento de fluencia, respectivamente. En este trabajo se utiliza β de 0.15, si bien este valor está asociado a estructuras de concreto reforzado, con fines ilustrativos se utilizará dicho valor aplicado a todos los modelos histeréticos.

Para la construcción de estos espectros se manejó un procedimiento parecido al utilizado para los espectros de ductilidad constante, donde iterando el valor del factor de reducción de la resistencia se busca encontrar la resistencia lateral necesaria para poder alcanzar el índice de daño esperado especificado en la ecuación (5.4), que en este caso es de 1. Este código de Python también es capaz de construir el espectro para los cincuenta osciladores considerados y lo único que es necesario modificar en él es el modelo de histéresis para obtener las diferentes curvas de comportamiento no lineal.

En la Figura 5.9 se muestran los espectros de respuesta asociados a un nivel de daño constante de $IDPA = 1$, el cual implicaría daño alto (Fajfar, 1992; Ordaz et al., 1996; Terán-Gilmore & Jirsa, 2005). Los espectros mostrados están asociados a la secuencia sísmica y a los diferentes modelos histeréticos analizados. Además, se incluyen los espectros inelásticos de diseño de la NTC-DS (2020) en el sitio SCT con $T_s=1.9s$ y para diferentes valores de factor de comportamiento sísmico ($Q = 2, 3$ y 4). Como se muestra en la Figura 5.9, si consideramos respuestas asociadas a un daño

constante ($IDPA = 1$), la NTC-DS (2020) podría sobreestimar la reducción que debe hacerse a los espectros elásticos para obtener la resistencia lateral de diseño de algunas estructuras dúctiles con periodo estructural cercano al periodo natural del suelo. En este caso las respuestas de los modelos elastoplástico perfecto y bilineal también se encuentran sobre las intensidades de diseño de la normativa cuando consideramos la secuencia sísmica completa.

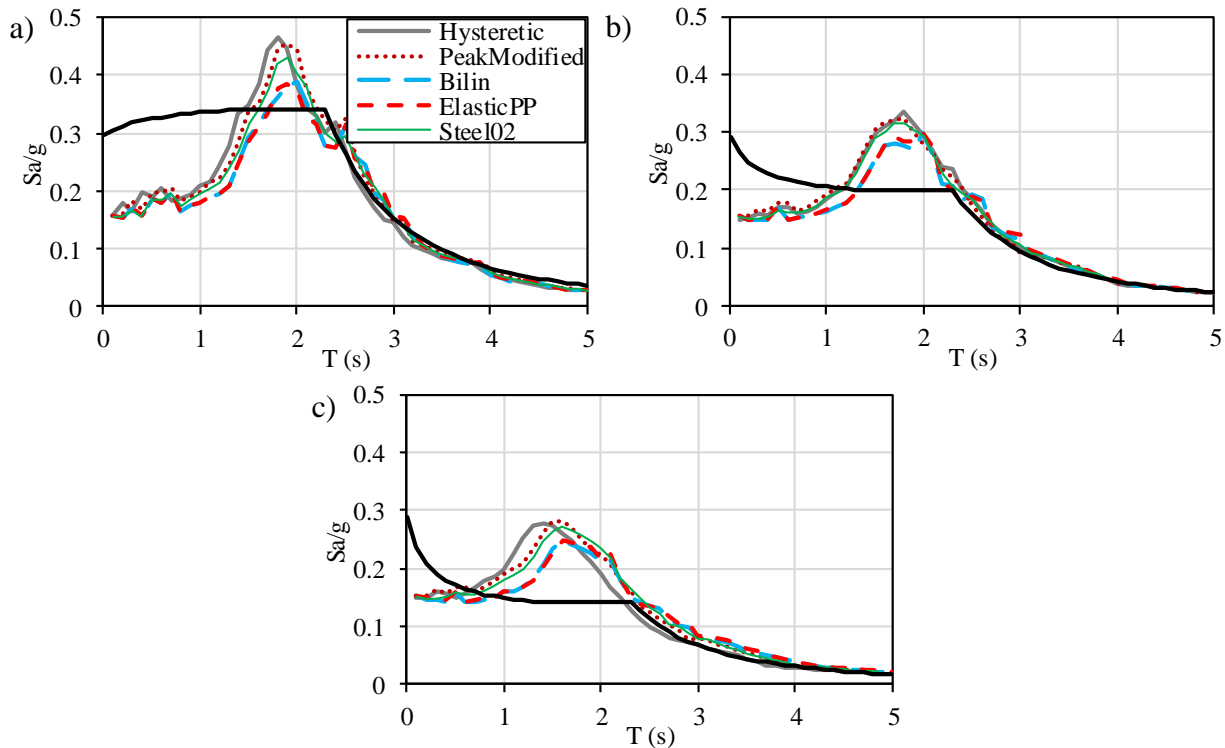


Figura 5.9 Espectros de resistencia para $IDPA=1$ para el sitio SCT ($T_s=1.9$ s) para los diferentes comportamientos no lineales estudiados: a) $Q = 2$, b) $Q = 3$, y c) $Q = 4$.

5.5.2. Índice de Terán y Jirsa (2005)

Terán-Gilmore & Jirsa (2005) han propuesto un modelo simple para evaluar la ocurrencia de fatiga por bajo número de ciclos. Este modelo representa una simplificación de la teoría de acumulación lineal de daño (Powell & Allahabadi, 1988), la cual considera que la capacidad de disipar energía de una estructura sismorresistente es función de su historia de desplazamientos. Para carga sísmica, la teoría de acumulación de daño se puede definir como (ecuación (5.5)):

$$DMI_{MH} = \sum_{i=1}^{Ndif} \frac{n_i}{N_i} \quad (5.5)$$

en donde, $Ndif$ es el número de intervalos en los que se clasifican todas las incursiones plásticas de acuerdo a su amplitud, N_i es el número de extrusiones plásticas que la estructura puede acomodar antes de fallar por fatiga por bajo número de ciclos con amplitud δ_{pi} (amplitud de

desplazamiento plástico asociado al i -ésimo intervalo), y n_i es el número de extrusiones plásticas con amplitud δ_{pi} que resultan de las demandas sísmicas sobre la estructura.

La ecuación (5.5) puede re-expresarse conforme a lo siguiente (Cosenza & Manfredi, 1996):

$$DMI_{MH} = \sum_{i=1}^{Nexc} \left(\frac{\delta_{pi}}{\delta_{ucp}} \right)^b \quad (5.6)$$

donde $Nexc$ es el número total de excursiones plásticas, δ_{ucp} es el desplazamiento cíclico plástico último, δ_{pi} es el desplazamiento plástico correspondiente a la i -ésima excursión, y b es un parámetro estructural que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético del sistema. El valor límite de DMI_{MH} es igual a 1, e implica falla incipiente por fatiga por bajo número de ciclos (Cosenza et al., 2009).

Además de utilizar la teoría de acumulación de daño a través de la suposición de una distribución fija de excursiones plásticas en función de su amplitud, Terán-Gilmore & Jirsa (2005) hacen varias consideraciones que se basan en el entendimiento del efecto de la historia de disipación de energía en la evaluación del daño estructural, para proponer una manera simple de evaluar la ocurrencia de la fatiga por bajo número de ciclos (ecuación (5.7)) a partir de una simplificación de la ecuación (5.5):

$$ID_{MH}^S = (2 - b) \frac{aNE_{H\mu}}{\mu_{uc} - 1} \quad (5.7)$$

donde μ_{uc} es igual a x_c/x_y y representa la ductilidad cíclica plástica del sistema y b es un parámetro que caracteriza la estabilidad del ciclo histerético (el valor típico a partir de estudios de pruebas experimentales para estructuras de CR es de 1.6 a 1.8 (Powell & Allahabadi, 1988), en el análisis sísmico a veces se asume el valor conservador de 1.5 (Cosenza et al., 1997)), a describe la manera en que la energía plástica es disipada. A veces la ecuación se ajusta con un valor de $a = 0.75$ para movimientos con largos contenidos de energía (p. ej., zona de Lago de la Ciudad de México). El modelo de Terán-Gilmore & Jirsa (2005) igualado a uno implica la falla debido a fatiga por bajo número de ciclos.

En la Figura 5.10 se muestran los espectros de respuesta asociados nuevamente a un nivel de daño constante de $ID_{MH}^S = 1$. Los espectros mostrados están asociados a la secuencia sísmica y a los diferentes modelos histeréticos analizados. Además, se incluyen los espectros inelásticos de diseño de la NTC-DS (2020) en el sitio SCT con $T_s=1.9s$ y para diferentes valores de factor de comportamiento sísmico ($Q = 2, 3$ y 4), tal y como se realizó con el índice de Park y Ang.

Como se muestra en la Figura 5.10, si consideramos respuestas asociadas a un daño constante ($ID_{MH}^S = 1$), la NTC-DS (2020) podría sobreestimar la reducción que debe hacerse a los espectros

elásticos para obtener la resistencia lateral de diseño de algunas estructuras dúctiles con periodo estructural cercano al periodo natural del suelo, incluso arrojando valores un poco más altos en comparación con los obtenidos con el índice de Park y Ang para todos los tipos de comportamiento no lineal estudiados.

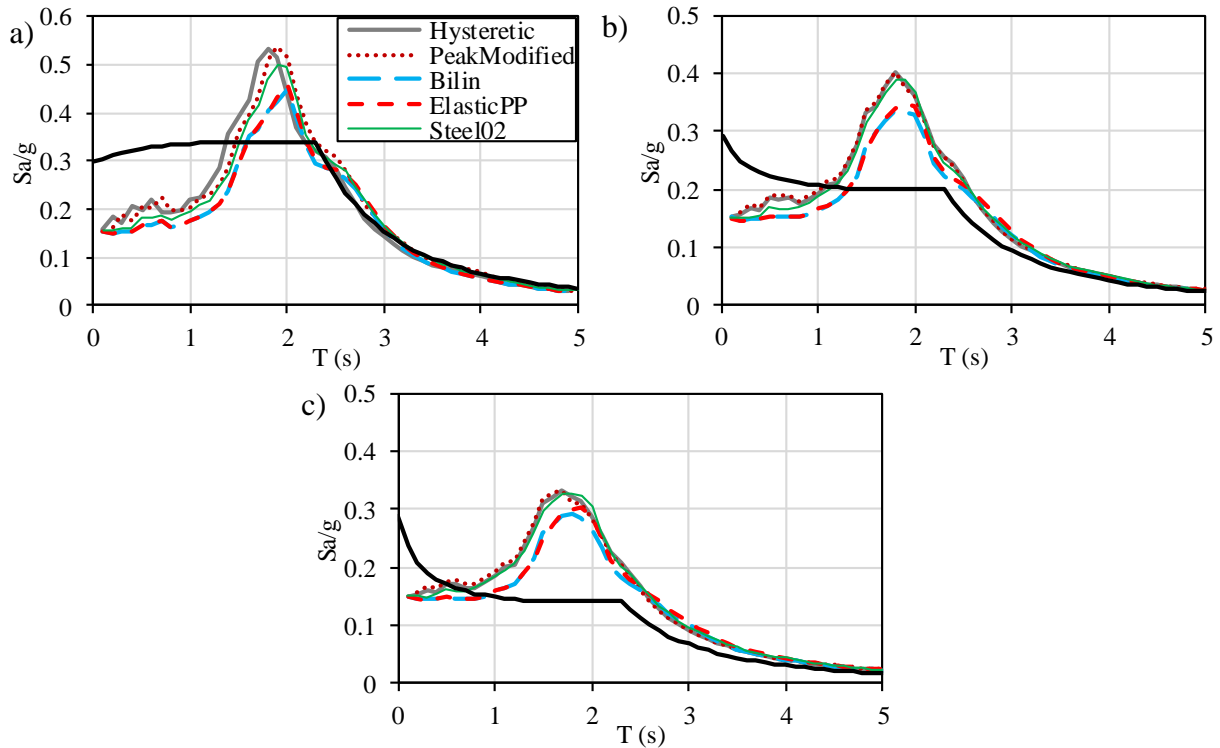


Figura 5.10 Espectros de resistencia para $ID_{MH}^S=1$ para el sitio SCT ($T_s=1.9$ s) para los diferentes comportamientos no lineales estudiados: a) $Q = 2$, b) $Q = 3$, y c) $Q = 4$.

6. ANÁLISIS DE DAÑO ACUMULADO PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

En este capítulo primero se presentan las características estructurales de los marcos de CR utilizados en este estudio. La tipología de los edificios es similar, aunque varía en el número de niveles, dimensiones de columnas y armado a fin de obtener siete estructuras con diferentes periodos, $T \sim 0.6, 1.0, 1.5, 2.0, 2.3, 2.5$ y 3.0 s.

Resultados de estudios previos (Ibarra et al., 2005; Kazantzi et al., 2014) demuestran que el uso de modelos históricos capaces de simular los efectos de la degradación de la rigidez y la resistencia de los componentes estructurales en el análisis son importantes en la estimación precisa del comportamiento de una estructura.

Para incorporar este tipo de deterioro en el modelado no lineal de los marcos de CR estudiados, todas las vigas y columnas son modeladas con base en el concepto de plasticidad concentrada y utilizando el material definido en el Software OpenSees como *ModIMKPeakOriented*. Este tipo de material, que se asigna a los elementos *zero-length* en los dos extremos de cada componente estructural, puede simular el modelo histerético orientado al pico desarrollado por Ibarra, Medina y Krawinkler, (o modelo IMK) (Ibarra et al., 2005). Una de las características más importantes de este modelo es su capacidad para capturar los principales modos de deterioro de la resistencia y la rigidez, así como para caracterizar la rama de rigidez negativa de la respuesta post-pico que simula el comportamiento de ablandamiento por deformación de materiales de concreto reforzado.

Haselton et al. (2008) propuso fórmulas, calibradas con base en pruebas de 255 columnas de CR obtenidas a partir de la base de datos del PEER (2003). Esta base de datos proporciona reportes de pruebas experimentales realizadas a columnas, dando detalle acerca de la geometría, información del reforzamiento, el modo de falla, y la historia fuerza-desplazamiento. Dichos resultados fueron utilizados en la calibración de los modelos propuestos.

Los parámetros requeridos para el modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler para el resorte rotacional ubicado en los extremos de los elementos que se implementa en OpenSees para los marcos de CR en estudio fueron desarrollados por Haselton, Liel, Lange y Deierlein (Haselton et al., 2008) utilizando esta base de datos. Ellos fueron capaces de proporcionar ecuaciones predictivas que se pueden utilizar para determinar los parámetros de elementos de columna específicos de un modelo a analizar.

6.1. Descripción del modelo de concreto reforzado

A nivel de sistema, una elección importante es si el modelo es de dos o tres dimensiones. Por lo general, la mayoría de los estudios específicos de edificios escogerían la representación del modelo tridimensional, ya que, usualmente, las configuraciones estructurales tienen características que

crearán deformaciones en más de dos dimensiones. Por otro lado, estudios más genéricos de estructuras, que pueden llevarse a cabo para evaluar ciertas disposiciones de los códigos de diseño o estudiar algún fenómeno en específico, como es el caso de este estudio, los análisis a menudo se pueden llevar a cabo con modelos bidimensionales (Haselton et al., 2009).

Para este trabajo, en primer lugar, se idealizó un edificio de concreto reforzado para evaluar el daño acumulado en él debido a una secuencia sísmica. Dicho modelo está elaborado a base de marcos de CR de 8 niveles con alturas de entrepiso de 3 m (a excepción de la planta baja que tiene una altura de 3.5 m) y 3 crujiás por lado, con una separación de columnas de 5 m y se encuentra desplantado en el mismo sitio que la estación SCT ($T_s=1.9s$) en la zona de Lago de la Ciudad de México. Las Figuras 6.1a y 6.1b muestran la vista en elevación y en planta del edificio en estudio, respectivamente; así como el detalle de los resortes no lineales empleados en las conexiones del modelo (Figura 6.1c). El edificio fue diseñado para uso habitacional siguiendo las indicaciones de las Normas Técnicas Complementaras para el Diseño por Sismo publicadas en 1976 (NTC-DS, 1976), considerando esta reglamentación como la de diseño debido a que los sismos de la secuencia sísmica corresponden a fechas posteriores al de la publicación de esta normatividad, por lo que, las estructuras que sufrieron daños debido a los sismos reales en estudio muy seguramente fueron diseñados y construidos siguiendo las disposiciones que la reglamentación de 1976 especificaba para las estructuras de Ciudad de México. La resistencia lateral fue diseñada empleando los estándares para un $Q = 2$.

El marco en 2D que se muestra en la Figura 6.1a fue modelado en OpenSees. Se idealizaron los efectos de plasticidad y se concentraron en resortes, empleando en ellos el modelo de comportamiento no lineal modificado de Ibarra-Medina-Krawinkler (IMK), que considera la degradación en resistencia y la rigidez de los elementos de concreto reforzado. El comportamiento plástico de las columnas y las vigas es representado por resortes rotacionales no lineales como se detalla en la Figura 6.1c. Las propiedades de dichos resortes fueron calculadas como se indica en la siguiente sección. Los resortes rotacionales se ubican en las conexiones donde se presentan las articulaciones plásticas, esto con el fin de representar el comportamiento no lineal de las columnas y vigas, mientras se optimizan los recursos computacionales al concentrar dicha plasticidad. Para el amortiguamiento de la estructura se consideró el modelo de Rayleigh, asignado solo a las columnas y vigas elásticas, empleando un amortiguamiento del 5% respecto al crítico. La masa se distribuyó de forma uniforme en los nodos del marco empleando la metodología discutida en (Zareian & Medina, 2010). Adicionalmente, se colocó una columna ficticia para considerar los efectos P-delta a los que está sujeto todo el edificio. Esta columna ficticia concentra las cargas gravitacionales de todo el edificio y se conecta al marco por medio de elementos rígidos que solo transmiten traslaciones. La rigidez que la losa le proporciona a las vigas fue despreciada en el modelo. El comportamiento dinámico es dominado por el periodo fundamental de la estructura, $T=1.06s$ para el caso de este primer modelo de 8 niveles. Las secciones transversales consideradas se muestran en la Tabla 6.1.

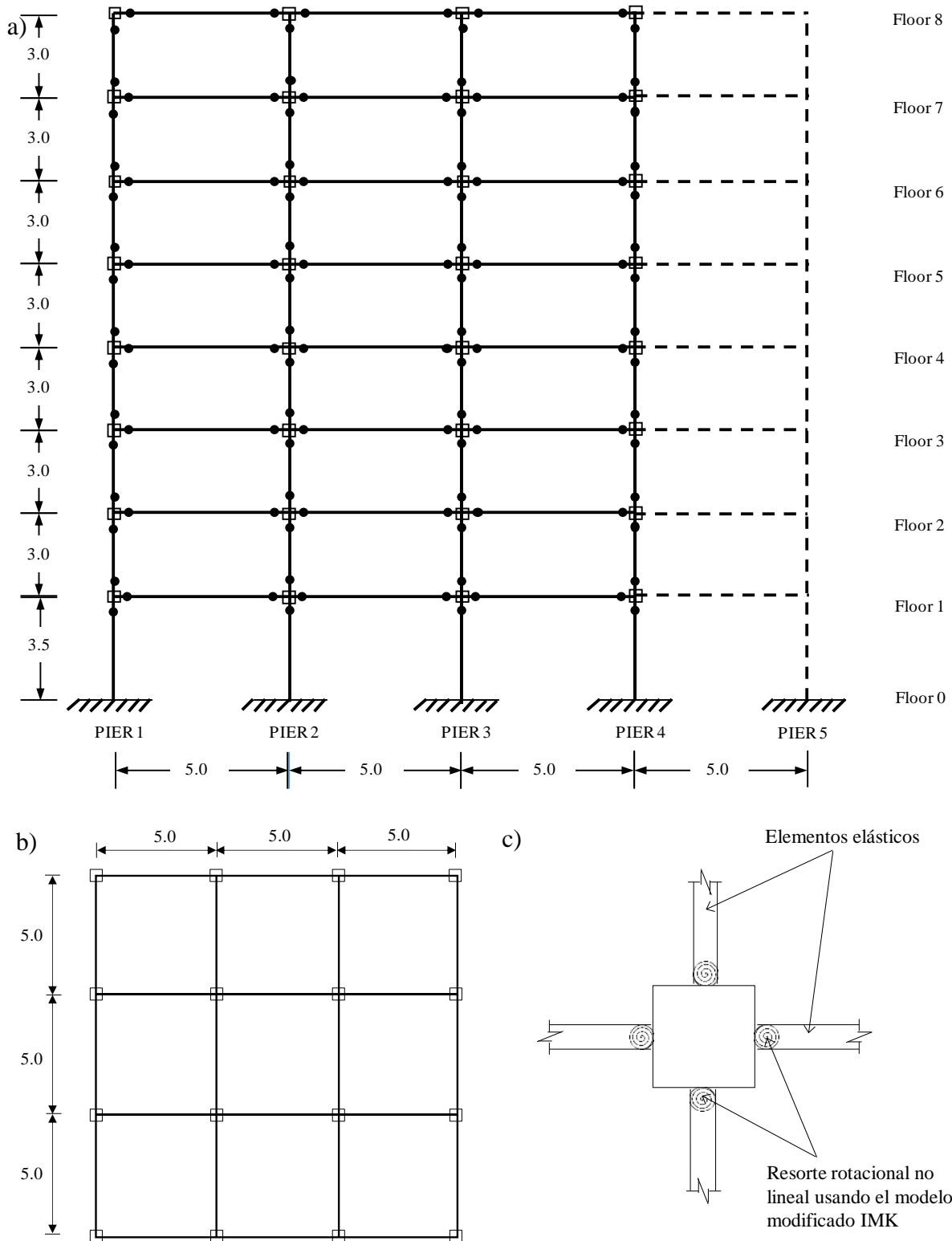
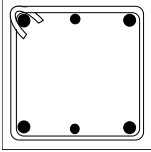
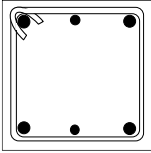
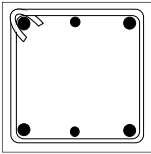


Figura 6.1 Vista del modelo del marco de concreto reforzado de 8 niveles en estudio: a) Vista en elevación, b) vista en planta y c) detalle de nodo. Dimensiones en m.

Tabla 6.1. Descripción de las secciones transversales de columnas consideradas para el modelo correspondiente al edificio de 8 niveles.

Columna	Niveles	Sección transversal	Descripción
C1	1 y 2		Col 50x50 cm 4var #8 + 2var #6
C2	3, 4, 5 y 6		Col 40x40 cm 4var #6
C3	7 y 8		Col 30x30 cm 4var #6

Este modelo bidimensional no toma en cuenta los efectos por torsión; sin embargo, se considera aceptable porque la mayoría de los edificios a base de marcos a momento de concreto reforzado son regulares en planta, además de que el objetivo es verificar el comportamiento de un conjunto de edificios más que de un edificio en específico con problemas de torsión. Por esta razón, todos los modelos estudiados de diferentes niveles tienen la misma configuración en planta. Las configuraciones de los demás edificios van de un rango de alturas de 4 a 30 niveles, cada uno de ellos diseñados sísmicamente de acuerdo a la normatividad vigente de 1976.

6.1.1. Materiales

Los materiales que se utilizaron para los siete modelos de edificios en estudio son un concreto con una resistencia especificada a la compresión de 250 kg/cm^2 y peso unitario de 2400 kg/m^3 . Acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 , esfuerzo último de 6300 kg/cm^2 y peso unitario de 7850 kg/m^3 .

6.1.2. Cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales basadas en las áreas tributarias se aplican como una carga puntual en las columnas de los miembros originales del marco mientras que la carga gravitacional del marco original se aplica como cargas puntuales en los nudos de las columnas ficticias de todos los niveles (Tabla 6.2). Las columnas ficticias se modelaron solo en OpenSees a fin de representar los efectos

P-delta. El concepto de la inclusión de la columna ficticia es simular los efectos $P-\Delta$, donde estas columnas reciben cargas gravitacionales solamente y están conectadas al marco utilizando elementos axialmente rígidos.

Tabla 6.2. Cargas en los nodos definidas para el modelo del edificio de 8 niveles en estudio.

Nivel	Cargas en los nodos del marco (kN)
1	2096.54
2	2049.47
3	1947.79
4	1947.79
5	1947.79
6	1947.79
7	1868.70
8	1824.57

6.2. Modelo numérico en OpenSees

Los modelos son marcos de tres crujeías y diferentes niveles (4, 8, 12, 17, 20, 24, 30 niveles). Cada uno de estos modelos consiste en elementos elásticos, articulaciones plásticas en los elementos de vigas y columnas y una columna ficticia para tomar en cuenta los efectos P-delta. Consta de elementos viga-columna, donde las masas, así como las cargas de gravedad, se aplican sobre las columnas. En la Figura 6.2 se puede observar un ejemplo esquemático de la representación del modelo de plasticidad concentrada implementado en OpenSees.

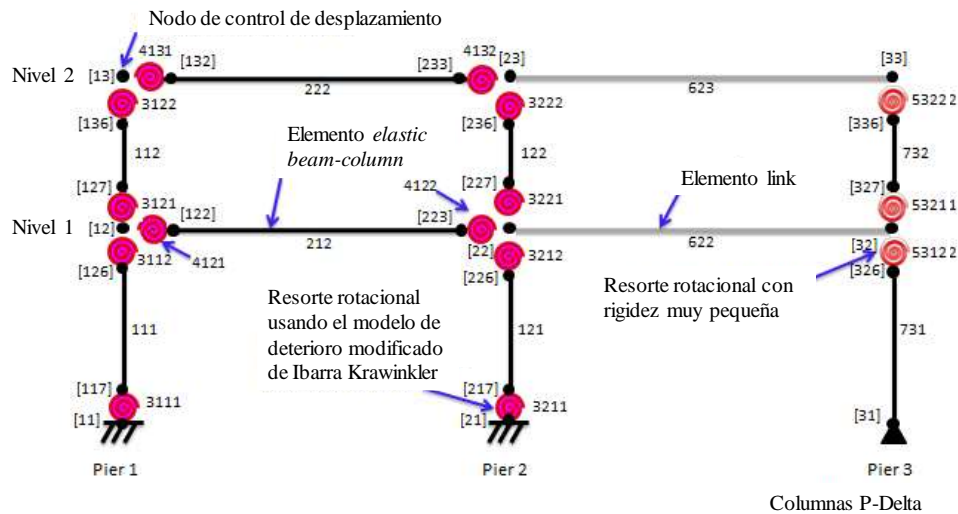


Figura 6.2 Representación esquemática del modelo de OpenSees de plasticidad concentrada con etiquetas de número de elemento y etiquetas de número de nodo. Nota: Los resortes son elementos de longitud cero, pero sus tamaños están muy exagerados en esta figura para mayor claridad. Adaptado de OpenSees(2012).

Los materiales utilizados se definieron en función de las propiedades del material de la base de datos de Haselton et al., (2008). En OpenSees los elementos viga-columna se modelan como elementos elásticos (*elastic beam-column*), mientras que el comportamiento no lineal se concentra en los extremos de los elementos donde se representan como resortes rotacionales de longitud cero, los cuales se analizan más detalladamente en las secciones siguientes. Las propiedades requeridas para el modelo en OpenSees son el área de la sección transversal, el momento de inercia y el módulo de elasticidad de Young, considerando un valor para el concreto de $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ MPa (Revisión de los requisitos del código de construcción para Concreto Estructural (ACI, 2005)). De acuerdo a la forma en la que se programó el código, solamente era necesario introducir como datos de entrada la resistencia del concreto, definida previamente, y las dimensiones de las secciones transversales de cada nivel, a fin de que el cálculo de las propiedades requeridas para el modelo se realizara de forma automática.

El acero de refuerzo no está modelado en estos elementos ya que la acción no lineal es representada por los resortes rotacionales, sin embargo, el modelo requiere conocer las áreas de acero de refuerzo para el cálculo de los parámetros del material que definirán el comportamiento no lineal concentrado en los resortes. El software OpenSees ofrece una variedad de materiales para ser usados para asignar a los resortes. En general, los materiales del software contienen diversos parámetros, como es el caso de la deformación de fluencia, esfuerzo de fluencia, entre otros. Es importante seleccionar un material que sea capaz de predecir de la mejor manera posible el comportamiento real de éste.

Las columnas ficticias se modelan como elementos viga-columna elásticos. Estas columnas tienen segundos momentos de inercia y áreas de sección transversal más grandes que las columnas reales del marco que representan el efecto colectivo de todas las columnas de gravedad en el marco. Estas columnas están ancladas en cada conexión y no proporcionan restricción a flexión en el marco. No contribuyen a la resistencia lateral, pero soportan cargas de gravedad, están conectadas en este sistema mediante elementos de resorte rotacional con muy pequeños valores de rigidez, de modo que las columnas no atraigan momentos significativos. Se utilizan elementos *link* para unir el sistema de marcos y columnas ficticias, permitiendo transferir los efectos P-Delta.

6.3. Calibración de los parámetros para comportamiento no lineal

La ingeniería sísmica basada en el desempeño se fundamenta en la disponibilidad de modelos de análisis que puedan utilizarse para predecir el comportamiento estructural. En este trabajo se ha manejado un modelo de plasticidad concentrada con un comportamiento no lineal desarrollado por Ibarra et al. (2005), el cual se utiliza para modelar el comportamiento de vigas y columnas de concreto reforzado.

Los investigadores también han utilizado otros métodos para simular la respuesta cíclica de vigas y columnas de concreto reforzado, incluyendo la creación de modelos de fibras, que pueden capturar el comportamiento del agrietamiento y la propagación de la plasticidad en todo el elemento

(p. ej., Spacone et al., 1996). La elección del modelo del elemento debe ser evaluado cuidadosamente para cualquier sistema estructural dado.

Haselton et al. (2008) estudiaron el modelo de Ibarra et al. (2005) y buscaron calibrarlo con datos de 255 pruebas de columnas de concreto reforzado. Para cada prueba de columna, los parámetros del modelo (por ejemplo, capacidad de rotación plástica, parámetros de deterioro cíclico, etc.) se calibraron sistemáticamente de tal manera que los resultados de los análisis coincidieran con los resultados experimentales. Las pruebas experimentales a los elementos sirven para identificar y cuantificar los parámetros que afectan significativamente la respuesta sísmica. El resultado de ese trabajo es un conjunto de ecuaciones predictivas que pueden usarse para definir los parámetros de entrada del modelado de columnas en los modelos de análisis no lineal.

En esta sección se muestra la calibración y comparación de un modelo de plasticidad concentrada (utilizando los parámetros definidos por Haselton et al., 2008), a diferencia de uno de plasticidad distribuida (p. ej., modelo de fibras). La base de datos de donde se obtuvieron las pruebas experimentales es parte de un proyecto del Centro PEER.

Las calibraciones de columnas de concreto reforzado que se presentan en Haselton et al. (2008) se basan en el modelo desarrollado por Ibarra et al. (2005) (IMK), implementado en OpenSees a fin de obtener la respuesta no lineal. Para calibrar los parámetros del modelo del elemento, cada prueba de columna de la base de datos se modeló como una columna en voladizo idealizada usando un elemento elástico y una articulación plástica con el modelo IMK de longitud cero en la base de la columna.

6.3.1. Modelo histerético IMK

En la Figura 6.3 se muestra el modelo de elemento viga-columna que fue desarrollado por (Ibarra et al., 2005). Un aspecto importante de este modelo es la rama de rigidez negativa de la respuesta posterior al pico, que permite modelar el comportamiento de ablandamiento por deformación asociado con fenómenos físicos tales como el aplastamiento del concreto, pandeo y fractura de barras de refuerzo y la falla por adherencia.

El modelo también captura cuatro modos básicos de deterioro cíclico: deterioro de la resistencia por endurecimiento por deformación inelástica, deterioro de la resistencia por ablandamiento posterior al pico, deterioro acelerado de la rigidez de recarga y deterioro de la rigidez de descarga. Los modos de deterioro indican una disminución en la pendiente (rigidez) o momento (resistencia) a medida que aumentan los ciclos histeréticos. Para definir completamente este modelo, se destacan parámetros importantes como el momento de fluencia, la rotación de fluencia, las rotaciones plásticas pre y post-capping, y la rotación última.

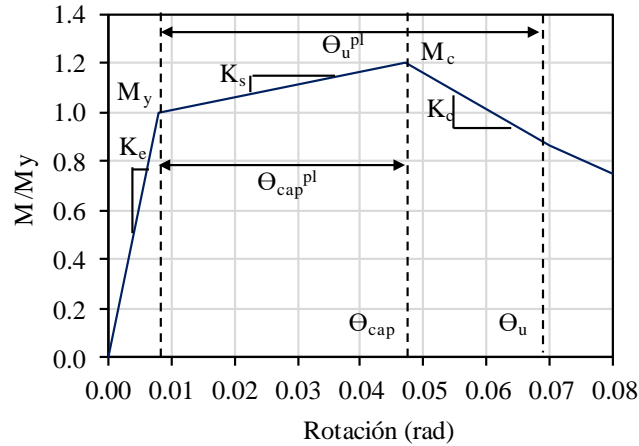


Figura 6.3 Curva de comportamiento monotónico bilineal (elástico perfectamente plástico con endurecimiento lineal).

Este modelo requiere la especificación de siete parámetros para controlar el comportamiento monótono y cíclico del modelo: M_y , θ_y , K_s , θ_{cap} , K_c , λ y c . Los parámetros del modelo y el comportamiento físico de los elementos viga-columna se exploran en la Tabla 6.3 (George, 2018). Para calcular los parámetros necesarios para la definición completa de la curva y para estimar la tasa de degradación de histéresis del modelo IMK se hizo uso de las ecuaciones desarrolladas por Haselton et al. (2008), las cuales se describirán más adelante.

Tabla 6.3. Descripción de los parámetros de modelo IMK (George, 2018).

Parámetro del modelo	Descripción	Comportamiento físico que contribuye en el parámetro	Propiedades físicas / Posibles predictores	Referencias
M_y	Momento de fluencia	Fluencia del acero de refuerzo longitudinal, agrietamiento del concreto (flexión y cortante), aplastamiento del concreto (por sobre-reforzamiento)	Geometría de la sección, carga axial, resistencia y rigidez del material	Teoría básica de vigas, (Fardis et al., 2003; Panagiotakos & Fardis, 2001)
θ_y	Rotación en la fluencia	Fluencia del acero de refuerzo longitudinal, agrietamiento del concreto (flexión y cortante), aplastamiento del concreto (por sobre-reforzamiento)	Geometría de la sección, nivel de agrietamiento por cortante, carga axial, rigidez/resistencia del material	(Fardis et al., 2003; Panagiotakos & Fardis, 2001)
θ_{cap}	Rotación al comienzo de la pérdida de resistencia	Fractura/pandeo del acero de refuerzo longitudinal, falla del núcleo de concreto por cargas axiales grandes y mínimo confinamiento lateral (fractura de estribos)	Confinamiento, carga axial, condiciones finales, geometría, cuantía	(Berry & Eberhard, 2005; Fardis et al., 2003; Panagiotakos & Fardis, 2001)

Tabla 6.3. Continuación.

M_c/M_y	Endurecimiento por la rigidez	Endurecimiento por deformación del acero, no linealidad del concreto, flexibilidad de deslizamiento	Módulo de endurecimiento del acero, geometría de la sección/elemento, presencia de capas de acero longitudinal intermedias	(Zareian, 2006)
θ_{pc}	Rotación post-capping	Comportamiento por pandeo de las barras, comportamiento después de la pérdida del confinamiento del núcleo de concreto	Gran o poca separación entre estribos	(Ibarra et al., 2005; Ibarra & Krawinkler, 2005; Zareian, 2006)
λ	Capacidad de disipación de energía histerética normalizada	Progresión a través de los ciclos del agrietamiento del concreto, fractura de estribos, pandeo del acero de refuerzo, fractura del acero longitudinal	Confinamiento, separación entre estribos, carga axial	(Ibarra et al., 2005; Ibarra & Krawinkler, 2005; Zareian, 2006)
c	Término exponencial de la tasa de deterioro del modelo	Progresión a través de los ciclos del agrietamiento del concreto, fractura de estribos, pandeo del acero de refuerzo, fractura del acero longitudinal	Confinamiento, separación entre estribos, carga axial	(Ibarra et al., 2005; Ibarra & Krawinkler, 2005)

6.3.2. Comparación entre el modelo de fibras y el modelo IMK

En la Figura 6.4 se muestran los resultados obtenidos para el modelo de fibras (columna izquierda) y el de plasticidad concentrada con comportamiento no lineal definido por medio del modelo IMK (columna derecha), considerando para este último los parámetros especificados por Haselton et al. (2008) y ambos implementados en OpenSees.

Se presenta la comparación de tres pruebas experimentales de columnas de concreto reforzado obtenidas de la base de datos de PEER (2003): a) Soesianawati et al. 1986, espécimen No. 1, b) Ang et al. 1981, espécimen No. 3, c) Soesianawati et al. 1986, espécimen No. 4. En esta Figura 6.4 se observa que el modelo IMK se relaciona bien con el resultado de las pruebas experimentales, principalmente para valores de deformación más grandes. Sin embargo, para valores de deformación pequeños, en los tres casos el resultado del modelo es similar al del ensayo.

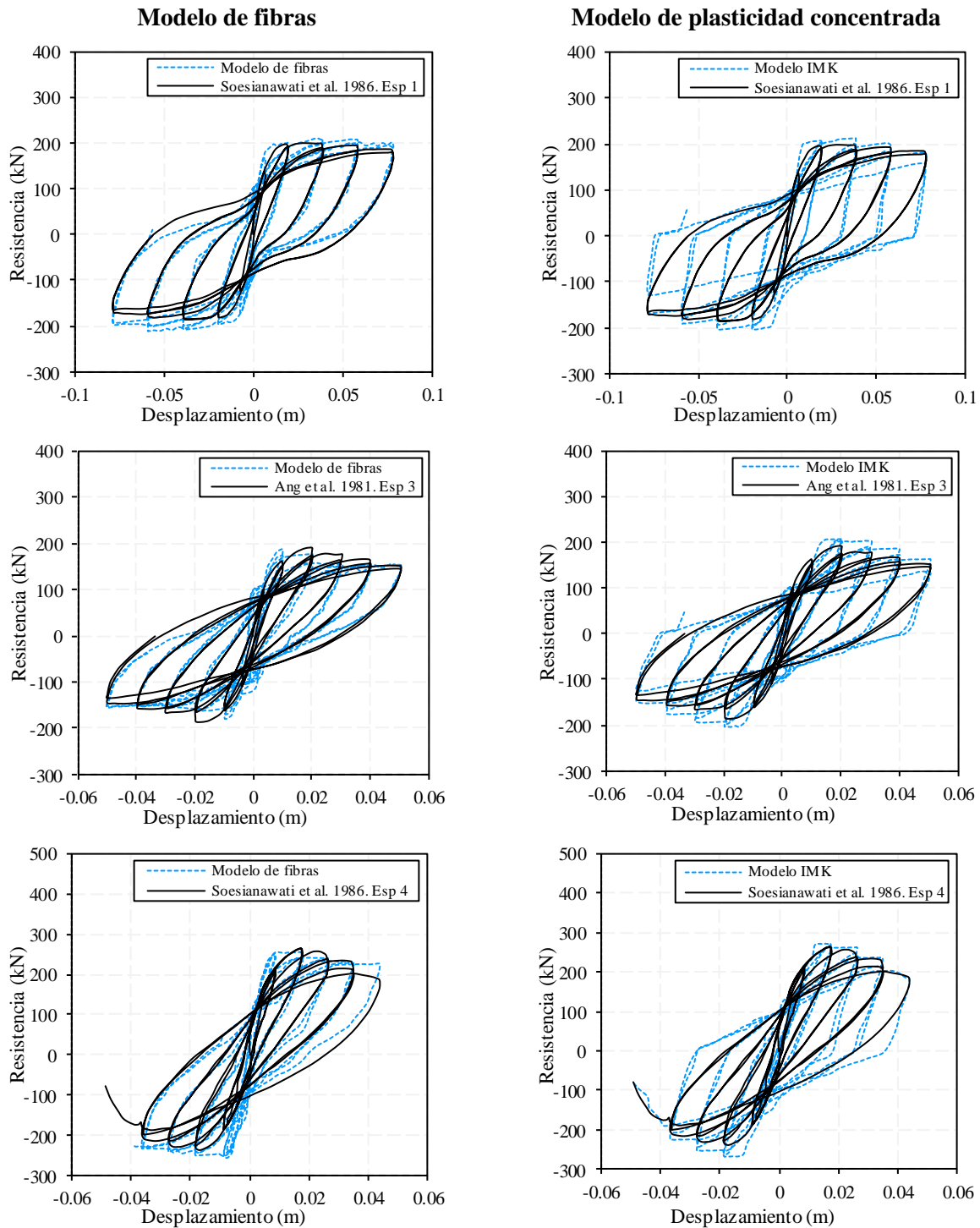


Figura 6.4 Comparación entre modelo de fibras (izquierda) y modelo IMK (derecha) con los resultados experimentales de pruebas de columnas de concreto reforzado: a) Soesianawati et al. 1986, espécimen No. 1, b) Ang et al. 1981, espécimen No. 3, c) Soesianawati et al. 1986, espécimen No. 4.

6.3.3. Ecuaciones predictivas (Haselton et al., 2008)

Haselton et al. (2008) proponen formulas calibradas con base en pruebas de 255 columnas de concreto reforzado para calcular los parámetros necesarios para la definición completa de la curva y para estimar la relación de degradación de histéresis del modelo IMK. Las ecuaciones utilizadas en este estudio para derivar los parámetros se presentan a continuación.

a) Curvatura de fluencia (según Panagiotakos & Fardis, 2001)

$$\phi_y = \min\left(\frac{f_y}{E_s(1 - k_{y1})d}, \frac{1.8f'c}{E_c k_{y2}d}\right) \quad (6.1)$$

donde $k_y = (n^2A^2 + 2nB)^{0.5} - nA$ es un valor relacionado con el eje neutro de la sección, $n = E_s/E_c$ es la relación de módulos de elasticidad, $A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{bdf_y}$ y $B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta') + \frac{P}{bdf_y}$ para el cálculo de k_{y1} , y $A = \rho + \rho' + \rho_v + \frac{P}{1.8bdf'c}$ y $B = \rho + \rho'\delta' + \frac{\rho_v}{2}(1 + \delta')$ para k_{y2} . $\rho = A_s/bd$, $\rho' = A'_s/bd$ y $\rho_v = A_v/bd$ con A_s , A'_s y A_v como las áreas del acero a tensión, compresión y de la zona central.

b) Capacidad rotacional de la articulación plástica

$$\theta_{cap} = 0.13(1 + 0.55a_{sl})(0.13)^v(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.65}(0.57)^{0.01f'c} \quad (6.2)$$

donde $a_{sl} = 1$ cuando la adherencia es posible, $v = \frac{P}{A_g f'c}$ es la relación de carga axial con P igual al valor del cálculo de carga gravitacional, A_g el área gruesa de la sección transversal, $f'c$ es la resistencia a compresión del concreto no confinado, ρ_{sh} es la cuantía de acero transversal.

c) Capacidad rotacional post-capping

$$\theta_{pc} = 0.76(0.031)^v(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (6.3)$$

donde v y ρ_{sh} son como se definieron arriba.

d) Rigidez por endurecimiento post-fluencia

$$\frac{M_c}{M_y} = (1.25)(0.89)^v(0.91)^{0.01f'c} \quad (6.4)$$

donde v y $f'c$ son como se definieron arriba, y M_y es igual a (Panagiotakos & Fardis, 2001):

$$M_y = bd^3\phi_y \left\{ E_c \frac{k_y^2}{2} \left[\frac{1 + \delta'}{2} - \frac{k_y}{3} \right] + \frac{E_s}{2} \left[\frac{(1 - k_y)}{(1 - \delta')} \rho + \frac{(k_y - \delta')}{(1 - \delta')} \rho' + \frac{\rho_v}{6} \right] (1 - \delta')^2 \right\} \quad (6.5)$$

e) Capacidad de disipación de energía histerética normalizada

$$\lambda = 170.7(0.27)^v(0.10)^{s/d} \quad (6.6)$$

donde v es como se definieron arriba, s es la separación entre estribos y d es la distancia efectiva de la sección.

6.4. Análisis de la respuesta inelástica

Además del edificio de 8 niveles descrito anteriormente, se analizaron 6 edificios más de 4, 12, 17, 20, 24 y 30 niveles. A continuación, se mostrará un resumen de los resultados obtenidos para cada uno de ellos cuando fueron sometidos al registro sísmico correspondiente al sismo de 1985 y a la secuencia sísmica utilizada en este estudio, a fin de obtener un punto de comparación entre la respuesta cuando se consideran los efectos de un solo evento y de una secuencia en ellos, como ocurre en la realidad.

6.4.1. Periodos estructurales

En la Figura 6.5 se presentan los histogramas donde se observa la comparación de los periodos estructurales para cada edificio antes y después de ser sometidos a la secuencia sísmica para sus primeros 4 modos de vibrar. De esta figura se muestra cómo los efectos de los sismos afectan al periodo estructural de cada uno de los modelos. En la Figura 6.6 se realiza una relación entre los periodos iniciales y finales, resaltando con un recuadro gris la zona que corresponde a los periodos estructurales cercanos al periodo predominante del suelo, también podemos notar cómo para el caso de los edificios de 12 y 17 niveles (encontrándose incluso cerca de la zona el edificio de 20 niveles), el aumento en su periodo de vibrar sigue resultando en un valor (1.83 y 2.51 s, respectivamente) que los posiciona dentro del intervalo de periodos donde en los análisis previos se observó mayor cantidad de energía disipada.

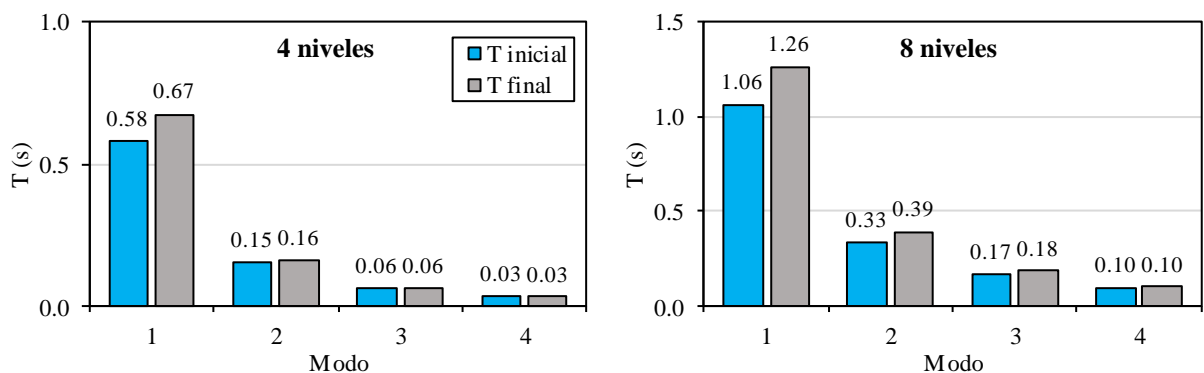


Figura 6.5 Comparación de periodos estructurales pre y post-secuencia sísmica para cada uno de los modelos de marco de concreto reforzado en estudio.

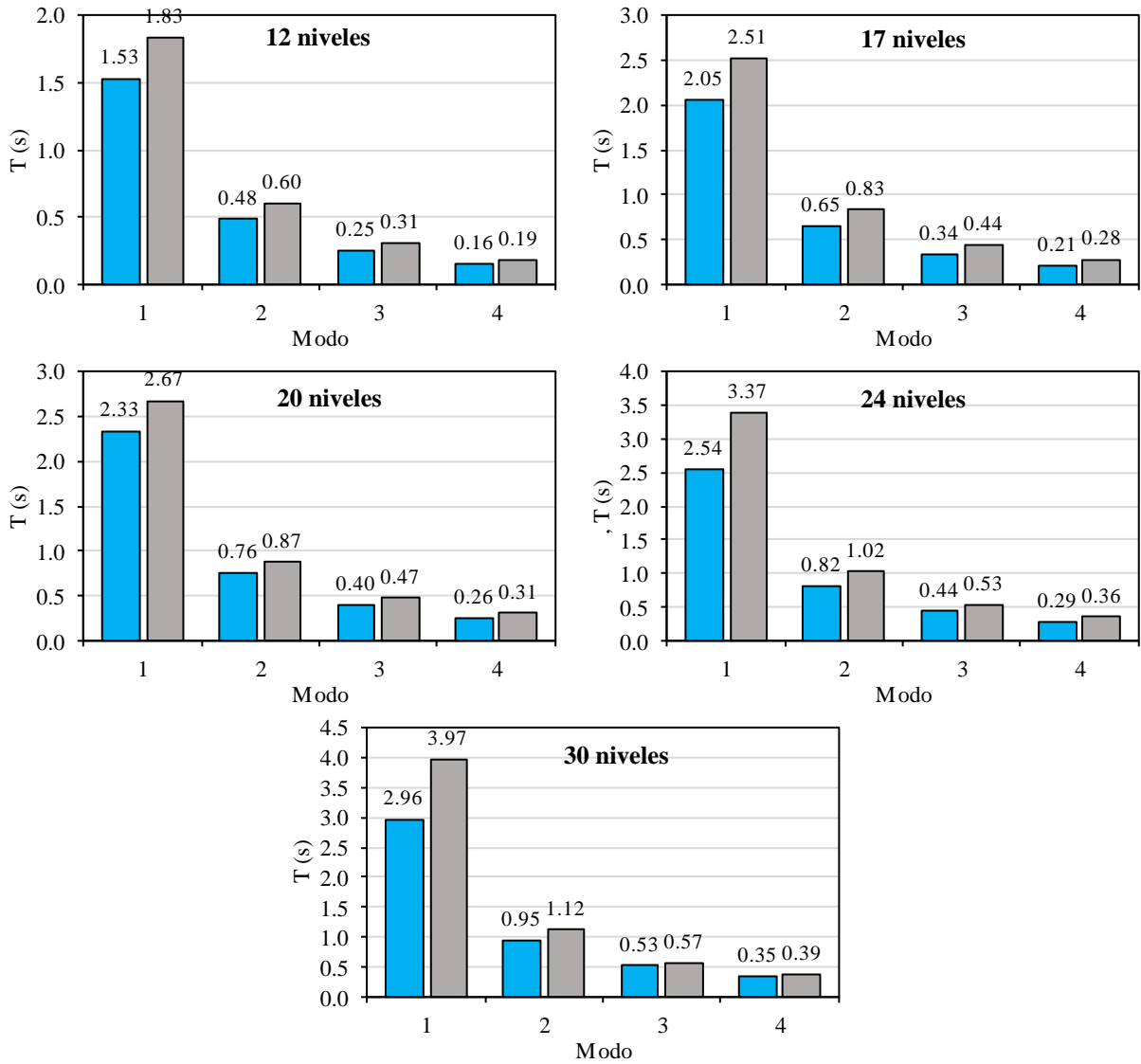


Figura 6.5. Continuación.

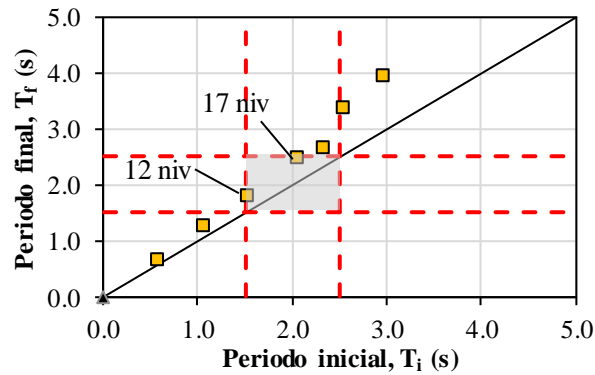


Figura 6.6 Relación de periodos estructurales para el primer modo de vibrar de los marcos de concreto reforzado de diferentes niveles.

6.4.2. Curvas fuerza-desplazamiento

Se utilizó un nodo de control en la azotea en el análisis no lineal para obtener las respuestas para el desplazamiento de azotea y la distorsión máxima de entrepiso. La Figura 6.7 muestra el comportamiento histerético de los 7 edificios de diferentes niveles sometidos al registro correspondiente al sismo de 1985 (columna izquierda) y la secuencia sísmica del estudio (columna derecha). En esta se puede observar que tanto para el edificio de 4 niveles como para el de 8, las columnas de la planta baja no presentan comportamiento inelástico para el sismo de 1985, sin embargo, el edificio de 8 niveles sí para el caso de la secuencia sísmica completa, lo cual es un indicador de que el edificio presenta daño estructural.

En esta Figura 6.7 se muestran las curvas histéricas de la relación fuerza-desplazamiento de una de las columnas de la planta baja de cada una de las estructuras contra el desplazamiento del nodo de control. Como se puede observar, en las curvas histeréticas existe una gran cantidad de ciclos, como es de esperarse para la disipación de energía tanto para el sismo de 1985, que fue un sismo muy representativo respecto a daños en las estructuras, como para la secuencia sísmica completa, principalmente en edificios con periodo estructural mayor a 1.5s (edificios de 12, 17, 20, 24 y 30 niveles). Se resalta este hecho dado que puede ser que el número de ciclos sea tal que, aunque cada uno tenga amplitud moderada, la fatiga empiece a ser un problema dentro del comportamiento en secuencias sísmicas, ya que una cantidad alta de ciclos, similares a las observadas en el edificio de 17 niveles, implica que ya no sea adecuado asegurar que el elemento estructural tendrá un desempeño correcto, razón por la cual este enfoque debería ser considerado dentro de la normatividad dado el efecto acumulado de varios sismos.

Se muestra también, en las curvas de los edificios a partir de los 8 niveles, zonas en donde se observan grandes desplazamientos provocando desplazamientos residuales; este comportamiento se verifica en las gráficas de historias de desplazamientos a lo largo del tiempo de uno de los nodos de la columna en cuestión que se presentan más adelante.

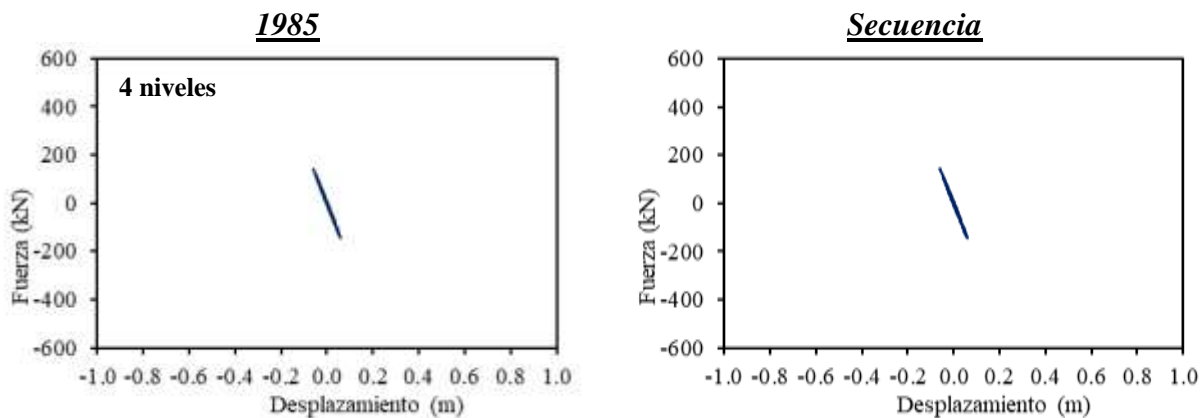


Figura 6.7 Curvas fuerza-desplazamiento correspondientes a los edificios en estudio para el comportamiento no lineal PeakModified para el sismo de 1985 (izquierda) y la secuencia sísmica completa (derecha).

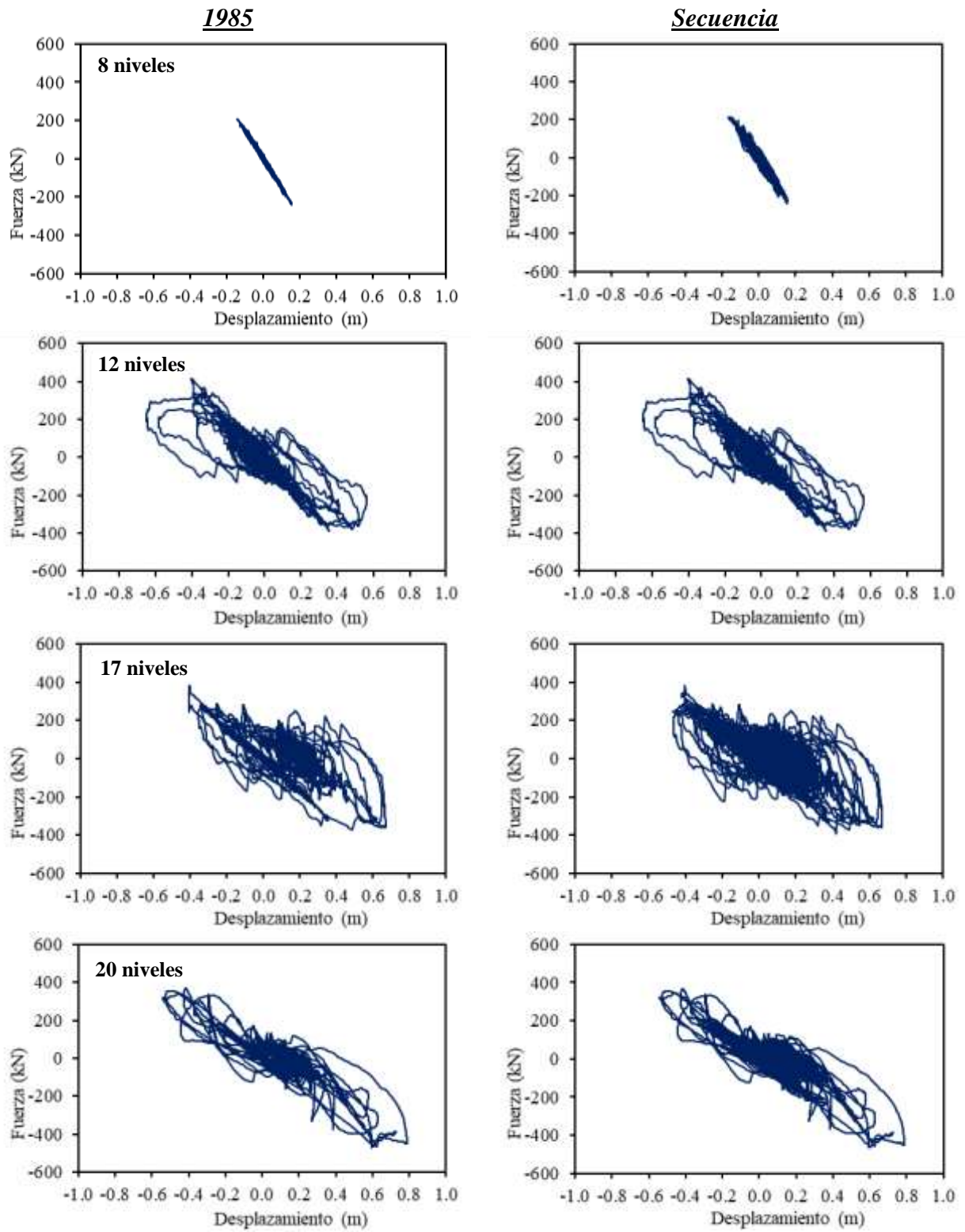


Figura 6.7. Continuación.

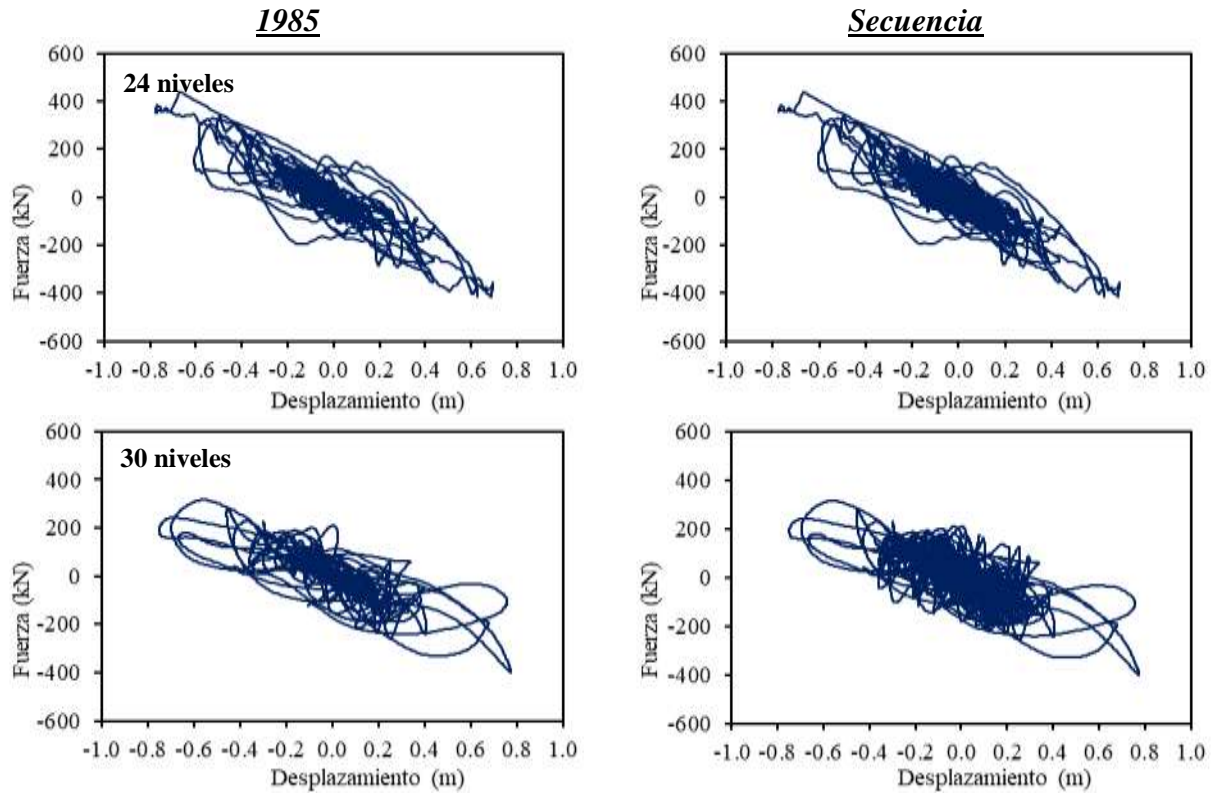


Figura 6.7. Continuación.

6.4.3. Distorsiones de entrepiso

La Figura 6.8 muestra las distorsiones máximas de entrepiso para el caso del sismo de 1985 (columna izquierda) y la secuencia sísmica (columna derecha). En la figura se observa con línea punteada naranja el límite máximo permisible según la normativa de 1976. Se puede notar que este límite permisible se excede únicamente para los edificios de 12, 17, 20 y ligeramente en el de 24 niveles, lo cual representaría la falla estructural. De esto también destaca el hecho de que, aparentemente, la característica de planta baja débil afecta principalmente al edificio de 17 niveles que es el edificio con periodo estructural $T \sim 2s$, dados los valores de distorsión máxima presentados. Por otro lado, no se muestra gran variación entre las distorsiones obtenidas a partir de los resultados al considerar un solo sismo en comparación con el de la secuencia completa para ninguno de los casos.

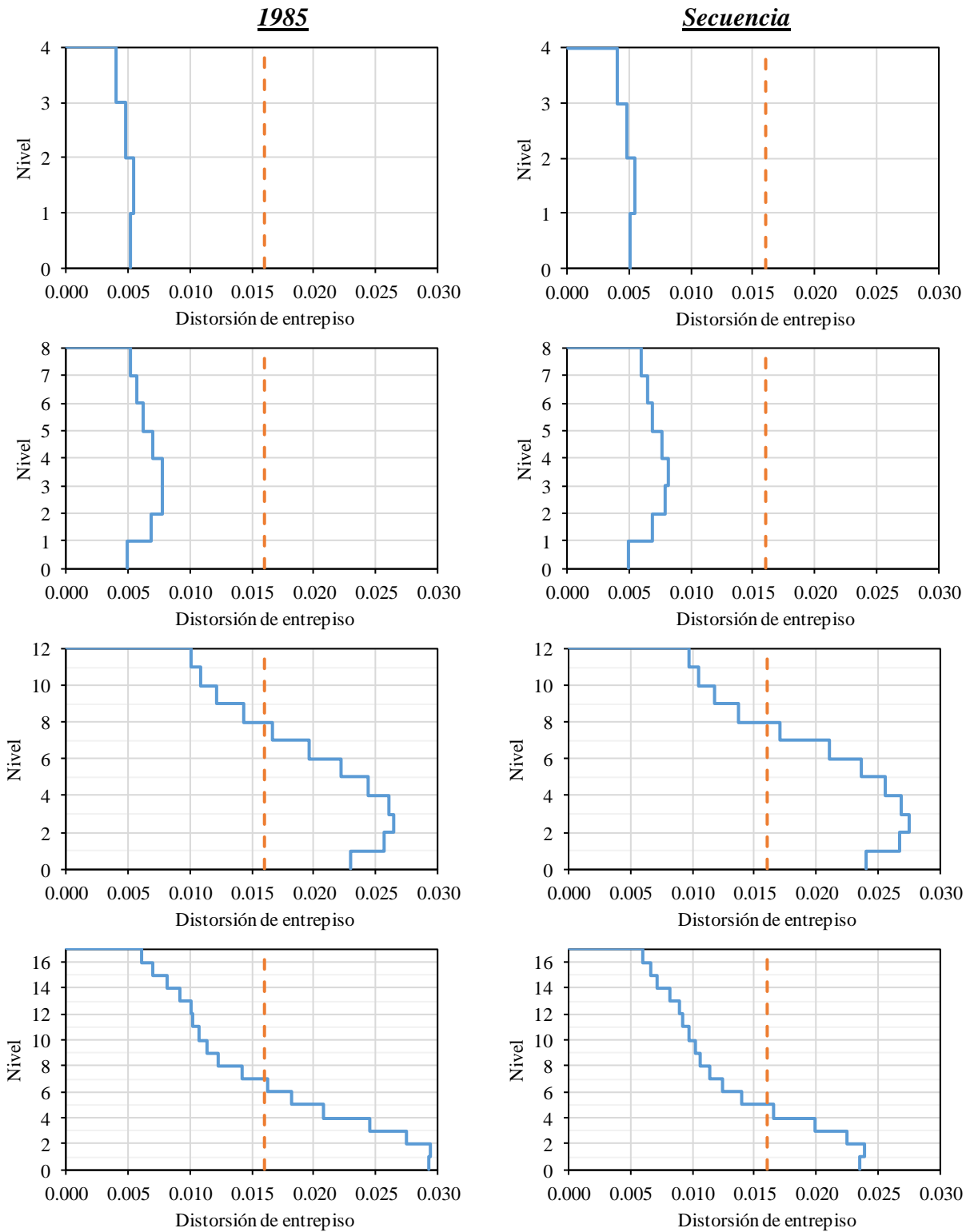


Figura 6.8 Distorsiones de entrepiso correspondientes a los edificios en estudio para el comportamiento no lineal Peak Oriented para el sismo de 1985 (izquierda) y la secuencia sísmica completa (derecha).

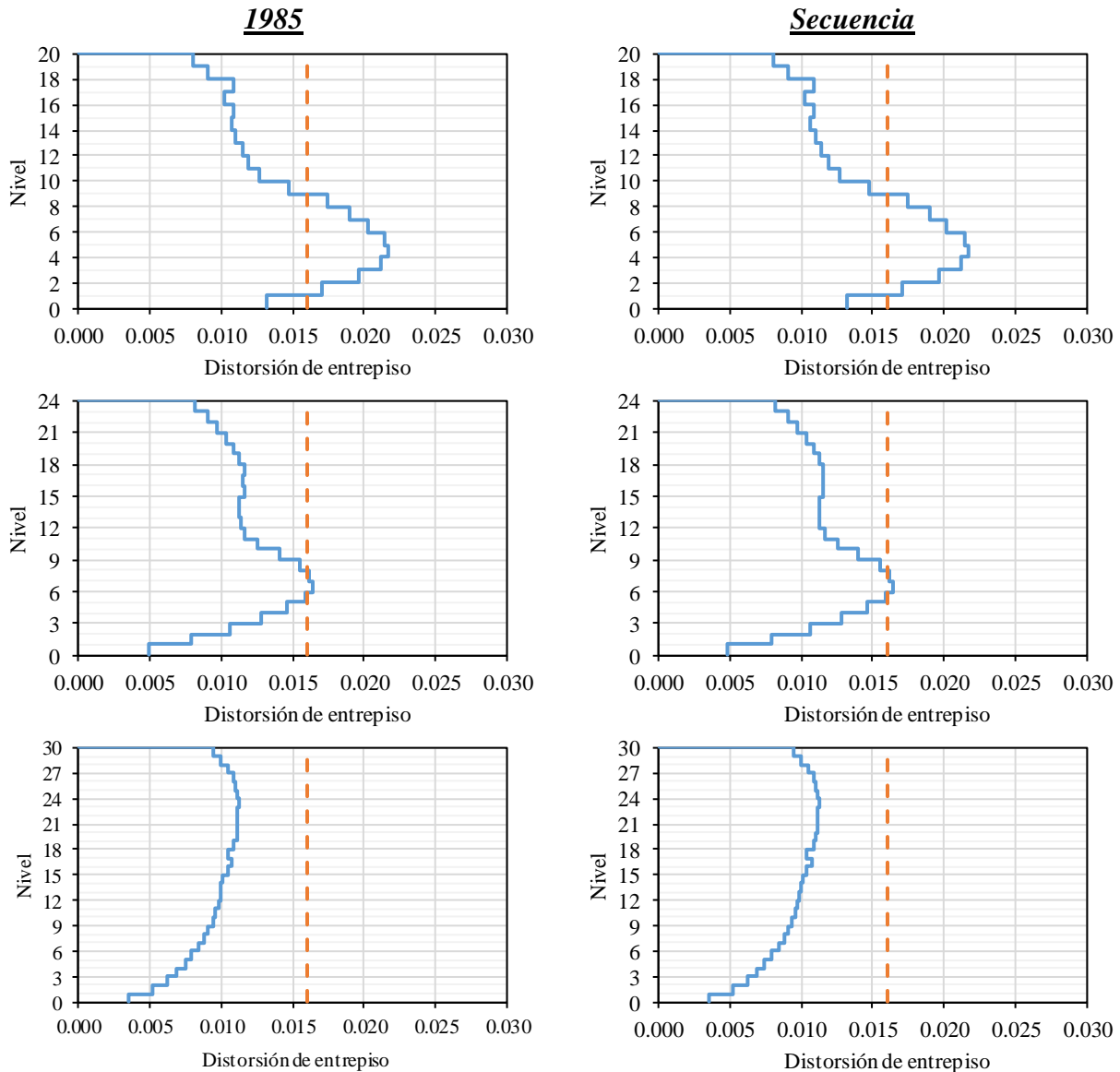


Figura 6.8. Continuación.

6.4.4. Desplazamiento residual

En la Figura 6.9 se muestran las historias de desplazamientos para cada uno de los edificios en estudio con el fin de observar con mayor detalle la magnitud de los desplazamientos residuales producto del efecto del sismo de 1985 en comparación con el obtenido a partir de la secuencia sísmica completa. Después de la excitación sísmica, el daño se traduce en deformaciones residuales (permanentes), las cuales son importantes en las edificaciones, ya que son un indicativo de niveles altos de no linealidad, además de que si éstos son de magnitud excesiva pueden ser motivo suficiente para que la estructura sea inutilizable después del evento. En esta Figura 6.9 se muestra nuevamente que los mayores valores se presentan para los casos de los modelos correspondientes a los edificios de 12, 17, 20 y 24 niveles, observándose, en general, mayores desplazamientos residuales cuando se maneja la secuencia sísmica completa.

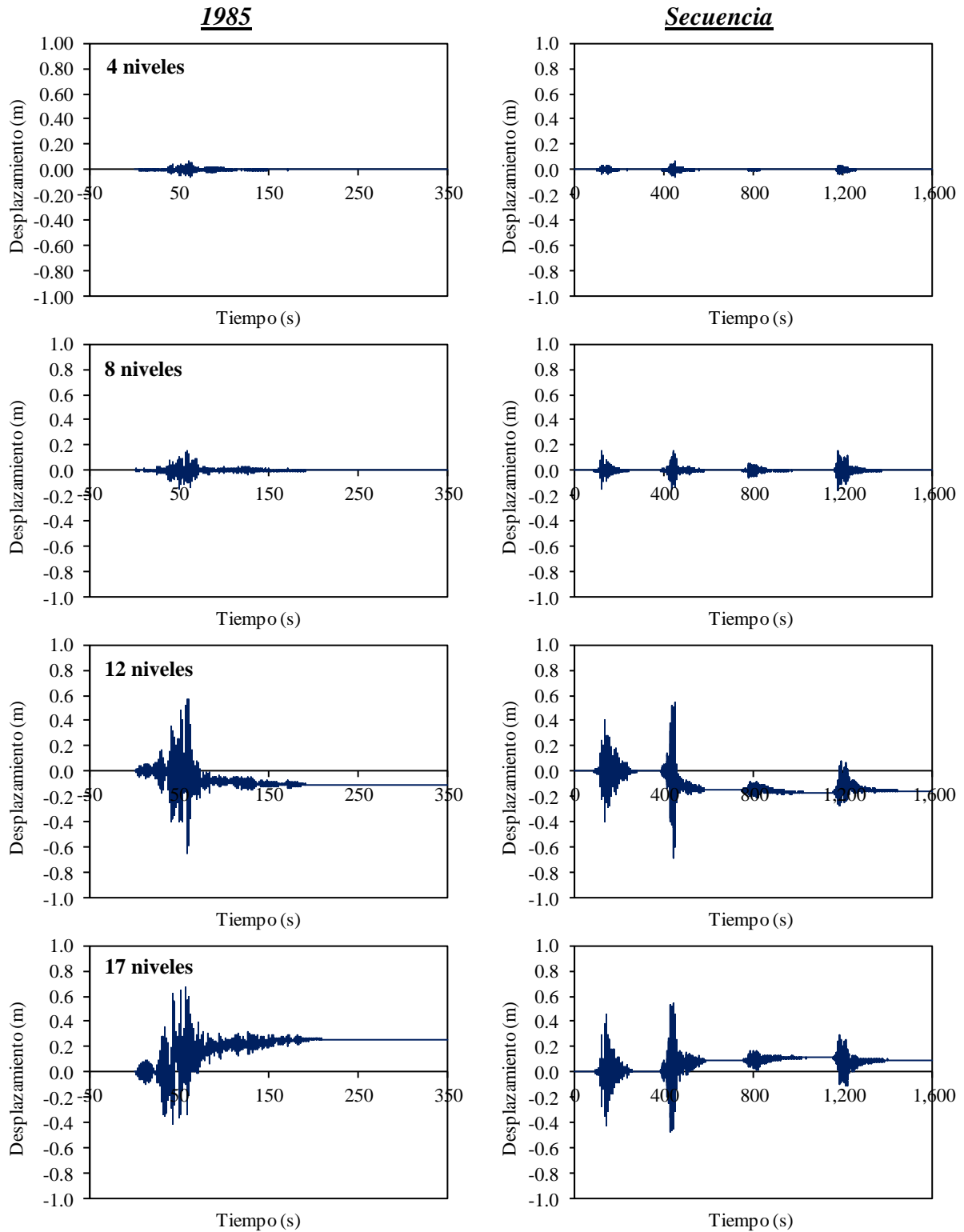


Figura 6.9 Historias en el tiempo de desplazamiento para cada uno de los marcos de concreto reforzado de diferentes niveles, para el evento sísmico de 1985 (izquierda) y la secuencia sísmica completa (derecha).

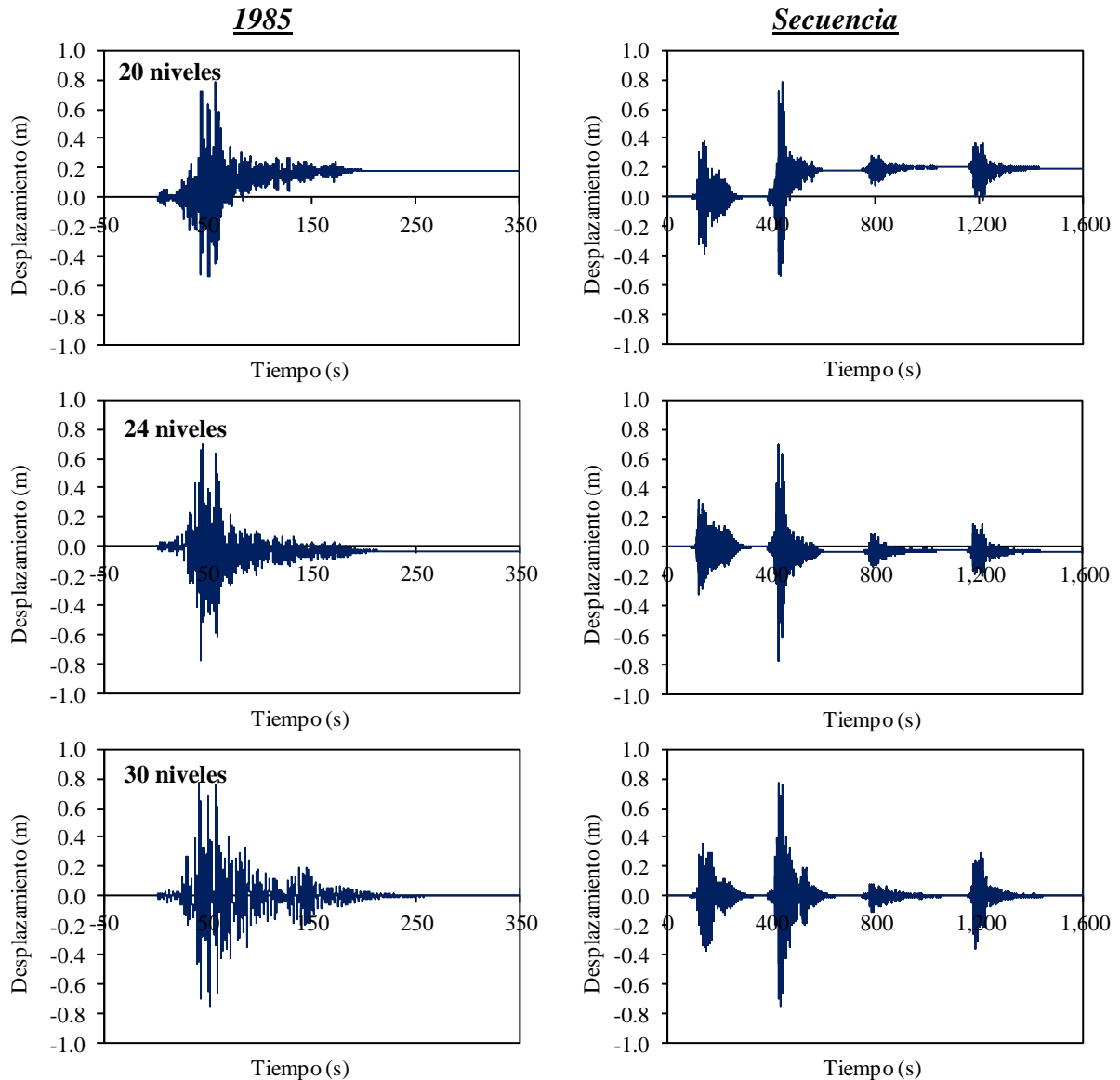


Figura 6.9. Continuación.

6.5. Cuantificación del daño estructural en términos de la NE_H .

Para el caso de sistemas de MGL, la NE_H nuevamente se normaliza con respecto a la fuerza F_y y el desplazamiento de fluencia δ_y (Terán, 2001) tal y como fue descrita en la ecuación (5.3). Con base en esto, el espectro de daño acumulado presentado en este trabajo para el caso de los modelos de los edificios, también se definió en términos de la energía histerética normalizada.

Se realizó el cálculo de la energía disipada para cada uno de los 7 edificios en estudio y se obtuvieron los valores correspondientes de NE_H .

6.6. Espectro de daño acumulado

En la Figura 6.10 se puede observar el espectro de daño acumulado asociado a la secuencia sísmica del estudio correspondiente a los modelos de MGL que representan a edificios de concreto reforzado. Además, se presenta el espectro de energía histerética normalizada considerando únicamente el evento de 1985 para fines comparativos. En esta figura se muestra cómo la cantidad de energía disipada aumenta considerablemente cuando se trata de estructuras en donde el periodo estructural es cercano al periodo predominante del suelo, en este caso se observa un pico en $T \sim 1.7s$ para el caso de la secuencia sísmica, en donde en comparación con el valor obtenido para la curva del sismo de 1985 representa un aumento de casi el 75%, es decir, que la cantidad de energía disipada durante la secuencia es casi el doble. Por lo que, a pesar de la incertidumbre que conlleva el relacionar directamente la energía histerética normalizada con el daño estructural, es posible tener una idea de la importancia de los daños haciendo una comparación con aquellos observados durante el sismo de 1985 y considerar el aumento de la energía disipada obtenida en esta figura como un incremento de daño de magnitud significativa.

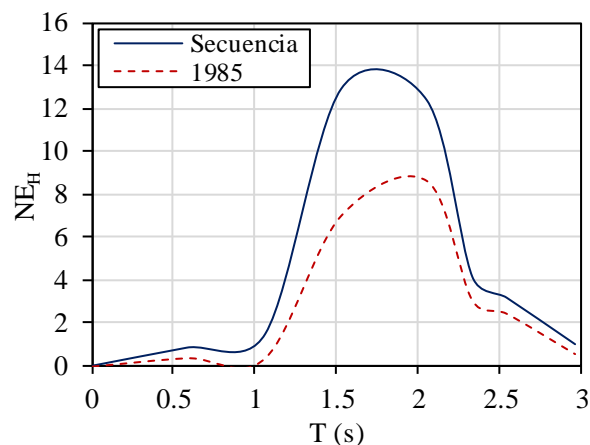


Figura 6.10 Espectro de daño acumulado para estructuras de concreto reforzado para la secuencia sísmica en estudio (curva continua) y el sismo de 1985 (curva discontinua).

Hay que tener en cuenta que, aunque la mayor cantidad de energía se disipó durante el evento de 1985, la demanda de energía correspondiente a la secuencia sísmica completa casi duplica la del evento de 1985. En este caso, todos los edificios fueron diseñados cumpliendo las especificaciones de la normatividad de 1976, sin embargo, se observó que cuando se utilizan conceptos de energía para estudiar el desempeño estructural de edificios, se debe tener cuidado al manejar una secuencia de varios movimientos con respecto a la consideración separada de cada movimiento individual del suelo. Las estructuras construidas antes del evento sísmico de 1985 han soportado ya las demandas de gran cantidad de sismos intensos, incluyendo el de 1985. Si se revisara el daño en términos de la energía disipada considerando los eventos de manera individual, muy posiblemente se encontraría que los daños resultan ser menores y, por lo tanto, reparables. Sin embargo, en el espectro de daño acumulado de la Figura 6.10 se puede observar que, considerando

los daños acumulados a lo largo de toda la secuencia sísmica, la estructura posiblemente esté a un nivel cerca de la falla más alto que el considerado.

Por otro lado, se resalta el hecho de que este espectro de daño acumulado está construido a partir de la respuesta de sistemas de MGL y considerando un comportamiento histerético que toma en cuenta la degradación de la rigidez y la resistencia mediante el modelo de comportamiento histerético IMK, el cual, según la literatura revisada, es un modelo que se adapta de manera adecuada al comportamiento que desarrollan las estructuras de concreto reforzado. A lo largo de este trabajo, se ha mencionado la importancia de las consideraciones implícitas en el desarrollo de los espectros de diseño de la normatividad, ya que éstos, en general, y específicamente para el caso de la Ciudad de México, se realizan con base en la respuesta de sistemas de IGL y definiendo un comportamiento elastoplástico perfecto, el cual no tiene por qué ser el comportamiento real que desarrolle una estructura al ser sometida a un movimiento del terreno. Por esta razón, el espectro de daño acumulado presentado en esta Figura 6.10 pudiera representar de manera más “real” el daño acumulado esperado debido a la secuencia sísmica de eventos reales que han azotado a edificios de concreto reforzado diseñados con una normatividad pasada (i.e., NTC-DS 1976) y ubicados en la zona de Lago de la ciudad. Lo anterior es importante dado que en la actualidad existen gran cantidad de estructuras de edad significativa que han soportado varios eventos sísmicos durante toda su vida útil.

Por último, mencionar que, aunque existen en la literatura diversas metodologías de diseño que utilizan de manera directa índices de daño, aún es necesario refinar tales procedimientos e índices. Se han evaluado otras alternativas más factibles para incorporar el daño al diseño sísmico que es a través del concepto de ductilidad objetivo y espectros de ductilidad acumulada constante, los cuales permiten el planteamiento de factores de reducción de resistencia que incorporen de manera explícita el daño acumulado. También se ha hablado sobre la importancia de incorporar a la normatividad, en sus futuras versiones para establecer la resistencia lateral de diseño, las demandas acumuladas de comportamiento plástico, el comportamiento histerético de la estructura y la sobrerresistencia esperada de las estructuras. Lo anterior debido a que se ha observado que utilizando espectros que se orientan a controlar las demandas de deformación plástica (esto es, espectros de ductilidad acumulada constante) en lugar de enfocarse a controlar la demanda máxima de ductilidad (como lo hacen los espectros tradicionales de resistencia), la diferencia entre los requerimientos de ambos tipos de resistencia es notoria principalmente en zonas donde el periodo estructural es muy cercano al periodo predominante del suelo, pudiendo llegar a ser incluso del doble (Bahena & Terán-Gilmore, 2008; E. Bojórquez et al., 2009; Terán-Gilmore & Espinosa-Johnson, 2008).

7. CONCLUSIONES

La Ciudad de México se ve afectada por sismos intensos de larga duración en promedio cada 10 a 20 años, lo que hace que un edificio deba resistir al menos un par de sismos fuertes durante su vida. La mayoría de los códigos de diseño, incluyendo el de la Ciudad de México, no contemplan el hecho de que un edificio puede llegar a ser sometido a más de un sismo intenso durante su vida útil, ya que se diseña para un solo sismo de diseño, por lo que también llega a despreciar el daño real que una secuencia de sismos produce en él. Además, los códigos se sustentan en estudios de la respuesta dinámica de sistemas de 1GL con comportamiento elastoplástico perfecto, y este no siempre es lo más cercano al comportamiento no lineal real desarrollado en las estructuras existentes.

En este estudio se presentaron los resultados de osciladores de 1GL ante un conjunto de secuencias de sismos reales, en donde el daño es medido en términos de la energía histerética normalizada, además de contar con el uso de los criterios de Park y Ang y Terán y Jirsa para la estimación del nivel de daño y de relacionar la cantidad de energía disipada con la magnitud de los daños observados durante el evento de 1985 para tener una idea de la severidad de los mismos. Dado lo anterior, fue posible observar un aumento importante en la respuesta, especialmente en estructuras con periodo estructural cercano al periodo fundamental del suelo y de ductilidad media y alta (i.e., aquellas diseñadas según las NTC-DS (2020)). Ya que, para cierto periodo estructural, se observó un incremento incluso de casi el doble de la energía disipada durante la secuencia sísmica para estos niveles de ductilidad para modelos de comportamiento no lineal que consideran la degradación de resistencia y rigidez, en comparación con la correspondiente únicamente al sismo de 1985. Lo anterior demostró el efecto de que las estructuras ubicadas en un sitio de suelo blando ($T_s=1.9s$) que se ven sometidas a una secuencia sísmica pueden mostrar un aumento en el nivel de daño acumulado importante en las mismas y, por lo tanto, este hecho no debería ser ignorado durante el diseño.

Por otro lado, se mostró que, según los comportamientos no lineales estudiados y la secuencia sísmica, la cantidad de energía disipada con estos tiende a ser mayor en comparación con el comportamiento ElasticPP y Bilin (i.e., modelos que no toman en cuenta la degradación de resistencia o rigidez). Resaltando la importancia de que el diseñador cuente con una idea clara del comportamiento histerético que va a desarrollar la estructura cuando sea sometida a excitaciones sísmicas.

Asimismo, la reducción de la resistencia que especifica la normatividad indica valores mucho menores que los realmente demandados por las estructuras con ese nivel de ductilidad. Esto se observa con mayor efecto en estructuras con ductilidad media y alta (Q igual a 3 y 4, respectivamente), poniendo en riesgo la seguridad de este tipo de sistemas. Lo anterior se analizó conforme a lo indicado en la normatividad correspondiente al 2020. Sin embargo, es importante

recordar que existen en la ciudad gran cantidad de estructuras que fueron diseñadas con reglamentaciones anteriores, por lo que se podría esperar un efecto mayor en ellas.

Por otro lado, durante el análisis en sistemas de MGL, se observó que la cantidad de energía disipada aumentó considerablemente cuando se trataba de estructuras en donde el periodo estructural es cercano al periodo predominante del suelo, en donde en comparación con el valor obtenido para el sismo de 1985, la cantidad de energía disipada durante la secuencia es casi el doble.

Para este estudio todos los edificios fueron diseñados cumpliendo las especificaciones de la normatividad de 1976, sin embargo, estas estructuras construidas antes del evento sísmico de 1985 han soportado ya las demandas de gran cantidad de sismos intensos, incluyendo los de 1985 y 2017. Si se revisara el daño en términos de la energía disipada considerando los eventos de manera individual, muy posiblemente se encontraría que los daños resultarían ser menores y, por lo tanto, reparables. Sin embargo, en el espectro de daño acumulado obtenido se pudo observar que, considerando el daño acumulado a lo largo de toda la secuencia sísmica, la estructura en realidad posiblemente esté a un nivel cerca de la falla más alto que el esperado.

En diversos estudios, se han evaluado diferentes alternativas para incorporar el daño al diseño sísmico y se ha resaltado la importancia de incorporar a la normatividad, en sus futuras versiones para establecer la resistencia lateral de diseño, las demandas acumuladas de comportamiento plástico, el comportamiento histerético de la estructura y la sobrerresistencia esperada de las estructuras. Ya que, se ha observado que la diferencia que existe al utilizar espectros que se orientan a controlar las demandas de deformación plástica y los requerimientos con la normatividad vigente es notoria principalmente en zonas donde el periodo estructural es muy cercano al periodo predominante del suelo.

8. REFERENCIAS

- ACI. (2005). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05)*.
- Almeida, J. P., Tarquini, D., & Beyer, K. (2014). Modelling Approaches for Inelastic Behaviour of RC Walls: Multi-level Assessment and Dependability of Results. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 23(1), 69–100. <https://doi.org/10.1007/s11831-014-9131-y>
- Astiz, L., Kanamori, H., & Eissler, H. (1987). Source characteristics of earthquakes in the Michoacán seismic gap in Mexico. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(4), 1326–1346.
- Bahena, N., & Terán-Gilmore, A. (2008). *Factores de reducción de resistencia para espectros de ductilidad acumulada constante en elementos de concreto reforzado*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bazán, E., & Meli, R. (1998). *Diseño sísmico de edificios*. Limusa.
- Berry, M. P., & Eberhard, M. O. (2005). Practical Performance Model for Bar Buckling Practical Performance Model for Bar Buckling. *Journal of Structural Engineering*, 131(7), 2005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2005\)131](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131)
- Bojórquez, E. (2007). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios usando conceptos de energía*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bojórquez, E., Terán-Gilmore, A., Bojórquez, J., & Ruiz, S. E. (2009). Consideración Explícita Del Daño Acumulado En El Diseño Sísmico De Estructuras a Través De Factores De Reducción De Resistencia Por Ductilidad. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 62(80), 30. <https://doi.org/10.18867/ris.80.61>
- Bojórquez, R., Reinoso, E., & Niño, M. (2017). *Efecto del daño acumulado por sismos en estructuras mediante energía histerética disipada*. Universidad Nacional Autónoma de México.
- Bommer, J. J., Hancock, J., & Alarcón, J. E. (2006). Correlations between duration and number of effective cycles of earthquake ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(1), 1–13. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.10.004>
- Bravo Chávez, H., Ponce Mori, L., Suárez Reynoso, G., & Zúñiga Dávila-Madrid, R. (1988). Potencial sísmico de México. In *Estudios sobre sismicidad en el Valle de México* (pp. 1–65).
- Carreño, R., Lotfizadeh, K. H., Conte, J., & Restrepo, J. (2020). Material Model Parameters for the Giuffrè-Menegotto-Pinto Uniaxial Steel Stress-Strain Model. *American Society of Civil Engineers*, 146(2), 1–21. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002505](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002505)
- Clough, R. W. (1966). *Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements*.

- Cosenza, E., & Manfredi, G. (1996). Seismic design based on low cycle fatigue criteria. *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 1141.
- Cosenza, E., Manfredi, G., & Polese, M. (2009). Simplified Method to Include Cumulative Damage in the Seismic Response of Single-Degree-of-Freedom Systems. *Journal of Engineering Mechanics*, 135(10), 1081–1088. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(2009\)135:10\(1081\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(2009)135:10(1081))
- Cosenza, E., Manfredi, G., & Realfonzo, R. (1997). Behavior and Modeling of Bond of FRP Rebars to Concrete. *Journal of Composites for Construction*, 1(2), 40–51. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(1997\)1:2\(40\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(1997)1:2(40))
- Decanini, L. D., & Mollaioli, F. (1998). Formulation of elastic earthquake input energy spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(12), 1503–1522. [https://doi.org/10.1002/\(sici\)1096-9845\(199812\)27:12<1503::aid-eqe797>3.3.co;2-1](https://doi.org/10.1002/(sici)1096-9845(199812)27:12<1503::aid-eqe797>3.3.co;2-1)
- Decanini, L. D., & Mollaioli, F. (2001). An energy-based methodology for the assessment of seismic demand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(2), 113–137. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00102-0](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00102-0)
- EM-DAT. (2016). *EM-DAT The International Disaster Database*. <http://www.emdat.be>
- ERN. (2017). Nota de interés al respecto del sismo del 19 de septiembre de 2017. *ERN*.
- Fajfar, P. (1992). Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 21(10), 837–848. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290211001>
- Fardis, M. N., Panagiotakos, T. B., Biskinis, D., & Kosmopoulos, A. (2003). Seismic assessment of existing RC buildings. In *Seismic Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings* (pp. 215–244).
- Galvis, F., Miranda, E., Heresi, P., Davalos, H., & Silos, J. R. (2017). Preliminary statistics of collapsed buildings in Mexico city in the september 19, 2017 puebla-morelos earthquake. *John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University, October*. https://www.researchgate.net/profile/Francisco-Galvis/publication/320297374_Preliminary_Statistics_of_Collapsed_Buildings_in_Mexico_City_in_the_September_19_2017_Puebla-Morelos_Earthquake/links/59dc4750458515e9ab453204/Preliminary-Statistics-of-Collapsed-
- George, C. (2018). *Seismic Analysis & Fragility Assessment of Reinforced Concrete Structures through Numerical Modelling*. University College London.
- Hancock, J., & Bommer, J. J. (2005). The effective number of cycles of earthquake ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(6), 637–664. <https://doi.org/10.1002/eqe.437>
- Haselton, C., Liel, A., & Deierlein, G. (2009). Simulating structural collapse due to earthquakes:

- Model idealization, model calibration, and numerical solution algorithms. *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 22–24.
- Haselton, C., Liel, A., Lange, S., & Deierlein, G. (2008). Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, 03(May), 152.
- Hatzigeorgiou, G. D. (2010). Ductility demand spectra for multiple near- and far-fault earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(4), 170–183. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.10.003>
- Hatzigeorgiou, G. D., & Liolios, A. A. (2010). Nonlinear behaviour of RC frames under repeated strong ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(10), 1010–1025. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.04.013>
- Ibarra, L., & Krawinkler, H. (2005). *Global collapse of frame structures under seismic excitations* (Issue 152).
- Ibarra, L., Medina, R., & Krawinkler, H. (2005). Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(June), 1489–1511. <https://doi.org/10.1002/eqe.495>
- IBD. (2017). *Recuento de los daños 7S y 19S: a un mes de la tragedia*.
- Jaimes, M. A. (2012). No Daños del temblor de Ometepec, Oaxaca, del 20 de marzo de 2012 (Mw=7.4). *ERN*.
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2007). Effective cyclic energy as a measure of seismic demand. *Journal of Earthquake Engineering*, 11(5), 725–751. <https://doi.org/10.1080/13632460601033827>
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2008). Relevance of absolute and relative energy content in seismic evaluation of structures. *Advances in Structural Engineering*, 11(1), 17–34. <https://doi.org/10.1260/136943308784069469>
- Kashani, M., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2016). Damage propagation in corroded reinforcing bars with the effect of inelastic buckling under low-cycle fatigue loading . In *Life-Cycle of Engineering Systems : Emphasis on Sustainable Civil Infrastruc. Life-Cycle of Engineering Systems: Imphasis on Sustainable Civil Infrastructure: Proceedings of the Fifth International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering*. <https://doi.org/https://doi.org/10.1201/9781315375175-293>
- Kazantzi, A. K., Vamvatsikos, D., & Lignos, D. G. (2014). Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty. *Engineering Structures*. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.06.044>
- Kunnath, S., Reinhorn, A. M., & Park Young-Ji. (1990). Analytical Modeling of inelastic seismic response of R/C structures. *Journal of Structural Engineering*, 116(4), 996–1017.
- Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (2010). Deterioration Modeling of Steel Components in Support

- of Collapse Prediction of Steel Moment Frames under Earthquake Loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1291–1302. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000376](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000376)
- Manfredi, G. (2001). Evaluation of seismic energy demand. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(4), 485–499. <https://doi.org/10.1002/eqe.17>
- Mazzoni, S. (2021). *OpenSees Material Demo*. <https://bit.ly/3NoqA1m>
- Meli, R. (1986). *Evaluación de los efectos de los sismos de 1985 en los edificios de la ciudad de México (3 volúmenes y 7 anexos)*.
- NIST GCR 10-917-7. (2010). *Program Plan for the Development of Collapse Assessment and Mitigation Strategies for Existing Reinforced Concrete Buildings*.
- NIST GCR 17-917-46. (2017). *(For Thesis) Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings Part I-General Applied Technology Council*. <https://doi.org/https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>
- NTC-DS. (1976). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
- NTC-DS. (2020). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
- OpenSees. (2012). *OpenSeesWiki*. Pushover Analysis of 2-Story Moment Frame. <https://bit.ly/3n22P4H>
- OpenSees. (2014). *OpenSeesWiki*. RotationShearCurve. <https://bit.ly/3Qub86K>
- Ordaz, M., Reinoso, E., & Pérez-Rocha, L. (1996). Criterio de diseño sísmico: Consideraciones para suelos blandos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 53, 25. <https://doi.org/10.18867/ris.53.257>
- Panagiotakos, T., & Fardis, M. (2001). Deformations of reinforce concrete members at yielding and ultimate. *ACI Structural Journal*, 98(2), 135–148.
- Páramo, A. (2015). *Sismo 85: el temblor que despertó a la ciudad*. <https://www.excelsior.com.mx/comunidad/2015/09/16/1046025>
- Park, Y.-J., & Ang, H.-S. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4, April), 722–739.
- PEER. (2003). *Structural Performance Database*. <https://nisee.berkeley.edu/spd/>
- PEER. (2006). *OpenSees*. <https://opensees.berkeley.edu/>
- Powell, G. H., & Allahabadi, R. (1988). Seismic damage prediction by deterministic methods: Concepts and procedures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(5), 719–734. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160507>
- Pozo, S., Astudillo, B., Samaniego, E., & Flores, F. (2021). Objective Phenomenological Constitutive Law for Collapse Analyses in Distributed Plasticity Steel-Frame Models. *American Society of Civil Engineers*, 147(1), 1–14. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-)

541X.0003027

- Quinde, P., & Reinoso, E. (2020). Subsoil characteristics of Mexico City, acceleration and hysteretic energy spectra for the Mexico earthquake of September 19, 2017. *Geofísica Internacional*, 59(4), 234–256.
- Quinde, P., Terán-Gilmore, A., & Reinoso, E. (2019). Cumulative Structural Damage Due to Low Cycle Fatigue: An Energy-Based Approximation. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(12), 2474–2494. <https://doi.org/10.1080/13632469.2019.1692736>
- Raghunandan, M., Liel, A., & Luco, N. (2014). Aftershock collapse vulnerability assessment of reinforced concrete frame structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(1), 419–439.
- Reinoso, E., & Ordaz, M. (1999). Spectral ratios for Mexico City from free-field recordings. *Earthquake Spectra*, 15(2), 273–295. <https://doi.org/10.1193/1.1586041>
- Reinoso, E., Quinde, P., Buendía, L., & Ramos, S. (2021). Intensity and damage statistics of the September 19, 2017 Mexico earthquake: Influence of soft story and corner asymmetry on the damage reported during the earthquake. *Earthquake Spectra*, 37(3), 1875–1899. <https://doi.org/10.1177/8755293020981981>
- Rosenblueth, E., & Meli, R. (1986). The 1985 Mexico earthquake. *Concrete International*, 8(5), 23–34.
- Rosenblueth, E., Ordaz, M., Sánchez-Sesma, F., & Singh, S. K. (1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Design Spectra for Mexico’s Federal District. *Earthquake Spectra*, 5(1), 273–291. <https://doi.org/https://doi.org/10.1193%2F1.1585523>
- Seismosoft. (2021). *SeismoStruct Manual de Usuario 2016*. <https://seismosoft.com/>
- Shokrabadi, M., & Burton, H. (2018). Risk-based assessment of aftershock and mainshock-aftershock seismic performance of reinforced concrete frames. *Structural Safety*, 73(September 2017), 64–74. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2018.03.003>
- Singh, S. K., Lermo, J., Dominguez, T., Ordaz, M., Espinosa-Johnson, M., Mena, E., & Quaas, R. (1988). The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - A Study of Amplifications of Seismic Waves in of the Valley of Mexico with Respect to a Hill Zone Site. *Earthquake Spectra*, 4(4), 653–673.
- Singh, S. K., Reinoso, E., Arroyo, D., Ordaz, M., Cruz-Atienza, V., Pérez-Campos, X., Iglesias, A., & Hjörleifsdóttir, V. (2018). Deadly Intraslab Mexico Earthquake of 19 September 2017 (Mw 7.1): Ground Motion and Damage Pattern in Mexico City. *Seismological Research Letters*, 89(6), 2193–2203. <https://doi.org/10.1785/0220180159>
- Spacone, E., & El-Tawil, S. (2004). Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Structures: State of the Art. *Journal of Structural Engineering*, 130(2), 159–168. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2004\)130:2\(159\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2004)130:2(159))
- Spacone, E., Filippou, F. C., & Taucer, F. F. (1996). Fibre beam-column model for nonlinear

- analysis of R/C frames: Part I. Formulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(7), 711–725. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199607\)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199607)25:7<711::AID-EQE576>3.0.CO;2-9)
- SSN. (2022). *Servicio Sismológico Nacional*. <http://www2.ssn.unam.mx:8080/>
- Terán-Gilmore, A. (2001). Consideraciones De Uso De La Energía Plástica En El Diseño Sísmico. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 110(65), 81. <https://doi.org/10.18867/ris.65.190>
- Terán-Gilmore, A., & Espinosa-Johnson, M. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona de lago del Distrito Federal: la resistencia lateral de diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 46(78), 23–46.
- Terán-Gilmore, A., & Jirsa, J. O. (2005). A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue. *Earthquake Spectra*, 21(3), 803–832. <https://doi.org/10.1193/1.1979500>
- Vázquez, A. (1997). *La evolución de la construcción en México, como consecuencia del sismo de 1985*.
- Ventura, F., & Quinde, P. (2019). A 40 años del sismo de la IBERO: lo que pasó, lo que pasaría hoy si volviera a ocurrir. *ERN*. <https://bit.ly/3Cq61MD>
- Villagrán, A. (1986). *Datos relevantes del terremoto del 19 de septiembre de 1985*. Asociación Mexicana de Instituciones de Seguros.
- Zareian, F. (2006). *Simplified performance-based earthquake engineering*. Stanford University.
- Zareian, F., & Medina, R. A. (2010). A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. *Computers and Structures*, 88(1–2), 45–53. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2009.08.001>

Anexo

Código desarrollado en Python para la construcción de espectros de energía histerética normalizada.

```

import numpy as np
import openseespy.opensees as ops
import csv
import math

ruta = r"C:\Users\Dell\Documents\OpenSees\Acelerogramas"

#Acelerograma con valores de T incluidos
arch= "1985.txt" #En cm/s2
arch= ruta + "/" + arch

t=[]
ag=[]
with open(arch) as csvfile:
    lectura= csv.reader(csvfile, delimiter= "\t")
    for linea in lectura:
        t.append(float(linea[0]))
        ag.append(float(linea[1]))

# Dynamic Analysis Parameters
dt = 0.01
time = 183.5 #792.86 / 384.41 / 1178.52 / 1589.8 /183.5 /316.89 / 870.45

#--- Datos iniciales del sistema---##
m = 1000
xhi = 0.05

#Espectro de diseño NTC-2017
#Datos de entrada obtenidos del SASID
Ts=1.9
a0=290
Ta=1.3
Tb=2.3
k=0.208
c=1062

#Vector de periodos y Q objetivo
Tns = [0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1, 1.1, 1.2, 1.3,
        1.4, 1.5, 1.6, 1.7, 1.8, 1.9, 2, 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.5,
        2.6, 2.7, 2.8, 2.9, 3, 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7,
        3.8, 3.9, 4, 4.1, 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9,
        5]

Q=2

#Datos especificados por las NTC
Ks=0.25
k1=1
beta=1 #Para un amortiguamiento del 5% y periodo del suelo de entre 1.5 y 2 s
aelas=[]
adis=[]
Cy=[]

for i in range(len(Tns)):
    T=Tns[i]
    p=k+(1-k)*(Tb/T)**2
    k2=0.5*(1-(T/Ta)**0.5)
    #calculo de espectro elastico
    if T<Ta:
        a=a0+(beta*c-a0)*T/Ta
    else:

```

```

    if Ta<=T<Tb:
        a=beta*c
    else:
        a=beta*c*p*(Tb/T)**2

#calculo de Q'
if T<=Ta:
    Qp=1+(Q-1)*math.sqrt(beta/k)*T/Ta
else:
    if Ta<T<=Tb:
        Qp=1+(Q-1)*math.sqrt(beta/k)
    else:
        Qp=1+(Q-1)*math.sqrt(beta*p/k)
#Calculo de R0
if Q<3:
    R0=1.75
else:
    R0=2.0
#Calculo de R
if k2>0:
    R=k1*R0+k2
else:
    R=k1*R0
#Espectro reducido por Q'R
ared=a/(Qp*R)
Res=ared*R
aelas.append(a)
adis.append(ared)
Cy.append(Res)
#Vector de Cy
Fs=np.array(Cy)

Energiaf=[0]
Fyf=[0]
dy_pf=[0]
muf=[0]
Vbf=[0]
Df=[0]
EnergiaNorm=[0]
KF=[]
Myf=[]

for i in range(len(Tns)):
    Tn=Tns[i]
    F=Fs[i]

    wn = 2*math.pi/Tn
    k = m*wn**2
    c = xhi*2*math.sqrt(k*m)
    alpha_m = c/m

    def do_analysis(dt, time, material_params):
        ops.wipe()
        ops.model('basic', '-ndm', 1, '-ndf', 1)
        time_domain = np.arange(0, time, dt)

        # Nodes
        ops.node(1,0.0,0.0)
        ops.node(2,0.0,0.0)

        ops.uniaxialMaterial(*material_params)
        ops.element('zeroLength', 1, *[1,2], '-mat', 1, '-dir', 1)
        ops.mass(2, m)
        ops.rayleigh(alpha_m, 0.0, 0.0, 0.0)

        ops.fix(1,1)
        ops.timeSeries('Path', 1, '-values', *ag, '-time', *t)
        ops.pattern('Plain', 1, 1)

```

```

ops.load(2, 1)
# Analysis
ops.constraints('Plain')
ops.numberer('Plain')
ops.system('ProfileSPD')
ops.test('NormUnbalance', 1e-6, 100)
ops.algorithm('ModifiedNewton')
ops.integrator('Newmark', 0.5, 0.25)
ops.analysis('VariableTransient')

time_lst = [0]          # list to hold time stations for plotting
responseu = [0]        # response params of node 2
responsevb = [0]       # response params of node 2
for s in range(len(time_domain)):
    ok = ops.analyze(1, dt)
    test = {1:'NormDispIncr', 2: 'RelativeEnergyIncr', 4: 'RelativeNormUnbalance',5:
'RelativeNormDispIncr', 6: 'NormUnbalance'}
    algorithm = {1:'KrylovNewton', 2: 'SecantNewton', 4: 'RaphsonNewton',5: 'PeriodicNewton', 6:
'BFGS', 7: 'Broyden', 8: 'NewtonLineSearch'}
    for i in test:
        for j in algorithm:
            if ok != 0:
                if j < 4:
                    ops.algorithm(algorithm[j], '-initial')
                else:
                    ops.algorithm(algorithm[j])

            ops.test(test[i], 1e-6, 1000)
            ok = ops.analyze(1, dt)
            print(test[i], algorithm[j], ok)
            if ok == 0:
                break
            else:
                continue

        ops.analyze(1, dt)
        time_lst.append(ops.getTime())
        responseu.append(ops.nodeDisp(2,1))
        ops.reactions('-dynamic')
        responsevb.append(ops.nodeReaction(1,1))
print("Terminó opensees")

return {'time_list':np.array(time_lst),
        'd': -np.array(responseu),
        'Vb':-np.array(responsevb)}

Fy=F
dy_p=abs(Fy/k)
My=Fy*dy_p
epp = do_analysis(dt, time, ['ElasticPP', 1, k, dy_p]) #Elastic-Perfectly Plastic
# epp = do_analysis(dt, time, ['Steel02', 1, Fy, k ,0.05,18.0,0.925,0.15,0.0,1.0,0.0,1.0,0.0])
# epp = do_analysis(dt, time, ['Hysteretic', 1,Fy,Fy/k, Fy*1.5,4*Fy/k, Fy*1.25,8*Fy/k, -Fy,-Fy/k, -
Fy*1.5,-4*Fy/k, -Fy*1.25,-8*Fy/k, 0.8, 0.2, 0, 0, 0.5])
# epp = do_analysis(dt, time, ['Bilin', 1, k,0.01,0.01,Fy,-
Fy,0.0,0.0,0.0,0.0,1.0,1.0,1.0,0.04,0.04,0.01,0.01,0.33,0.33,0.225349487,0.225349487,0.0,0.0,0.0])
# epp = do_analysis(dt, time, ['ModIMKPeakOriented', 1, k,0.01,0.01,Fy,-
Fy,0.0,0.0,0.0,0.0,1.0,1.0,1.0,1.0,0.04,0.04,0.01,0.01,0.33,0.33,0.225349487,0.225349487,0.0,0.0])

umaxp=max(abs(epp['d']))
mu=umaxp/dy_p
Vb=(epp['Vb'])
D=-(epp['d'])

Energia=np.trapz(Vb, D)
ENorm=Energia/(Fy*dy_p)

Kf.append(k)
Myf.append(My)

```

```
Energiaf.append(Energia)
Vbf.append(Vb)
Df.append(D)
Fyf.append(Fy)
dy_pf.append(dy_p)
muf.append(mu)
EnergiaNorm.append(ENorm) #Estos son los valores para el espectro de EHNorm
print("TERMINA")
```