

**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE SINALOA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA DE MAESTRÍA EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**



**“EVALUACIÓN DE LA DUCTILIDAD Y DISTORSIÓN CÍCLICA DE EDIFICIOS  
DE CONCRETO REFORZADO”**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
MAESTRO EN CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**

**PRESENTA:**

**VANESSA JOSELIN AYALA JIMÉNEZ**

**DIRECTOR DE TESIS:**

**DR. EDÉN BOJÓRQUEZ MORA**

**CULIACÁN, SINALOA, MÉXICO, MARZO DEL 2022**



Dirección General de Bibliotecas  
Ciudad Universitaria  
Av. de las Américas y Blvd. Universitarios  
C. P. 80010 Culiacán, Sinaloa, México.  
Tel. (667) 713 78 32 y 712 50 57  
dgbuas@uas.edu.mx

## UAS-Dirección General de Bibliotecas

### Repositorio Institucional Buelna

#### Restricciones de uso

Todo el material contenido en la presente tesis está protegido por la Ley Federal de Derechos de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

Queda prohibido la reproducción parcial o total de esta tesis. El uso de imágenes, tablas, gráficas, texto y demás material que sea objeto de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente correctamente mencionando al o los autores del presente estudio empírico. Cualquier uso distinto, como el lucro, reproducción, edición o modificación sin autorización expresa de quienes gozan de la propiedad intelectual, será perseguido y sancionado por el Instituto Nacional de Derechos de Autor.

Esta obra está bajo una Licencia Creative Commons Atribución-No Comercial  
Compartir Igual, 4.0 Internacional



## DEDICATORIA

Esta tesis está dedicada a:

**Dios** por siempre estar conmigo en cada etapa de mi vida,  
por siempre darme esa fortaleza que necesito para continuar  
en los momentos difíciles y por las bendiciones dadas.

A mis **padres**, quienes desde el momento que llegue a este mundo han dado lo mejor de sí mismos por mi bienestar y educación, siendo un gran pilar en mi vida. Por confiar en mí en cada reto presentado y no dudar ningún momento en mi capacidad. Los amo.

## AGRADECIMIENTOS

Principalmente al Dr. Edén Bojórquez Mora, director de este proyecto de tesis. Por su tiempo, apoyo y paciencia en todo momento, por compartir con sus conocimientos que fueron parte fundamental en el desarrollo de esta investigación. Gracias Dr. por siempre motivarnos a ir más allá de lo que creemos poder lograr.

Al los Doctores: Juan Bojórquez Mora, Herían Alberto Leyva Madrigal, y Federico Valenzuela Beltrán, por siempre tener disposición de aclarar cualquier duda que se presentara.

A mis amigos y compañeros de clase por su apoyo incondicional en esta etapa, por compartir sus conocimientos y hacer mi estancia en Culiacán más amena.

A la universidad Autónoma de Sinaloa y al área de posgrado en el programa de Maestría en Ciencias de la Ingeniería por otorgarme la oportunidad y espacio para realizar mis estudios en sus instalaciones. A los maestros de la Facultad de Ingeniería que de una u otra forma contribuyeron a mi formación profesional.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca concedida la cual me permitió desarrollar y concluir mis estudios de maestría.

## RESUMEN

En la actualidad los edificios son diseñados con base en el control de las demandas máximas, donde no se considera de manera explícita el efecto de la duración de los sismos, por lo tanto, tampoco se toma en cuenta las demandas cíclicas plásticas o de energía. Se ha demostrado que las demandas de deformación plásticas acumuladas ocasionan que las estructuras no tengan un buen desempeño sísmico, y puedan desarrollar tanto ductilidades como distorsiones máximas de entrepiso muy inferiores a las de diseño, en especial cuando se someten a la acción de movimientos sísmicos de suelos blandos como los que existen en la Ciudad de México. Por tal motivo, en el presente trabajo se diseñan ocho edificios de concreto reforzado que se suponen desplantados en suelos blandos de la Ciudad de México. Los edificios son sometidos a 30 registros sísmicos de larga duración con la finalidad de obtener tanto la ductilidades y distorsiones máximas de entrepiso, así como las ductilidades y distorsiones cíclicas que experimentan las estructuras. Las demandas cíclicas se obtienen mediante el daño acumulado a través del índice de daño de Park y Ang. Se concluye que hacer consideración de las demandas plásticas acumuladas genera que los edificios desarrollen una ductilidad cíclica global y distorsiones cíclicas de entrepiso menores a las que se obtienen al considerar únicamente las respuestas máximas. Debido a todo lo anterior, es importante que los futuros reglamentos de construcción de edificios consideren el efecto del daño acumulado en el diseño sismo-resistente.

Palabras clave: daño acumulado, ductilidad cíclica, distorsión cíclica, energía disipada, desempeño sísmico.

## **ABSTRACT**

Nowadays, the buildings are designed based on the control of maximum demands, where the effect of the duration of earthquakes is not explicitly considered; moreover, the cyclic plastic or energy demands are not taken into account. It has been shown that the structures do not exhibit a good performance because of cumulative plastic deformation demands. Thus, the ductility and maximum interstory drift tend to be smaller in comparison with the design target values; in particular, when they are subjected to soft soil earthquake ground motion than those occurred in Mexico City. For this reason, in the present work, eight reinforced concrete buildings are designed which are supposed to be located on soft soils of Mexico City. The structures are subjected to 31 long duration ground motion records in order to obtain both the ductilities and maximum interstory drifts, as well as the ductilities and cyclic interstory drifts of the selected reinforced concrete buildings. The cyclic demands are obtained via the Park and Ang damage index. It is concluded that by taking into account the cumulative plastic demands causes the buildings develop a global cyclic ductilities and cyclic interstory drifts smaller than those obtained when only the maximum responses are considered. In addition, it is important that future building construction regulations take into account the effect cumulative damage for earthquake-resistant design.

Keywords: cumulative damage, cyclic ductility, cyclic drift, dissipated hysteretic energy, seismic performance.

# ÍNDICE GENERAL

1	INTRODUCCIÓN .....	1
1.1	OBJETIVOS DE LA TESIS .....	5
1.1.1	OBJETIVO GENERAL .....	5
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	5
1.2	HIPOTESIS.....	6
1.3	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	6
2	MARCO TEÓRICO.....	8
2.1	DEFINICIONES BASICAS DE ENERGÍA SISMICA .....	8
2.2	COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO .....	9
2.2.1	MODELO LINEAL .....	11
2.2.2	MODELO BILINEAL .....	12
2.2.3	MODELO DE RAMBERG-OSGOOD.....	13
2.2.4	MODELO DE CLOUGH.....	13
2.2.5	MODELO DE TAKEDA MODIFICADO.....	14
2.3	DAÑO ESTRUCTURAL.....	16
2.3.1	ÍNDICES DE DAÑO .....	19
2.3.1.1	ÍNDICE DE MINER .....	19
2.3.1.2	ÍNDICE DE PARK Y ANG.....	20
2.3.1.3	ÍNDICE DE TERAN Y JIRSA.....	22

2.3.1.4	ÍNDICE DE DAÑO DE RODRÍGUEZ .....	23
2.4	DUCTILIDAD .....	24
2.5	DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA A LA DISTORSIÓN CÍCLICA.....	28
2.6	MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS.....	29
2.6.1	LINEALES.....	29
2.6.1.1	MÉTODO ESTÁTICO (FUERZAS EQUIVALENTES).....	30
2.6.1.2	MODAL ESPECTRAL.....	30
2.6.2	NO LINEALES .....	31
2.6.2.1	DE EMPUJE LATERAL ESTÁTICO (PUSHOVER) .....	31
2.6.2.2	DINÁMICO NO LINEAL (PASO A PASO) .....	32
2.6.2.3	DINÁMICO INCREMENTAL.....	33
3	METODOLOGÍA .....	34
3.1	DISEÑO DE EDIFICIOS.....	34
3.2	SELECCIÓN Y ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS .....	38
3.3	SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE DEMANDA SÍSMICA.....	39
3.4	DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS.....	40
3.5	SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE DEMANDA SÍSMICA.....	40
3.6	DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS.....	40
3.6.1	MODELACIÓN DE LOS EDIFICIOS EN RUAUMOKO.....	41
4	RESULTADOS .....	44
4.1	DISEÑO DE EDIFICIOS.....	44



4.2	ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES .....	56
4.3	ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES .....	61
4.3.1	DUCTILIDADES CÍCLICAS .....	67
4.3.2	DISTORSIONES CÍCLICAS .....	72
5	CONCLUSIONES .....	80
6	REFERENCIAS .....	82

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Registro sísmico SCT (sismo del 19 de septiembre de 1985, Bojórquez 2009). .....	3
Figura 1.2. Espectros de pseudo-aceleración correspondientes al registro SCT, Bojórquez 2009. ....	3
Figura 1.3. Respuesta de sistema de 1GL ante registro SCT, Bojórquez 2009. ....	3
Figura 2.1. Ejemplo de comportamiento histerético de un material. ....	10
Figura 2.2. Modelo histerético lineal. ....	11
Figura 2.3. Modelos histeréticos bilineales: perfectamente plástico y con endurecimiento por deformación. ....	12
Figura 2.4. Modelo histerético de Ramberg-Osgood. ....	13
Figura 2.5. Modelo histerético de Clough. ....	14
Figura 2.6. Representación del modelo de Takeda Modificado. ....	15
Figura 2.7. Relación esfuerzo-deformación de componentes estructurales de concreto reforzado. ....	15
Figura 2.8. Resistencias laterales de diseño obtenidas a partir de tres modelos de daño para $\mu=5$ , para suelo blando de la Ciudad de México (Terán y Jirsa, 2005). ....	23
Figura 2.9. Curva fuerza-deformación: real e idealización elastoplástica. ....	25
Figura 2.10. Espectros de resistencia de suelo duro con 5% de amortiguamiento crítico, $\mu=5$ y $\mu=6$ (Terán y Jirsa 2004). ....	26
Figura 2.11. Espectros de resistencia de suelo blando de la Ciudad de México con 5% de amortiguamiento crítico, $\mu =5$ y $\mu=6$ (Terán y Jirsa 2004). ....	27
Figura 2.12. Curva de capacidad (análisis pushover). ....	32

Figura 3.1. Edificio de 4 niveles.....	35
Figura 4.1. Espectros de diseño, elástico e inelásticos. ....	47
Figura 4.2. Distorsiones E4NQ2, a) Colapso b) Servicio.....	52
Figura 4.3 Distorsiones actuantes E4NQ4, a) Colapso b) Servicio.....	52
Figura 4.4. Distorsiones actuantes E8NQ2, a) Colapso b) Servicio.....	53
Figura 4.5. Distorsiones actuantes E8NQ4, a) Colapso b) Servicio.....	53
Figura 4.6. Distorsiones actuantes E12NQ2, a) Colapso b) Servicio.....	54
Figura 4.7. Distorsiones actuantes E12NQ4, a) Colapso b) Servicio.....	54
Figura 4.8. Distorsiones actuantes E16NQ2, a) Colapso b) Servicio.....	55
Figura 4.9. Distorsiones actuantes E16NQ4, a) Colapso b) Servicio.....	55
Figura 4.10. Curva de capacidad a) E4NQ2 b) E4NQ4. ....	59
Figura 4.11. Curva de capacidad a) E8NQ2 b) E8NQ4. ....	59
Figura 4.12. Curva de capacidad a) E12NQ2 b) E12NQ4. ....	60
Figura 4.13. Curva de capacidad a) E16NQ2 b) E16NQ4. ....	60
Figura 4.14. Distribución del daño en entrepisos, E4NQ2 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	62
Figura 4.15. Distribución del daño en entrepisos, E4NQ4 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	63
Figura 4.16. Distribución del daño en entrepisos, E8NQ2 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	63
Figura 4.17. Distribución del daño en entrepisos, E8NQ4 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	64

Figura 4.18. Distribución del daño en entrepisos, E12NQ2 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	64
Figura 4.19. Distribución del daño en entrepisos, E12NQ4 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	65
Figura 4.20. Distribución del daño en entrepisos, E16NQ2 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	65
Figura 4.21. Distribución del daño en entrepisos, E16NQ4 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	66
Figura 4.22. Ciclos de histerésis de una viga con daño a) elemento b) entrepiso. ....	67
Figura 4.23. Ductilidades cíclicas, E4NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....	68
Figura 4.24. Ductilidades cíclicas, E8NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....	68
Figura 4.25. Ductilidades cíclicas, E12NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....	69
Figura 4.26. Ductilidades cíclicas, E16NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....	69
Figura 4.27. Ductilidades cíclicas, E4NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....	70
Figura 4.28. Ductilidades cíclicas, E8NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....	70
Figura 4.29. Ductilidades cíclicas, E12NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....	71
Figura 4.30. Ductilidades cíclicas, E16NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....	71
Figura 4.31. Distorsiones cíclicas, E4NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	73
Figura 4.32. Distorsiones cíclicas, E8NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	73
Figura 4.33. Distorsiones cíclicas, E12NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	74
Figura 4.34. Distorsiones cíclicas, E16NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	74
Figura 4.35. Distorsiones cíclicas, E4NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	75
Figura 4.36. Distorsiones cíclicas, E8NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso. ....	75

Figura 4.37. Distorsiones cíclicas, E12NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....76

Figura 4.38. Distorsiones cíclicas, E16NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.....76

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1. Intervalos de estado de daño de $ID_{PA}$ .	21
Tabla 3.1. Distorsiones establecidas en las NTC-2020.	38
Tabla 3.2. Registros de suelo blando considerados en este estudio.	40
Tabla 4.1. Acciones permanentes para azotea.	44
Tabla 4.2. Acciones permanentes para entrepiso.	45
Tabla 4.3. Acciones variables.	45
Tabla 4.4. Secciones finales, E4NQ2.	48
Tabla 4.5. Secciones finales, E4NQ4.	48
Tabla 4.6. Secciones finales, E8NQ2.	48
Tabla 4.7. Secciones finales, E8NQ4.	49
Tabla 4.8. Secciones finales, E12NQ2.	49
Tabla 4.9. Secciones finales, E12NQ4.	50
Tabla 4.10. Secciones finales, E16NQ2.	50
Tabla 4.11. Secciones finales, E16NQ4.	51
Tabla 4.12. Periodos estructurales de los edificios.	51
Tabla 4.13. Propiedades de las vigas en edificios con $Q=2$ .	57
Tabla 4.14. Propiedades de las vigas en edificios con $Q=4$ .	58
Tabla 4.15. Resultados de análisis estáticos no lineales.	61
Tabla 4.16. Resultados promedio de ductilidades y distorsiones cíclicas a nivel viga, edificios con $Q=2$ .	77

Tabla 4.17. Resultados promedio de ductilidades y distorsiones cíclicas a nivel entrepiso, edificios con $Q=2$ . .....	78
Tabla 4.18. Resultados promedio de ductilidades y distorsiones cíclicas a nivel viga, edificios con $Q=4$ . .....	78
Tabla 4.19. Resultados promedio de ductilidades y distorsiones cíclicas a nivel entrepiso, edificios con $Q=4$ . .....	79

# 1 INTRODUCCIÓN

Los terremotos son fenómenos en que enormes cantidades de energía mecánica acumulada en las zonas de interacción entre placas tectónicas durante décadas o incluso siglos son liberadas en periodos muy cortos de tiempo. Eventos de este tipo registrados en los últimos años, como los de México 1985 y 2017, Northridge 1994, Kobe 1995 y Taiwán 1999, entre otros, han dejado de manifiesto la necesidad de mejorar las metodologías de diseño sísmico de estructuras, ya que una cantidad importante de estructuras diseñadas conforme a códigos sísmicos modernos no exhibieron un comportamiento adecuado durante dichos eventos. Estos códigos se rigen por las fuerzas y desplazamientos como parámetros de diseño, lo que resulta solo una manifestación del evento sísmico y no representa al fenómeno en su totalidad al no tomar en cuenta la historia completa del movimiento. Actualmente se busca mejorar el diseño a través del control del daño estructural debido a deformaciones plásticas. Esto se puede ilustrar de las recomendaciones derivadas del Simposio Internacional sobre Metodologías de Diseño Sísmico para la Siguiete Generación de Códigos, donde se concluyó que en general toda estructura que experimenta cargas sísmicas exhibe un deterioro importante en sus propiedades dinámicas estructurales, cuando no se controla el número y magnitud de los ciclos de comportamiento plástico; lo que lleva a que la estructura se dañe y por lo tanto falle a un nivel de desempeño alejado de aquel para el cual fue diseñado, incluso para un bajo número de ciclos (fatiga de bajo ciclaje).

Una forma de considerar las demandas acumuladas o el efecto de la fatiga de bajo ciclaje es a través de conceptos de energía sísmica o daño estructural. Los conceptos de energía fueron



inicialmente introducidos por Housner en 1956. Actualmente existen varias metodologías de diseño basadas en energía [1, 2, 3, 4, 5, 6]. Desde la introducción del concepto de energía y acumulación del daño por Palmgren en 1924 o Miner en 1945, el tratamiento del daño acumulado por fatiga ha sido de interés para la comunidad de ingeniería sísmica y su incorporación en las futuras normas de diseño. Algunos investigadores han sugerido considerar el efecto de las demandas acumuladas a través de los factores de reducción por ductilidad [7, 8, 9]. Investigadores insisten en la necesidad de incorporar al diseño sísmico información que permita caracterizar numéricamente la severidad de las demandas plásticas acumuladas a través de factores de reducción de resistencia por ductilidad que tomen en cuenta las demandas acumuladas a través de la demanda de ductilidad cíclica [8]. Adicionalmente, concluyen que el considerar un registro recortado (Figura 1.1) para determinar parámetros de desempeño estructural típicos de los reglamentos tales como desplazamiento y aceleración conduce a respuestas similares que considerando el registro en su totalidad (como se observa en los espectros de respuesta de la Figura 1.2); sin embargo, para tomar en cuenta como parámetro la energía disipada es necesaria toda la historia del movimiento, como se indican en los ciclos histeréticos de la Figura 1.3, que muestra un mismo sistema estructural que exhibe degradación de resistencia sometido al registro SCT recortado y completo. Nótese como en la Figura 3a el número de ciclos es mayor a diferencia de la Figura 3b y la resistencia sufre mayor degradación, por lo tanto, se puede concluir que la estructura sufre mayor daño con el registro completo, a diferencia de lo que ocurre cuando se determinan demandas máximas, de ahí la importancia para su consideración en el diseño sísmico.

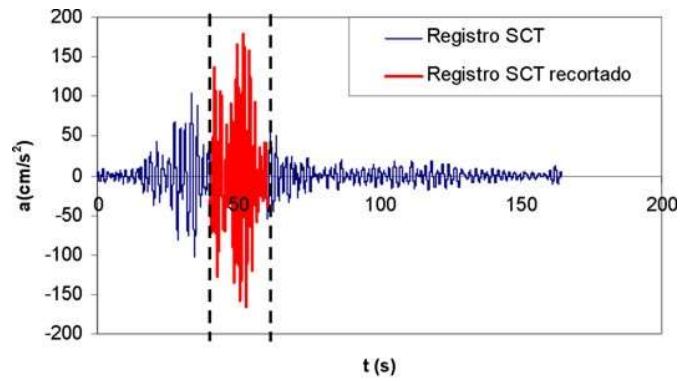


Figura 1.1. Registro sísmico SCT (sismo del 19 de septiembre de 1985, Bojórquez 2009).

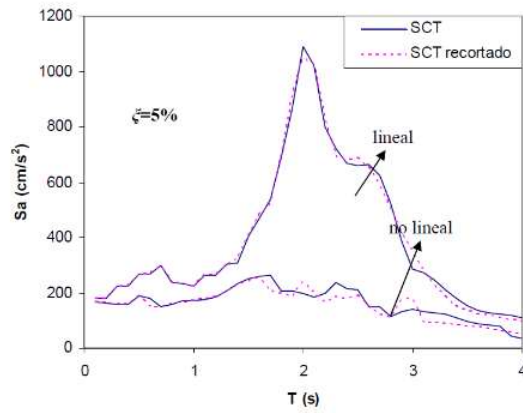


Figura 1.2. Espectros de pseudo-aceleración correspondientes al registro SCT, Bojórquez 2009.

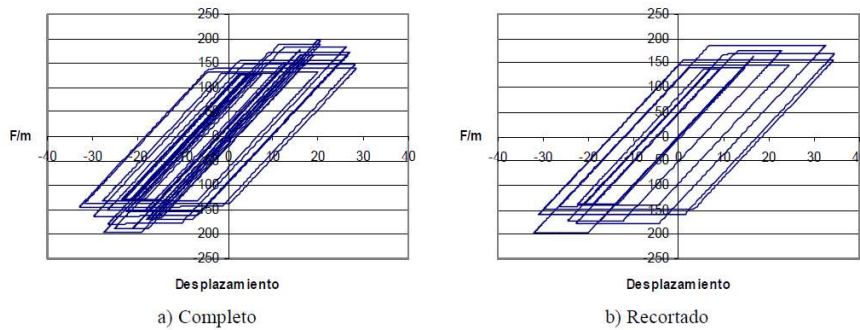


Figura 1.3. Respuesta de sistema de 1GL ante registro SCT, Bojórquez 2009.

Otra manera de afirmar la influencia de la energía histerética en el daño acumulado es a través de la investigación de Terán-Gilmore y Jirsa, donde demuestran que las demandas de energía histerética inducidas por movimientos de banda angosta alcanza hasta cuatro veces las demandas obtenidas en suelo firme, por lo que llegan a la siguiente conclusión: Las metodologías de diseño sísmico basadas en el control de desplazamiento podrían proveer un adecuado nivel de seguridad para el diseño de estructuras con comportamiento histerético estable y sujetas a movimientos de suelo firme. En cambio, el uso de modelos de fatiga de bajo ciclaje debería ser considerado para el diseño de estructuras que exhiben deterioro rápido y excesivo del ciclo de histéresis, y para cualquier tipo de estructura sujeta a movimientos sísmicos de banda angosta y larga duración [10].

Varios investigadores han hecho esfuerzos por incorporar el efecto de las demandas de deformación plástica acumulada en el diseño principalmente mediante el concepto de ductilidad equivalente introducido por Fajfar en 1992 o índices de daño estructural como: Miner, Park y Ang, Chai, Terán y Jirsa, y Rodríguez, sin embargo, todos los estudios realizados se basan en sistemas de un grado de libertad [8, 9, 11, 12, 13, 14] Aunque existen algunos trabajos que evalúan o proponen la ductilidad o factores de reducción por ductilidad en sistemas de varios grados de libertad considerando las demandas máximas [15, 16]. Nótese que se han realizado escasos estudios sobre la evaluación de parámetros que consideren la respuesta acumulada en el tiempo para sistemas complejos de varios grados de libertad. Un concepto nuevo que se ha aplicado en estudios donde intervienen las demandas plásticas de deformación y daño acumulado es la distorsión cíclica [12, 17]. Adicionalmente, existen muy pocos trabajos sobre la evaluación del daño estructural en sistemas de múltiples grados de libertad [14,18,19,20,21].

Por todo lo anterior y tomando en cuenta que la Ciudad de México esta desplantado sobre un suelo blando, se hace necesario considerar una metodología de diseño donde las edificaciones puedan aceptar demandas de deformación plásticas acumuladas, evitando daños humanos, materiales y sociales. En el presente trabajo se evalúan las ductilidades y distorsiones cíclicas de estructuras de concreto reforzado sometidos a sismos de larga duración considerando el daño estructural acumulado. Además, se proponen nuevos valores de ductilidades y distorsiones máximas de entrepiso que toman en cuenta el efecto de las demandas acumuladas, y cuyo objetivo es dar las bases para su incorporación en versiones futuras de reglamentos de construcción.

## **1.1 OBJETIVOS DE LA TESIS**

### **1.1.1 OBJETIVO GENERAL**

Obtener las ductilidades y distorsiones de entrepiso cíclicas en edificios de concreto reforzado sometidos a sismos de larga duración de la Ciudad de México.

### **1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Definir y diseñar los modelos estructurales.
- Seleccionar los registros sísmicos.
- Definir los parámetros que definen de los modelos de daño a utilizar.

- Modelar los edificios para análisis sísmicos.
- Efectuar los análisis sísmicos de empuje lateral estático.
- Escalamiento de los registros sísmicos.
- Someter los edificios de concreto reforzado a los registros sísmicos seleccionados hasta alcanzar cierto nivel de daño.
- Estimar la ductilidad cíclica de los edificios.
- Estimar la distorsión cíclica.
- Discusión de los resultados.

## **1.2 HIPOTESIS**

Es posible obtener ductilidades y distorsiones de entrepiso de diseño que tomen en cuenta las demandas de deformación plásticas acumuladas o de energía a partir de índices de daño, lo que da lugar a edificaciones más seguras ante eventos sísmicos.

## **1.3 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS**

El alcance de esta tesis se define en el Capítulo 1, donde se destaca la importancia de considerar el daño acumulado que experimentan las estructuras sometidas a excitaciones sísmicas y así mismo tener un control de las distorsiones cíclicas que estas experimentan, ya que los reglamentos vigentes no hacen consideraciones de las demandas plásticas acumuladas. Por otra

parte, se definen los elementos primordiales para la investigación y se establecen los objetivos y la hipótesis a desarrollar.

La base teórica se encuentra en el Capítulo 2, donde se explican los conceptos y métodos que se utilizarán para poder realizar la presente investigación.

El Capítulo 3 contiene la metodología que se llevara a cabo, la descripción de los edificios estudiados, como es su geometría, ubicación, uso de la edificación y tipo de suelo; así mismo las consideraciones que se harán para realizar los análisis sísmicos (modal espectral, estático no lineal y dinámicos no lineales) y se presentan los registros que se utilizarán.

Los resultados del diseño de los edificios y análisis sísmicos se presentan en el Capítulo 4, donde se muestran los resultados con base a dos estados de falla (a nivel elemento y a nivel entrepiso), considerando dos parámetros de demandas sísmica, las ductilidades cíclicas y distorsiones cíclicas.

Finalmente, las conclusiones se ilustran en el Capítulo 6.

## 2 MARCO TEÓRICO

### 2.1 DEFINICIONES BASICAS DE ENERGÍA SISMICA

Un movimiento sísmico introduce los siguientes dos tipos de energía a una estructura:

- a. Energía absorbida: está constituida por la energía cinética ( $E_k$ ) y la energía de deformación elástica ( $E_s$ ).
- b. Energía disipada: la estructura disipa energía por dos medios, amortiguamiento propio de la estructura ( $E_D$ ) y a través del comportamiento no lineal de los elementos estructurales, la cual se le conoce como energía histerética ( $E_H$ ).

A través de la ecuación de movimiento para sistemas de un grado de libertad (Ecuación 1), se obtiene la ecuación de balance de la energía (Ecuación 2), donde se relacionan todos los tipos de energía descritos anteriormente que intervienen en un movimiento sísmico [22].

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + f_s(x, \dot{x}) = -m \ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

$$E_k + E_D + E_s + E_H = E_I \quad (2)$$

La energía histerética ( $E_H$ ) juega un papel importante en el estudio del comportamiento no lineal de estructuras sometidas a movimientos sísmicos, esta se obtiene a partir de los ciclos de

histerésis (área bajo la curva esfuerzo-deformación, como se mostrará más adelante), la cual depende de las características mecánicas de los materiales. Debido a que esta energía está íntimamente relacionada con la historia de carga y deformaciones de una estructura, es un parámetro que permite dar una estimación razonable del daño estructural. Sin embargo, una de sus desventajas es que se pueden tener valores similares de energía histerética en un sistema que tenga gran resistencia y desarrolle pocos ciclos de carga, y en un sistema con poca resistencia y que desarrolle muchos ciclos de carga, cuando en realidad el daño que se presenta en ambos sistemas es completamente diferente [8, 13]. Debido a esto, surge la energía histerética normalizada ( $E_N$ ) que correlaciona mejor con el daño estructural, y está dada por la Ecuación 3, dicho parámetro captura información acerca de los efectos de la duración del movimiento sísmico o de las demandas acumuladas por deformaciones plásticas [23].

$$E_N = \frac{E_H}{F_y D_y} \quad (3)$$

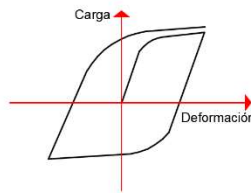
La habilidad de disipar energía histerética de un material dependerá principalmente de sus características mecánicas las cuales definirán el comportamiento cíclico de una estructura ante acciones sísmicas.

## **2.2 COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO**

Como se mencionó anteriormente, el comportamiento histerético de una estructura sometida a cargas cíclicas dependerá del tipo de materiales que la conforman. En otras palabras, de sus características mecánicas tales como: módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia rigidez, etc. Cuando una estructura se somete a cargas cíclicas puede exhibir un comportamiento elástico



que ocurre cuando la carga impuesta no es lo suficientemente grande para que se supere el esfuerzo de fluencia, o un comportamiento plástico cuando la deformación va más allá de la fluencia. La Figura 2.1 muestra de manera ilustrativa un ejemplo de un material sometido a cargas cíclicas.



*Figura 2.1. Ejemplo de comportamiento histérico de un material.*

Cuando el material es cargado en una dirección, se descarga u carga en dirección opuesta y se descarga se le llama ciclo de histéresis y ocurre una disipación de energía lo cual se denomina energía histérica. Por lo tanto, entre más grande sea el área bajo estas curvas mayor será la cantidad de energía histérica disipada.

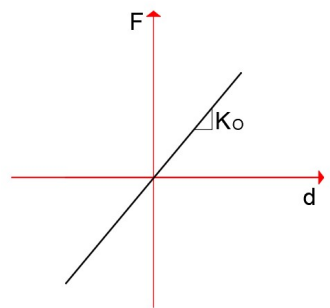
El estudio de los materiales y estructuras cuando incursionan en su intervalo inelástico es de vital importancia, debido a que en el diseño sísmico se permite que las estructuras tengan deformaciones plásticas sin llegar al colapso. A través de modelos histéricos se puede representar el comportamiento no lineal de los materiales ante cargas cíclicas o monotónicas crecientes.

A través de estudios enfocados al comportamiento de los elementos estructurales se han manifestado variables que intervienen en este, tales como: la forma de la sección transversal,

las propiedades de los materiales constitutivos, las características de adherencia entre ellos y el tipo y la magnitud de las cargas actuantes. A continuación, se describen los modelos de histéresis más relevantes utilizados en el análisis dinámico no lineal de estructuras.

### 2.2.1 MODELO LINEAL

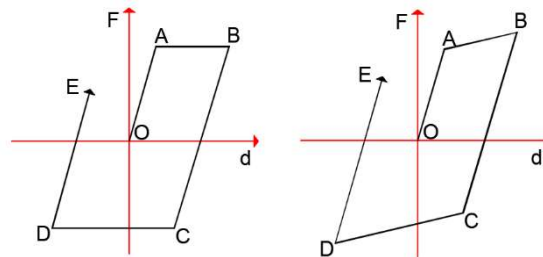
Es proporcional la fuerza y la deformación que se tiene en un elemento estructural, representa el comportamiento elástico del elemento o estructura. Es de los más sencillos y mayor uso en la ingeniería estructural. En la figura 2.2 se representa este tipo de modelo. La característica más importante de los elementos estructurales se obtiene del cociente de la fuerza entre la deformación, a esta relación se le denomina rigidez.



*Figura 2.2. Modelo histérico lineal.*

## 2.2.2 MODELO BILINEAL

También llamado modelo elastoplástico, ha sido utilizado por muchos investigadores. No toma en cuenta la degradación de la rigidez, por lo tanto, son empleados con bastante frecuencia para representar el comportamiento no lineal principalmente del acero [24, 25, 26]. Su comportamiento inicia en el estado elástico hasta que llega a un punto donde su esfuerzo de fluencia es superado y el material se comporta perfectamente plástico hasta que se alcanza la descarga donde el elemento se comporta en línea paralela igual que la línea elástica, pero con una deformación ya permanente. Para hacer la consideración del endurecimiento por deformación se asigna una pendiente positiva a la rigidez de la fluencia para simular las características de esta. La rigidez de la descarga después de la fluencia es igual a la rigidez elástica inicial [24], véase Figura 2.3.

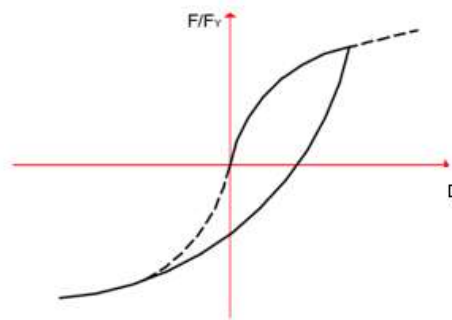


*Figura 2.3. Modelos histeréticos bilineales: perfectamente plástico y con endurecimiento por deformación.*

### 2.2.3 MODELO DE RAMBERG-OSGOOD

Expresa una relación de esfuerzo-deformación del metal por Ramberg-Osgood en 1943, describe la relación no lineal entre el esfuerzo y la deformación, esto es la curva esfuerzo-deformación y principalmente representa la curva del acero debido a que presenta endurecimiento por deformación plástica con una suave transición elastoplástica [24]. Ver

Figura 2.4



*Figura 2.4. Modelo histerético de Ramberg-Osgood.*

### 2.2.4 MODELO DE CLOUGH

Este modelo fue el punto de partida para representar de manera más apropiada la respuesta de estructuras de concreto en 1966 por Clough y Johnston, que sobre una base bilineal incluye una degradación de rigidez. La descarga desde la recta plástica se produce paralela a la recta elástica (ver Figura 2.5). Una vez producido un cambio de signo de carga, la recta de la rama de carga, en el nuevo sentido, se orienta hacia el punto de mayor deformación alcanzado en el proceso de carga previa [24].



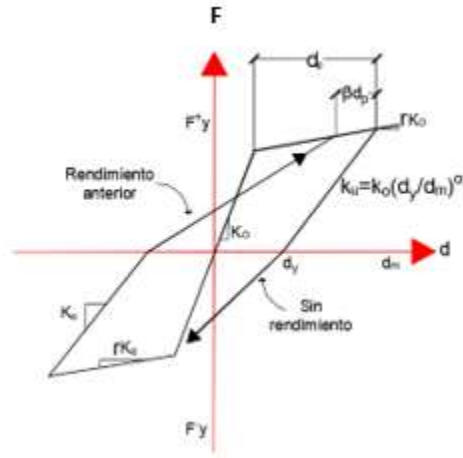


Figura 2.6. Representación del modelo de Takeda Modificado.

El modelo de Takeda es el más utilizado para representar el comportamiento de estructuras de concreto de reforzado, en las cuales es de vital importancia considerar la degradación de rigidez y resistencia que experimentarían los elementos estructurales debido a cargas cíclicas y reversibles. La Figura 2.7 muestra una prueba experimental del comportamiento de un elemento de concreto reforzado bajo cargas cíclicas. Nótese que el elemento muestra una degradación de rigidez y resistencia importante a medida que aumenta la amplitud y número de ciclos plásticos. En otras palabras, existe un aumento del daño en estructuras de concreto reforzado a medida que sufren mayores deformaciones.

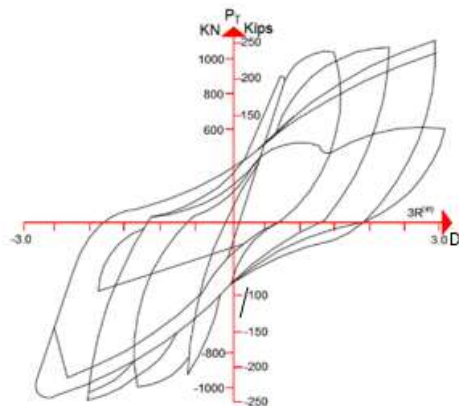


Figura 2.7. Relación esfuerzo-deformación de componentes estructurales de concreto reforzado.

## 2.3 DAÑO ESTRUCTURAL

La evaluación del daño producido en estructuras derivado por sismos nace de la necesidad de estimar y explicar el impacto de este sobre las estructuras existentes y prevenir a las futuras. Los primeros reglamentos de construcción dentro de sus normas para diseño sísmico de edificaciones consideraban como parámetro principal de diseño la demanda de resistencia lateral, revisando los desplazamientos laterales en la etapa final de diseño tan solo para satisfacer ciertos límites de servicio. Sin embargo, los daños estructurales que se presentan debido a movimientos sísmicos son producidos principalmente por los desplazamientos laterales que sufre la estructura, por lo que fue más adecuado considerar las demandas de desplazamiento como parámetro principal de diseño, particularmente cuando se requiere controlar el nivel de daño en la estructura. A medida que se van realizando más investigaciones, se ha concluido que considerar la energía como parámetro de diseño puede ser más eficiente ya que esta toma en cuenta el daño que un sismo puede generar en las estructuras debido a la fatiga de bajo ciclaje y el efecto de la duración. La mayoría de los cuantificadores de daño propuestos son función de las deformaciones plásticas o las cargas cíclicas repetidas o de ambas; el predominio de algunas de ellas dependerá del tipo de estructura y material constructivo. En el caso de estructuras dúctiles (estructuras de acero) el daño está más correlacionado con las deformaciones inelásticas, mientras que en sistemas frágiles (estructuras de concreto) el daño es mejor expresado en términos de la deformación máxima [28, 29].

En estructuras de concreto reforzado es fundamental controlar el número y magnitud de los ciclos de comportamiento histerético en sismos de larga duración ya que pueden llegar a producir daño o la falla debido a las grandes deformaciones plásticas y la intervención de

esfuerzos repetidos. La falla de elementos debido a cargas cíclicas repetidas es un fenómeno que se empezó a detectar y estudiar en el siglo XIX; este tipo de falla ocurre a niveles de esfuerzo menores que los producidos por cargas estáticas, por lo cual se empieza a considerar el método del daño acumulado en elementos sometidos a fatiga. Fajfar introduce el término de fatiga de bajo ciclaje lo cual se define como el estado de falla que se presenta en los elementos estructurales como consecuencia de su incursión cíclica repetida en el intervalo plástico de comportamiento, de tal manera que experimenten niveles de deformación significativamente menores a los de su capacidad de deformación última [16]. Así mismo la insistencia de algunos investigadores en la importancia de considerar las demandas acumuladas de deformación plástica llevaron al grupo de trabajo involucrado en el *Simposio Internacional de Metodologías de Diseño para la siguiente Generación de Códigos* a aclarar: “Deberá considerarse el daño acumulado (energía disipada) en el diseño sísmico de: estructuras con elementos que presentan deterioro rápido; sismos de larga duración. Deberá incluirse implícitamente la energía (o cualquier otra caracterización de los efectos de la duración) en la determinación de deformaciones objetivo que tomen en cuenta los efectos de la acumulación de daño en la capacidad de deformación última” [6, 22].

Terán [20] menciona que para determinar el daño en una estructura no es necesario considerar la forma en que la estructura disipa la energía plástica durante la excitación sísmica y tampoco es necesario conocer el número y magnitud de los ciclos de comportamiento plástico para estimar el nivel de daño estructural; sin embargo, resulta fundamental conocer la cantidad de energía plástica disipada para poder desarrollar espectros de respuesta, ya que a partir de la información derivada de los espectros de respuesta de un sistema de un grado de libertad se



puede estimar el daño en estructuras regulares de varios grados de libertad debido a que las demandas sísmicas exhiben tendencias muy similares. Los parámetros de daño basados en desplazamientos y/o deformaciones no dependen de la duración; sin embargo, los parámetros de daño acumulado, tales como la energía de histéresis disipada y la ductilidad acumulada si dependen de este [30]. Los efectos de las cargas cíclicas en miembros de concreto reforzado son de especial importancia debido a las características degradantes de estos. Por lo tanto, se puede concluir que, como la duración de los sismos influye directamente en este tipo de daños, es necesario que los códigos de diseño sísmico realicen una reformulación en donde se incluya, de una u otra forma la duración de los terremotos como variable a considerar. El daño acumulado en un intervalo de tiempo disminuye la capacidad de la estructura (generalmente mientras más grande es el intervalo de tiempo, hay mayor disminución de la capacidad estructural) o también depende de los ciclos de histéresis, puede que no sea muy larga la duración, pero con grandes cantidades de energía pueden producir el mismo nivel de daño. A medida que el daño en la estructura se acumula, también se incrementa la probabilidad de que incurra en un nivel de desempeño no adecuado, esto implica que entre mayor sea el daño de la estructura menor será la intensidad sísmica necesaria para sobrepasar una cierta condición de desempeño [29]. Se hace necesario cuantificar el daño producido por cargas cíclicas en las estructuras para tener conocimiento acerca del estado en el que estarían después de un movimiento sísmico. Por esta razón, se han propuesto parámetros que representen el daño en estructuras que se conocen como índices de daño que generalmente van desde cero (cuando la estructura no presenta ningún tipo de daño) hasta uno (cuando la estructura falla totalmente).

### 2.3.1 ÍNDICES DE DAÑO

La ingeniería estructural relaciona al daño con las deformaciones inelásticas, cuando los esfuerzos que una estructura puede soportar son rebasados (superan su fuerza de fluencia  $f_y$ ) y esta comienza a disipar energía. Existen distintos tipos de índice de daño, cada uno selecciona parámetros de respuesta diferente, algunos también hacen consideración de la degradación de rigidez. Dependiendo del nivel de evaluación del daño estructural los índices de daño pueden separarse en índices de daño locales e índices de daño globales. Un índice de daño local se refiere al nivel de daño ocasionado en una conexión o elemento estructural, mientras que el índice de daño global indica el daño generado en una estructura como un todo o en algunos de sus pisos. A continuación, se mencionan los modelos de daño más utilizados.

#### 2.3.1.1 ÍNDICE DE MINER

El índice de Miner también conocido como la regla del daño lineal propuesto en 1945, considera la acumulación de daño que produce la aplicación de cargas cíclicas de distintas magnitudes a través del tiempo, sin considerar el efecto que tiene la secuencia en que son aplicadas las cargas. La Ecuación 4 representa este índice que se obtiene de la relación del número de ciclos que incurren en la estructura en su rango plástico con los que puede soportar dicha estructura, agrupándolos y obteniéndolos por sus magnitudes y posteriormente sumando cada uno de estos.

$$ID_{MH} = \sum_{i=1}^{N_{ciclos}} \frac{n_i}{N_i} \quad (4)$$

Donde  $n_i$  son el número de ciclos que desarrolla la estructura debido al sismo y  $N_i$  el número total de ciclos que puede soportar la estructura.

### 2.3.1.2 ÍNDICE DE PARK Y ANG

Propuesto en 1985 para elementos y estructuras de concreto reforzado sujetas a cargas cíclicas, el índice de park y Ang ( $ID_{PA}$ ) es una combinación lineal del daño causado debido a deformaciones excesivas y el efecto de cargas cíclicas repetidas. Este parámetro se define a partir de la energía histerética normalizada, la demanda máxima de deformación y las demandas acumuladas de deformación plásticas que alcanza la estructura; así como factores que dependen de la configuración estructural y del ciclo histerético que estas presenten, no toma en cuenta la forma en que se disipa la energía plástica [31].

$$ID_{PA} = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE_{H\mu}}{F_y \delta_u} \quad (5)$$

$\delta_{max}$  corresponde a la demanda máxima de deformación durante el sismo,  $\delta_u$  la capacidad última de deformación del elemento,  $dE_{H\mu}$  diferencial de energía plástica,  $F_y$  es el esfuerzo de fluencia del material,  $\beta$  una constante que toma en cuenta el efecto de las demandas acumuladas de deformación plástica y se puede calcular con la Ecuación 6, o considerarlo 0.015 para estructuras de concreto. El  $ID_{PA}$  es para cada elemento que conforma un sistema estructural,

pero se puede calcular el daño para cada entrepiso con la Ecuación 7 y finalmente un daño global de la estructura, esto con la Ecuación 8.

$$\beta = \left( -0.165 + 0.315 \frac{l}{d} + 0.131 p_t \right) 0.84^{pw} \quad (6)$$

$$I_{Dentrepiso} = \frac{\sum_{i=1}^E ID_{PAi} E_{Hi}}{\sum_{i=1}^N E_{Hi}} \quad (7)$$

$$I_{DG} = \frac{\sum_{entrep=1}^E ID_{PAentrep} E_{Hentrep}}{\sum_{entrep=1}^N E_{Hentrep}} \quad (8)$$

A continuación, se muestra los intervalos de estado de daño para el índice de Park y Ang.

*Tabla 2.1. Intervalos de estado de daño de ID<sub>PA</sub>.*

<b>ID<sub>PA</sub></b>	<b>Estado de daño</b>
<b>0-0.1</b>	Sin daño
<b>0.1-0.25</b>	Daño menor, Bajo agrietamiento
<b>0.25-0.4</b>	Daño moderado, agrietamiento severo
<b>0.4-1</b>	Daño severo, aplastamiento del hormigón, armaduras expuestas
<b>1 y mas</b>	Colapso

Terán [13] estima el daño estructural mediante este índice en estructuras en suelos blandos y duros en el cual concluye que en suelos blandos el daño se subestima para estructuras en las cuales el periodo de la estructura se acerca al periodo del suelo y decrece cuando estos periodos se alejan. Por lo tanto, sugieren incrementar las demandas de resistencia obtenidas a partir de dicho índice (alrededor de 20% en caso de que el nivel de daño sea colapso incipiente) para un periodo igual al periodo dominante de la excitación en sistemas de un grado de libertad, resultados similares fueron obtenidos por Bojórquez et al. [8].

### 2.3.1.3 ÍNDICE DE TERAN Y JIRSA

Índice de daño basado en la idea de que la capacidad de disipación de energía plástica de una estructura de concreto reforzado no depende exclusivamente de sus características mecánicas, sino también en las particularidades de su historia de deformación. Este índice parte de ciclos histeréticos inmediatos de cada excursión sísmica para definir la acumulación de daño al igual que la demanda de energía para cada carga cíclica en rango inelástico. Toma en cuenta efectos de sismos de larga duración y características dinámicas del suelo blando, propiedades típicas del suelo de la Ciudad de México [10].

$$ID_{TJ} = \frac{NE_{H\mu} (2 - b)}{r(2\mu_u - 1)} \quad (9)$$

Donde  $b$  es un parámetro que caracteriza la estabilidad de los ciclos de histéresis,  $a$  es un parámetro que considera el contenido de energía del movimiento sísmico,  $NE_{H\mu}$  es la energía histerética normalizada,  $r$  es un factor de reducción menor que uno y  $\mu_u$  es la ductilidad última cíclica.

La Figura 2.8 muestra la relación que existe entre los índices de daño mencionados anteriormente aplicados al suelo blando de la ciudad de México. Se observa que la respuesta de cualquiera de los tres índices de daño será muy similar a las obtenidas a partir de los otros índices. Terán y Jirsa llegaron a estas conclusiones al de hacer la comparación del índice de daño propuesto por ellos en 2005 con los ya existentes en esos tiempos.

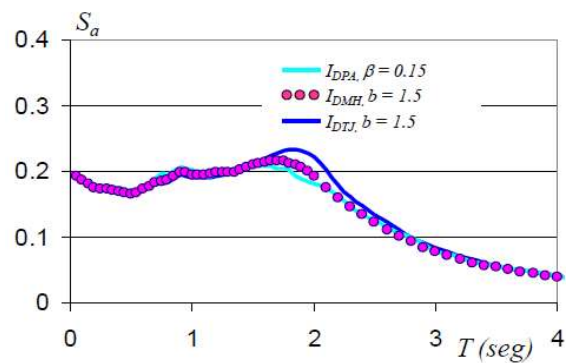


Figura 2.8. Resistencias laterales de diseño obtenidas a partir de tres modelos de daño para  $\mu=5$ , para suelo blando de la Ciudad de México (Terán y Jirsa, 2005).

#### 2.3.1.4 ÍNDICE DE DAÑO DE RODRÍGUEZ

Relativamente nuevo, el índice de daño de Rodríguez [21], permite estimar el daño en un sistema de múltiples grados de libertad, a través de un sistema equivalente de un grado de libertad. Se

basa en la energía disipada por un sismo y los factores que toma a consideración son los siguientes:  $\lambda$ , que depende de la configuración del suelo así como el sistema estructural que se utilice (marcos o muros),  $\Gamma$  que es el factor de participación que relaciona el sistema de varios grados de libertad con el equivalente de un grado de libertad así como la frecuencia del sistema, el período de vibración de la estructura y la altura total del edificio, por ultimo  $D_{rc}$  es un valor seleccionado para una distorsión global de referencia igual al 0.025.

$$I_d = \frac{\Gamma^2 E_H}{(2\pi\lambda D_{rc})^2} \quad (10)$$

## 2.4 DUCTILIDAD

Como se observó en los índices de daño, varios de ellos son función de parámetros relacionados con la energía y ductilidad, esta última definida como la habilidad de un material, estructura, miembro o conexión para entrar a su rango inelástico, provocando reducciones de rigidez y resistencia; así como deformaciones permanentes. Como se sabe, la ductilidad de desplazamiento es un parámetro de respuesta que en algunos casos es usado para evaluar el desempeño inelástico de estructuras. Haciendo consideración de la relación fuerza-deformación de una estructura durante la aplicación inicial de carga hasta la falla, se obtiene la Figura 2.9 la cual puede ser representada por una curva de comportamiento elastoplástico perfecto.

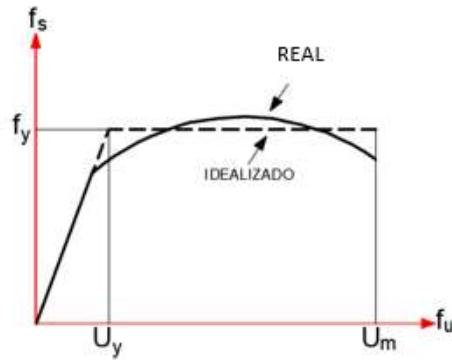


Figura 2.9. Curva fuerza-deformación: real e idealización elasto-plástica.

La deformación pico del sistema elasto-plástico se indica mediante  $u_m$ , que al ser normalizándolo con respecto a la deformación de fluencia  $u_y$ , nos da la ductilidad del sistema como se muestra en la Ecuación 11. Cabe mencionar que la ductilidad está asociada a la capacidad que tiene una estructura para introducirse en su rango no lineal, por lo tanto, entre más dúctil sea un edificio será más vulnerable al daño.

$$\mu_m = \frac{u_u}{u_y} \quad (11)$$

Cuando la ductilidad se obtiene de la gráfica de la Figura 2.9 no se consideran las demandas plásticas acumuladas que se generan debido a un evento sísmico. Por tal motivo se introduce el concepto de ductilidad cíclica ( $\mu_c$ ), la cual está definida por la relación del desplazamiento máximo que experimenta un edificio cuando se somete a una excitación sísmica y el



desplazamiento de fluencia. En particular, un espectro de ductilidad cíclica constante puede ser utilizado para identificar casos en los que la fatiga de bajo número de ciclos (debido a grandes cantidades disipadas de energía) pueda ser relevante durante el diseño. Además, es una base cuantitativa para estimar la resistencia lateral de diseño que debe proveerse a la estructura para controlar adecuadamente sus demandas acumuladas de deformación plástica durante su respuesta sísmica. Terán y Jirsa [27], evalúan espectros de resistencia para suelos blandos y suelos firmes. Comparando los resultados concluyen que para suelos firmes (Figura 2.10) no es necesario que se desarrollen los espectros de ductilidad acumulada ya que los espectros no muestran variaciones entre sí. Sin embargo, para suelos blandos es necesario prestar atención a los espectros de demanda acumulada debido a que en periodos cercanos al periodo del suelo (2 segundos) los espectros muestran diferencias donde queda por debajo el de ductilidad constante queda muy por debajo del espectro de demanda acumulada, como se observa en la Figura 2.11.

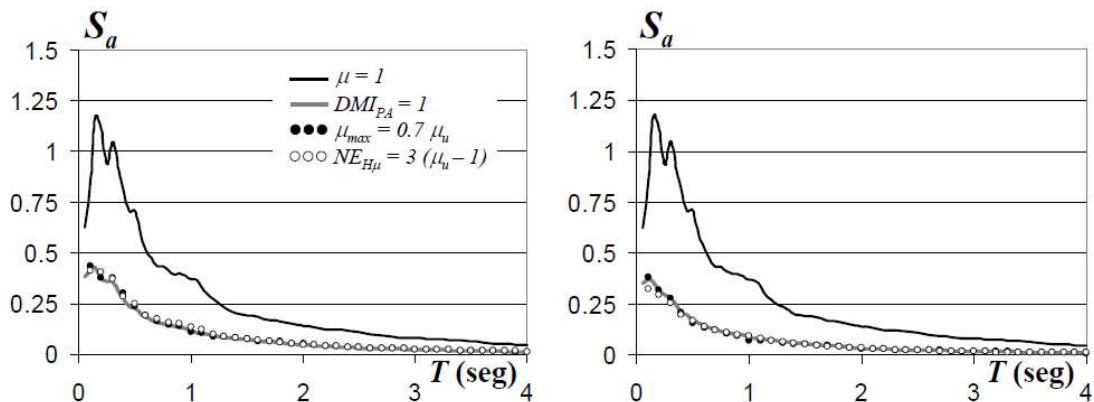


Figura 2.10. Espectros de resistencia de suelo duro con 5% de amortiguamiento crítico,  $\mu=5$  y  $\mu=6$  (Terán y Jirsa 2004).

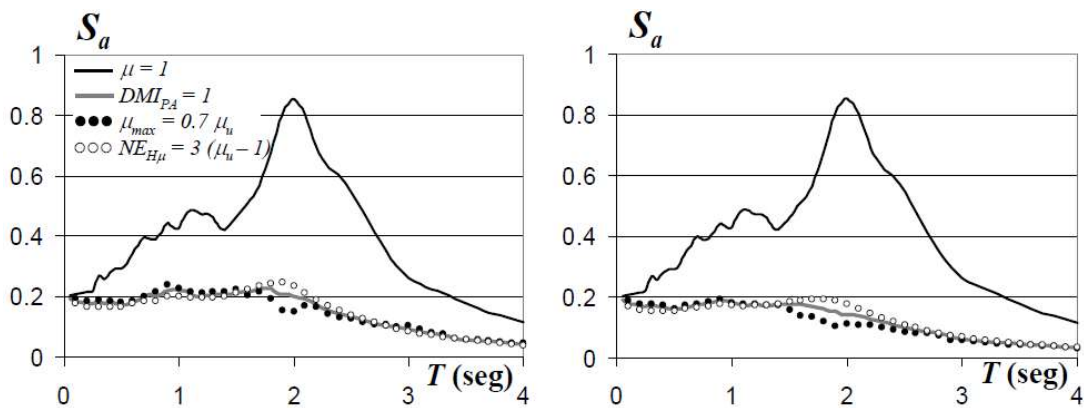


Figura 2.11. Espectros de resistencia de suelo blando de la Ciudad de México con 5% de amortiguamiento crítico,  $\mu = 5$  y  $\mu = 6$  (Terán y Jirsa 2004).

Bojórquez et al. [8], proponen nuevos factores de reducción de resistencia por ductilidad que incorporan el efecto de las demandas acumuladas basados en el concepto de ductilidad equivalente o máxima. Ellos concluyen que para periodos cortos en cualquier zona de las que establecía el reglamento de construcción del Distrito Federal, la influencia de la acumulación del daño por demandas plásticas es casi nula, lo que quiere decir que sus ductilidades no se reducen en gran escala. Las estructuras con periodos cercanos al periodo del suelo sufren las mayores reducciones en la ductilidad (50%-60%), cuando las estructuras se alejan del periodo del suelo se recomienda que no se reduzcan dichas ductilidades, ya que resultarían diseños muy conservadores.

## 2.5 DE LA DISTORSIÓN MÁXIMA A LA DISTORSIÓN CÍCLICA

A través del tiempo y numerosos esfuerzos de investigadores por entender las causas que originan que un edificio falle ante un sismo se ha logrado descubrir que el daño estructural y no estructural en una edificación se deriva a partir de los desplazamientos y/o movimientos laterales desproporcionados [32], siendo esta la razón por la cual los desplazamientos juegan un papel de suma importancia en el diseño y evaluación de una estructura sismorresistente. Entre más se incrementa este parámetro mayor será el daño o degradación que desarrollara el edificio por lo que es fundamental tener un control sobre estos.

Los reglamentos modernos se rigen en el control de desplazamientos, en particular en la distorsión de entrepiso, que es igual al cociente de la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso (Ecuación 12). Esta distorsión tiene la limitación que no toma en cuenta las deformaciones plásticas acumuladas.

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \frac{D_i - D_{i-1}}{H} \quad (12)$$

Sin embargo, es importante mencionar que la evaluación del desempeño estructural no solo se debe enfocar en las demandas de desplazamientos laterales máximos y/o permanentes, sino también orientar los análisis a la revisión de las demandas de energía histerética, dado que este

parámetro está estrechamente relacionado de igual manera con el daño estructural. Investigaciones previas han comparado índices de daño, basados en energía histerética y en demandas máximas de distorsión de entrepiso. Mediante estos índices evaluaron el daño en varios edificios de acero sometidos a registros de larga duración. Ellos observaron que el daño es mucho mayor y llega a un estado de falla más rápido cuando se utiliza un índice que considere las demandas acumuladas, es decir la energía histerética disipada [12, 33]. Por esta razón, con la finalidad de incluir las demandas de energía en el daño estructural de la forma tradicional como lo hacen los reglamentos de diseño sísmico, introducen una nueva medida de desempeño que se conoce como distorsión cíclica ( $\Upsilon_c$ ), la cual se obtiene de una relación de la medida de daño basada en energía y distorsión máxima de entrepiso. Esta distorsión generalmente es menor que la capacidad de distorsión máxima que sugieren los reglamentos de construcción vigentes.

## **2.6 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICOS**

Existen diversos procedimientos de análisis sísmicos, los cuales evalúan la capacidad estructural que posee una estructura de soportar demandas sísmicas. Estos métodos se dividen análisis lineales y no lineales y se pueden considerar estáticos o dinámicos.

### **2.6.1 LINEALES**

Se utilizan generalmente cuando las estructuras poseen una regularidad en planta y elevación y mantienen la relación lineal de esfuerzo-deformación. Los métodos más comunes de análisis en la comunidad de ingeniería estructural se mencionan a continuación:

### **2.6.1.1 MÉTODO ESTÁTICO (FUERZAS EQUIVALENTES)**

Considera el efecto de las acciones sísmicas a través de la aplicación de fuerzas laterales que se van incrementando conforme la altura del edificio respecto a la base crece. Estas fuerzas se aplican en el centro de masa de cada nivel, resultando un patrón de cargas con forma de triángulo invertido, que están asociadas a la demanda espectral correspondiente al periodo fundamental de la estructura. Generalmente se utilizan cuando la estructura posee una regularidad estructural en planta y elevación. Una de las desventajas es que no se predicen mecanismos de falla ni se toma en cuenta la redistribución de fuerzas en el proceso de la cadencia.

### **2.6.1.2 MODAL ESPECTRAL**

Es un método que toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo en la respuesta. Existen varios modos en que una estructura puede vibrar u oscilar, cada modo tiene su propia deformada característica y periodo asociado diferente, lo que quiere decir que, una estructura sometida a un sismo vibrara según una combinación de diferentes modos de vibración, por lo general los códigos de diseño seleccionan los modos que cuenten con un alto porcentaje de masa trasnacional.

El principal objetivo es obtener los desplazamientos y fuerzas en elementos de un sistema estructural. El fundamento teórico de este modelo se basa en que la vibración del suelo se transporta a la estructura por medio de los elementos estructurales, ocasionado que las masas sean desplazadas de sus coordenadas de origen de manera relativa respecto al suelo. La relación entre la aceleración de la base (sismo) y los desplazamientos que se generan en el edificio

dependen del periodo propio de la estructura y su amortiguamiento. Este método se basa en obtener los desplazamientos y aceleraciones máximas que se generan en cada modo de vibrar de la estructura a través de un espectro de diseño con algunas consideraciones expuestas en los códigos de construcción. Los valores máximos se combinan por medio de la combinación cuadrática completa (CQC), la cual correlaciona los valores modales máximos para obtener los valores más probables de desplazamiento y fuerzas.

## **2.6.2 NO LINEALES**

Este tipo de análisis representa una manera más realista del desempeño estructural de los edificios cuando se someten a excitaciones sísmicas ya que hace consideración del detallado de las secciones que conforman al sistema estructural; así mismo considera la no linealidad de los materiales y su geometría. Con este tipo de análisis también se puede conocer la secuencia de plastificación de los elementos estructurales

### **2.6.2.1 DE EMPUJE LATERAL ESTÁTICO (PUSHOVER)**

Método simple y eficiente que permite obtener la capacidad-deformación que tiene una estructura bajo una distribución de fuerzas aplicadas. Existen diversos patrones de carga lateral que se pueden aplicar (constante, lineal, parabólicas, etc.), las cuales se incrementan de manera monótonica hasta que la estructura alcanza la capacidad máxima. Con esto es posible identificar cuando ocurre el agrietamiento, cadencia y falla de cada uno de los elementos estructurales. Además, se obtiene la gráfica de la historia de deformaciones y cortantes basales, conocida como curva de capacidad (ver Figura 2.12). A través de esta grafica se conoce la ductilidad

monotónica que experimenta la estructura a nivel global o local mediante la relación del desplazamiento último ( $D_u$ ) y el desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ).

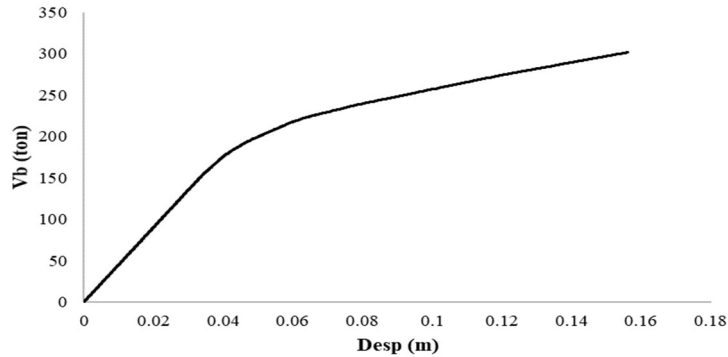


Figura 2.12. Curva de capacidad (análisis pushover).

### 2.6.2.2 DINÁMICO NO LINEAL (PASO A PASO)

Este método es más refinado que los anteriores, no es muy común debido al grado de complejidad que tiene desarrollarlo, se utiliza cuando las edificaciones son de importancia. Las acciones sísmicas son variables con el tiempo ya que se someten a registros sísmicos reales o sintéticos, los elementos estructurales están modelados con características no lineales, así como su geometría. Los resultados que arroja este tipo de análisis se asemejan un poco más a la realidad que los otros.

### 2.6.2.3 DINÁMICO INCREMENTAL

Para evaluar el desempeño sísmico que tendrá un edificio a distintos niveles de intensidad sísmica se realizan los análisis dinámicos incremental ADI. Este consiste en someter la estructura a la acción de un registro sísmico e ir incrementando la intensidad de este.

Existen diferentes medidas de intensidad sísmica que tienen el propósito de reflejar el poder destructivo de un movimiento sísmico y que presenten una buena relación con la respuesta estructural. Se han propuesto medidas de intensidad sísmica como lo son las no escalables, compuestas por la magnitud de momento, duración o la magnitud de Mercalli modificada, y las escalables que están formadas por la aceleración máxima del suelo ( $A_{ms}$ ), velocidad máxima del Suelo ( $V_{ms}$ ) y la pseudo-aceleración espectral amortiguada en el primer modo de la estructura ( $S_a(T_1, 5\%)$ ). En este trabajo de investigación se utiliza la pseudo-aceleración en el modo fundamental de vibración de la estructura.

El escalamiento de los registros sísmicos hace que la estructura responda en sus diferentes rangos de comportamiento, que van desde el elástico hasta el inelástico y finalizando en el colapso.

Los pasos que se siguen para el escalamiento son los siguientes:

- Obtener el espectro de respuesta elástico en términos de pseudo-aceleración
- Determinar del espectro la pseudo-aceleración correspondiente al periodo fundamental de la estructura.
- Determinar el factor de escala  $F_e$ , dado por la relación del nivel de intensidad o pseudo-aceleración deseada,  $S_{ad}$  respecto a la pseudo-aceleración real,  $S_{ar}$ , ver Ecuación 13.



$$F_e = \frac{S_{ad}}{S_{ar}} \quad (13)$$

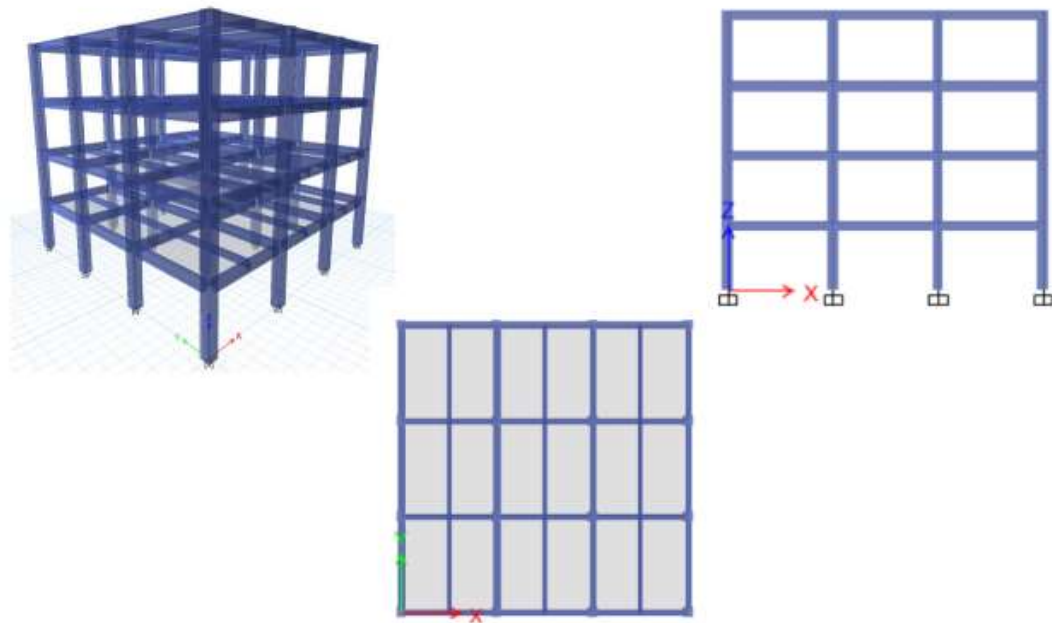
- Y por último multiplicar el registro sísmico por el factor de escala obtenido.

## **3 METODOLOGÍA**

En este capítulo se describe el procedimiento que se lleva a cabo en la presente investigación para determinar las ductilidades y distorsiones cíclicas que desarrollan los edificios en estudio.

### **3.1 DISEÑO DE EDIFICIOS**

Se proponen 4 edificios de concreto reforzado, con marcos resistentes a momentos de 4, 8, 12 y 16 niveles con alturas de entrepiso de 4.0 m y 3 crujías en ambas direcciones con una longitud de 6 m. De forma ilustrativa, la Figura 3.1 muestra el edificio de 4 niveles. Nótese que el resto de los edificios son similares, con la única diferencia en el incremento del número de niveles. El uso que se le asigna a los edificios es de oficinas y/o despachos, para el análisis de cargas gravitacionales se consideran las cargas permanentes, siendo estas las que hacen consideración del peso total de la estructura con base a los pesos específicos de los materiales con el que se construye, y las cargas variables (viva máxima y viva instantánea), las cuales sus valores se especifican en las NTC-2017 y están en relación al uso que tendrá la edificación. Para las uniones de las vigas y columnas se hace consideración del teorema viga débil columna fuerte.



*Figura 3.1. Edificio de 4 niveles.*

Una vez que se tiene definido el diseño estático se pasa a evaluar las acciones sísmicas mediante un análisis modal espectral, para este proceso se hace consideración del aporte de rigidez que tienen las losas, las cuales se consideran como diafragma rígido, lo que indica que todos los nodos que están a una misma altura se mueven en conjunto como un todo. Debido a que se trata de edificios regulares se hace la suposición de que los entrepisos no experimentan excentricidades, sin embargo, el Reglamento establece considerar una excentricidad accidental que va en aumento conforme una estructura aumenta su número de niveles. Los centros de masa y rigidez, así como las masas de rotación y traslación las calcula automáticamente el programa Etabs. Se supone que todos los edificios se localizan en las coordenadas: 19.393 latitud y -99.147 longitud, que hacen referencia a la Zona III (Zona del lago) de la Ciudad de México. Las estructuras pertenecen al grupo B que corresponde a oficinas según el Reglamento. Para el

diseño estructural se consideran las inercias agrietadas, en el caso de vigas igual a 50% y columnas a 70% de la inercia gruesa. Mediante el software SASID se determina el espectro elástico de diseño, el cual se modifica tomando en cuenta los siguientes factores: factor de comportamiento sísmico  $Q'$ , sobre-resistencia  $R$ , irregularidad e hiperestaticidad. El diseño se realiza mediante un proceso iterativo, que consiste en proponer diferentes dimensiones de vigas y columnas hasta que se cumplan los requisitos de desplazamiento y resistencia que establece el Reglamento de la Ciudad de México.

$Q'$  se obtiene mediante las Ecuaciones 14-6, donde se aprecia que está relacionado al factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) y los periodos característicos que delimitan la meseta del espectro,  $T_a$  y  $T_b$ .

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} ; \text{ si } T \leq T_a & (14) \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} ; \text{ si } T_a < T \leq T_b & (15) \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} ; \text{ si } T > T_b & (16) \end{cases}$$

El factor de sobre-resistencia  $R$  se determina mediante la Ecuación 17

$$R = K_1 R_0 + K_2 \quad (17)$$

Donde  $R_0$  es un factor de sobre-resistencia que está sujeto al tipo de sistema estructural y toma valores de:

- 2.0 para estructuras de mampostería y sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor Q de 3 o mayor.
- 1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3.

$k_1$  es un factor de corrección por hiperestaticidad que toma valores de:

- 0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujiás resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos resistentes al sismo en la dirección normal a la del análisis.
- 1.0 para estructuras de mampostería y sistemas estructurales de acero, concreto o compuestos que tengas tres o más crujiás resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.
- 1.25 para sistemas estructurales duales.

$k_2$  es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$K_2 = 0.5 \left[ 1 - \left( \frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \quad (18)$$

Las Ecuaciones 14-18 se utilizan para obtener el espectro de diseño reducido o inelástico. Este análisis se lleva a cabo en el software Etabs, donde el edificio debe de cumplir con las distorsiones máximas de entrepiso para los estados de servicio y colapso permisibles ( $\gamma_{max}$ ) que se indican en la Tabla 3.1 .Además, el cortante basal mínimo de diseño que establecen las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México debe ser mayor o igual a  $a_{min}W_o$ ,

donde  $a_{min}$ , es la aceleración en fracción de la gravedad y  $W_o$  el peso total de la estructura, en caso de no cumplirse esto, se incrementan las fuerzas de diseño en una proporción tal que  $V_o$  iguale ese valor.

Tabla 3.1. Distorsiones establecidas en las NTC-2020.

<b>Distorsiones Máximas por colapso (<math>\gamma_{max}</math>)</b>		
<b>Factor Q</b>	<b>Limitación de daños</b>	<b>Colapso</b>
<b>2</b>	0.004	0.015
<b>4</b>	0.004	0.030

Cada edificio se diseña con dos factores distintos de comportamiento sísmico, para estudiar el desempeño sísmico de los edificios con distintas capacidades de ductilidad. Cabe mencionar que, para establecer el valor del factor de comportamiento sísmico, la estructura debe cumplir con los requisitos que establece la Tabla 4.2.1 de las Normas Técnicas. Los edificios obtenidos del diseño estructural serán sometidos en primer lugar a análisis de empuje lateral estáticos y posteriormente a análisis sísmicos no lineales con registros reales, con el propósito de tener resultados más refinados de su desempeño sísmico, tanto a nivel global como local.

## **3.2 SELECCIÓN Y ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SÍSMICOS**

Para determinar el desempeño sísmico de los edificios en estudio se realizan análisis dinámicos no lineales paso a paso, donde los edificios son sometidos a la acción de movimientos sísmicos

representativos del sitio en el que se supone se encuentran desplantados. En esta investigación se consideran 31 registros sísmicos correspondientes a suelo blando de la Ciudad de México, los cuales se muestran en la Tabla 3.2.

A fin de representar diferentes eventos sísmicos y poder conocer el desempeño sísmico de los edificios, los registros se escalan para distintos niveles de intensidad hasta que alcancen la falla del sistema; es decir, que el nivel de daño sea igual a la unidad. En este estudio se consideran dos criterios para medir el daño estructural. La medida de intensidad sísmica que se utiliza es la pseudo-aceleración en el periodo fundamental de la estructura  $Sa(T_1)$ , y se consideran las dos componentes horizontales ortogonales (x, y); así mismo se utiliza la combinación de estos componentes a través de la media geometría, ver Ecuación 19.

$$IS = \sqrt{(F_{e1})^2 + (F_{e2})^2} \quad (19)$$

Donde, IS es la medida de intensidad sísmica en dos direcciones y  $F_{e1}$  y  $F_{e2}$  son las componentes horizontales de la misma.

### **3.3 SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE DEMANDA SÍSMICA**

Para el análisis y evaluación de los edificios se utilizan los siguientes parámetros de demanda sísmica:

- Distorsión máxima de entrepiso (monotónica y cíclica)
- Ductilidad global del edificio (monotónica y cíclica)
- Índice de daño local con el Índice de daño de Park Y Ang ( $ID_{PA}$ )

### **3.4 DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS**

Una vez seleccionados los parámetros de demanda sísmica con los que se evaluara el desempeño sísmico de los edificios se realizan los análisis no lineales en el software Ruaumoko 3D. Para la presente investigación se realizan análisis estáticos no lineales (pushover) con la finalidad de conocer el desplazamiento ultimo y de fluencia que experimentan los modelos estructurales; así mismo se realizan los análisis dinámicos no lineales paso a paso, donde los edificios se someten a la acción sísmica de registros reales, de estos análisis se extraen los desplazamientos máximos y distorsiones cíclica que experimentan los modelos.

### **3.5 SELECCIÓN DE PARÁMETROS DE DEMANDA SÍSMICA**

Para el análisis y evaluación de los edificios se utilizan los siguientes parámetros de demanda sísmica:

- Distorsión máxima de entrepiso (monotónica y cíclica)
- Ductilidad global del edificio (monotónica y cíclica)
- Índice de daño local con el Índice de daño de Park Y Ang ( $ID_{PA}$ )
- 

### **3.6 DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS EDIFICIOS**

Una vez seleccionados los parámetros de demanda sísmica con los que se evaluara el desempeño sísmico de los edificios se realizan los análisis no lineales en el software Ruaumoko 3D. Para la presente investigación se realizan análisis estáticos no lineales (pushover) con la finalidad de conocer el desplazamiento ultimo y de fluencia que experimentan los modelos estructurales; así

mismo se realizan los análisis dinámicos no lineales paso a paso, donde los edificios se someten a la acción sísmica de registros reales, de estos análisis se extraen los desplazamientos máximos y distorsiones cíclica que experimentan los modelos.

### **3.6.1 MODELACIÓN DE LOS EDIFICIOS EN RUAUMOKO**

Este programa permite hacer análisis lineales y no lineales ya sean estáticos o dinámicos. Es una herramienta de mucha utilidad para el ámbito de la ingeniería ya que cuenta con una amplia disponibilidad de aplicaciones para el modelado de la estructura y considera un gran número de reglas de histéresis para representar el comportamiento de los elementos. Para realizar estos análisis en el software antes mencionado se hacen las siguientes consideraciones:

- Se proponen tres grados libertad por nivel: desplazamientos laterales en X y Z, y giro en Y.
- Se considera que todas las columnas de la base están empotradas.
- El amortiguamiento crítico de la estructura se considera del 5%.
- Los elementos de concreto reforzado se suponen tipo FRAME, con un comportamiento histéretico basado en el Modelo de Takeda Modificado que hace referencia a la reducción de rigidez mediante los siguientes factores: Factor de comportamiento bilineal ( $r$ ), Factor de reducción de descarga ( $\beta$ ) y Factor de reducción de rigidez en descarga ( $\gamma$ ), dándoles un valor de 0.04, 0.6 y 0.4 respectivamente.
- Las resistencias de las columnas se obtienen a través de los respectivos diagramas de interacción.



- Las vigas trabajan solamente a flexión, por lo tanto, la resistencia axial es cero. Para conocer los momentos de fluencia se realizan los diagramas momento-curvatura de cada sección.
- Las longitudes de bloque rígido correspondiente a las conexiones se consideran como la mitad de la base de la columna para vigas y la mitad del peralte de las vigas para las columnas.
- Las longitudes plásticas de las vigas se obtuvieron a través de las ecuaciones de Corley (1966) y para columnas con las de Pirestley and Park (1987).
- Para la evaluación del daño se utiliza el índice de Park y Ang, el factor  $\beta$  se considera igual a 0.015.
- Para los análisis estáticos no lineales se considera una distribución de cargas triangulares a lo largo de la altura y se obtienen a través de la Ecuación 20. Estas cargas se van aplicando gradualmente hasta alcanzar la falla del sistema, que es considerada cuando una viga de cualquier nivel alcanza su momento ultimo de resistencia el cual se obtiene a través del diagrama curvatura.

$$F_r = \frac{W_r h_r}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} V_b \quad (20)$$

- En los análisis dinámicos no lineales paso a paso, los edificios se someten a la acción sísmica de los 31 registros mencionados en la Tabla 3.2, estos se escalan hasta que alcancen los criterios de falla.

Tabla 3.2. Registros de suelo blando considerados en este estudio.

Nº	ID	FECHA DEL SISMO	COORDENADA DEL EPICENTRO	MAGNITUD	ESTACIÓN
1	VG09	97-01-11	17.910 N; 103.04 W	6.9	VALLE GÓMEZ
2	VG09	95-10-09	18.74 N; 104.67 W	7.3	VALLE GÓMEZ
3	TL08	89-04-25	16.603; 99.400	6.9	TLATELOLCO
4	TL08	95-09-14	16.31; 98.88	7.4	TLATELOLCO
5	TL08	97-01-11	17.91; 103.04	6.9	TLATELOLCO
6	GA62	89-04-25	16.603; 99.400	6.9	GARIBALDI
7	GA62	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	GARIBALDI
8	GA62	95-10-09	18.74; 104.67	7.3	GARIBALDI
9	GA62	97-01-11	17.9; 103	6.9	GARIBALDI
10	AL01	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	ALAMEDA
11	AL01	89-04-25	16.603; 99.4	6.9	ALAMEDA
12	TL55	89-04-25	16.603; 99.4	6.9	TLATELOLCO
13	TL55	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	TLATELOLCO
14	LI58	95-10-09	18.74; 104.67	7.3	LIVERPOOL
15	LI58	97-01-11	17.9; 103	6.9	LIVERPOOL
16	CO56	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	CORDOBA
17	CO56	95-10-09	18.74; 104.67	7.3	CORDOBA
18	CO56	97-01-11	17.9; 103	6.9	CORDOBA
19	CJ03	89-04-25	16.603; 99.4	6.9	C.U. JUAREZ
20	CJ03	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	C.U. JUAREZ
21	CJ03	95-10-09	18.74; 104.67	7.3	C.U. JUAREZ
22	CJ03	97-01-11	17.91; 103.04	6.9	C.U. JUAREZ
23	CJ04	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	CUJP
24	CJ04	95-10-09	18.74; 104.67	7.3	CUJP
25	CJ04	97-01-11	17.9; 103	6.9	CUJP
26	SCTI	85-09-19	18.08; 102.942	8.1	SCT B-1
27	SCT2	89-04-25	16.603; 99.4	6.9	SCT B-2
28	SP51	89-04-25	16.603; 99.4	6.9	SECTOR POPULAR
29	SP51	95-09-14	16.31; 98.88	7.2	SECTOR POPULAR
30	SP51	95-10-09	18.74; 104.67	7.3	SECTOR POPULAR
31	SP51	97-01-11	17.91; 103.04	6.9	SECTOR POPULAR

## 4 RESULTADOS

En este capítulo se muestran los resultados que se obtienen a través de seguir con la metodología presentada en el capítulo 3 para los edificios en estudio.

### 4.1 DISEÑO DE EDIFICIOS

Se realiza el análisis de las cargas que estarán presentes en los edificios (permanentes y variables), tomando en cuenta materiales, instalaciones y sobrecarga, la carga permanente se obtiene considerando los materiales de la Tabla 4.1 para azotea y Tabla 4.2 para entrepiso. Para las cargas variables (carga viva máxima y carga viva instantánea) se revisa la Tabla 6.1.1 de las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017 perteneciente a la sección de Criterios y Acciones para el Diseño Estructural, las cuales se muestran en la Tabla 4.3.

*Tabla 4.1. Acciones permanentes para azotea.*

<b>Carga muerta en losa maciza de azotea de 12.00 cms de espesor</b>		
<b>Impermeabilizante=</b>	10.00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Entortado=</b>	63.00	Kg/m <sup>2</sup> 3.00 cms de pasta c-a
<b>Relleno Tierra=</b>	150.00	Kg/m <sup>2</sup> 10.00 cms en promedio
<b>Losa maciza=</b>	288.00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Plafón=</b>	30.00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Sobrecarga=</b>	30.00	Kg/m <sup>2</sup> instalaciones eléctricas y sanitarias
<b>Reglamento=</b>	40.00	Kg/m <sup>2</sup> NTC 2017
<b>Cm=</b>	<b>611.00</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

Tabla 4.2. Acciones permanentes para entrepiso.

<b>Carga muerta en losa maciza de entrepiso de 12.00 cms de espesor</b>		
<b>Vitropiso=</b>	15.00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Pegavitro=</b>	10.00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Pasta c-a=</b>	105.00	Kg/m <sup>2</sup> 5.00 cms de pasta c-a para nivelar
<b>Losa maciza=</b>	288.00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>Plafón=</b>	45.00	Kg/m <sup>2</sup> 3.00 cms de yeso
<b>Sobrecarga=</b>	30.00	Kg/m <sup>2</sup> instalaciones eléctricas y sanitarias
<b>Reglamento=</b>	40.00	Kg/m <sup>2</sup> NTC 2017
<b>Cm=</b>	<b>528.00</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

Tabla 4.3. Acciones variables.

<b>Carga viva en losa de azotea</b>	
Carga viva máxima=	100 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva instantánea=	70 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga viva en losa de entrepiso</b>	
Carga viva máxima=	250 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva instantánea=	180 kg/m <sup>2</sup>

Después de realizar el análisis de cargas gravitacionales se obtienen los centros de masa y rigideces, que por tratarse de estructuras regulares se ubican en el centro de cada entrepiso, así

mismo no cuenta con excentricidad; sin embargo las NTC establecen una excentricidad accidental que se tiene que considerar, la cual va en incremento conforme el edificio se vuelve más alto y se ubica en dirección perpendicular a la de análisis, después se calculan las masas de rotación y traslación que harán que el edificio produzca una torsión al momento de recibir las acciones sísmicas. Cabe mencionar que Etabs calcula de manera automática los centros de masa y rigidez, así como las masas de rotación y traslación, por lo tanto, solo se calculan las excentricidades accidentales. Finalmente, para estimar las acciones sísmicas de diseño se realiza un análisis modal espectral, obteniendo los espectros de diseño a través del software SASID y considerando los siguientes parámetros:

- Factor de importancia: 1.0
- Factor de comportamiento sísmico (Q): 2.0 y 4.0
- Factor de irregularidad: 1.0
- Factor de sobre-resistencia (R): 1.75 y 2.0 (dependiendo del factor de comportamiento sísmico)
- Factor de hiperestaticidad: 1.25

Los espectros de diseño elásticos e inelásticos se muestran en la Figura 4.1. Se puede observar que entre mayor es el factor de comportamiento sísmico, mayor es la reducción del espectro de diseño elástico, por lo cual se requiere de una menor resistencia para soportar la demanda sísmica.

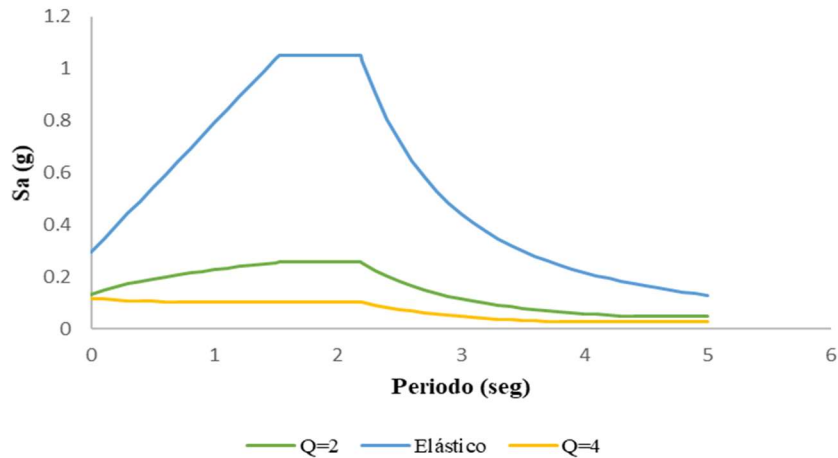


Figura 4.1. Espectros de diseño, elástico e inelásticos.

Una vez construido el espectro de diseño para el factor de comportamiento sísmico seleccionado se ingresa en el software Etabs y se ejecuta para conocer los elementos mecánicos actuantes y verificar que el edificio cumpla con las resistencias y distorsiones máximas de entrepiso establecidas en las NTC 2020 que, el valor límite de las distorsiones se mencionan en la Tabla 3.2. El proceso del diseño es iterativo ya que no siempre la primera propuesta de secciones es la definitiva en los edificios. Las Tablas 4.4-4.11 muestran las secciones finales de los 8 edificios, se puede apreciar que, entre mayor es el factor de comportamiento sísmico, las estructuras requieren secciones menores, así como una cuantía menor de acero. Por lo tanto, los periodos de vibración (ver Tabla 4.12) con  $Q=4$  resultan mayores a los de  $Q=2$ , dando como resultado estructuras más flexibles y vulnerables a eventos sísmicos.

Tabla 4.4. Secciones finales, E4NQ2.

<b>E4NQ2</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Viga</b>		<b>Columna</b>	
	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>
<b>1-2</b>	30X60	5Ø7/8"	60X60	8Ø1 1/4"
<b>3-4</b>	30X60	4Ø7/8"	60X60	8Ø1 1/4"

Tabla 4.5. Secciones finales, E4NQ4.

<b>E4NQ4</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Viga</b>		<b>Columna</b>	
	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>
<b>1-2</b>	30X60	3Ø1"	50X50	8Ø1"
<b>3-4</b>	25X50	4Ø3/4"	45X45	12Ø1"

Tabla 4.6. Secciones finales, E8NQ2.

<b>E8NQ2</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Viga</b>		<b>Columna</b>	
	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>
<b>1-3</b>	45X90	5Ø1 1/4"	80X80	12Ø1 1/2"
<b>4-6</b>	45X90	6Ø1"	70X70	16Ø1 1/2"
<b>7-8</b>	30X60	3Ø1"	60X60	24Ø1"

Tabla 4.7. Secciones finales, E8NQ4.

<b>E8NQ4</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Viga</b>		<b>Columna</b>	
	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>
<b>1-3</b>	40X80	4Ø1"	70X70	20Ø3/4"
<b>4-6</b>	40X80	4Ø1"	60X60	20Ø3/4"
<b>7-8</b>	25X50	3Ø1"	50X50	16Ø1"

Tabla 4.8. Secciones finales, E12NQ2.

<b>E12NQ2</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Viga</b>		<b>Columna</b>	
	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>
<b>1-3</b>	60X120	6Ø1 1/4"	90X90	32Ø1 1/4"
<b>4-6</b>	60X120	6Ø1 1/4"	85X85	36Ø1 1/4"
<b>7-9</b>	50X100	5Ø1 1/4"	80X80	32Ø1 1/4"
<b>10-12</b>	35X70	5Ø1"	75X75	28Ø1"



Tabla 4.9. Secciones finales, E12NQ4.

<b>E12NQ4</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Viga</b>		<b>Columna</b>	
	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>
<b>1-3</b>	50X100	5Ø1"	80X80	32Ø3/4"
<b>4-6</b>	50X100	5Ø1"	75X75	20Ø"1
<b>7-9</b>	45X90	6Ø7/8"	70X70	40Ø1/2"
<b>10-12</b>	35X70	5Ø3/4"	65X65	32Ø5/8"

Tabla 4.10. Secciones finales, E16NQ2.

<b>E16NQ2</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Viga</b>		<b>Columna</b>	
	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>
<b>1-4</b>	80X160	5Ø1 1/2"	110X110	36Ø1 1/2"
<b>5-8</b>	80X160	5Ø1 1/2"	110X110	32Ø1 1/4"
<b>9-12</b>	65X130	4Ø1 1/2"	100X100	28Ø1 1/2"
<b>13-16</b>	50X100	7Ø1"	100X100	28Ø1 1/4"

Tabla 4.11. Secciones finales, E16NQ4.

<b>E16NQ4</b>				
<b>Nivel</b>	<b>Viga</b>		<b>Columna</b>	
	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>	<b>Sección (cm)</b>	<b>Armado</b>
<b>1-4</b>	60X120	6Ø1"	100X100	20Ø1"
<b>5-8</b>	55X110	6Ø1"	100X100	16Ø1"
<b>9-12</b>	50X100	5Ø1"	90X90	16Ø1"
<b>13-16</b>	40X80	4Ø"1	80X80	24Ø3/4"

Tabla 4.12. Periodos estructurales de los edificios.

<b>Niveles</b>	<b>Te (s)</b>	
	<b>Q=2</b>	<b>Q=4</b>
<b>4</b>	0.659	0.814
<b>8</b>	0.760	0.951
<b>12</b>	0.881	1.102
<b>16</b>	0.933	1.18

Las distorsiones máximas de entrepiso que desarrollan los edificios se muestran en las Figuras 4.2-4.9. Las solicitaciones de diseño son distintas para cada modelo. Se observa que en el edificio E4NQ2 la distorsión por colapso rige el diseño, mientras que en los modelos E8NQ2, E12NQ2 y E16NQ2 es la resistencia nominal de las secciones, por último, en los edificios E4NQ4, E8NQ4, E16NQ2 y E12NQ4 la distorsión de servicio es la que rigió el diseño estructural.

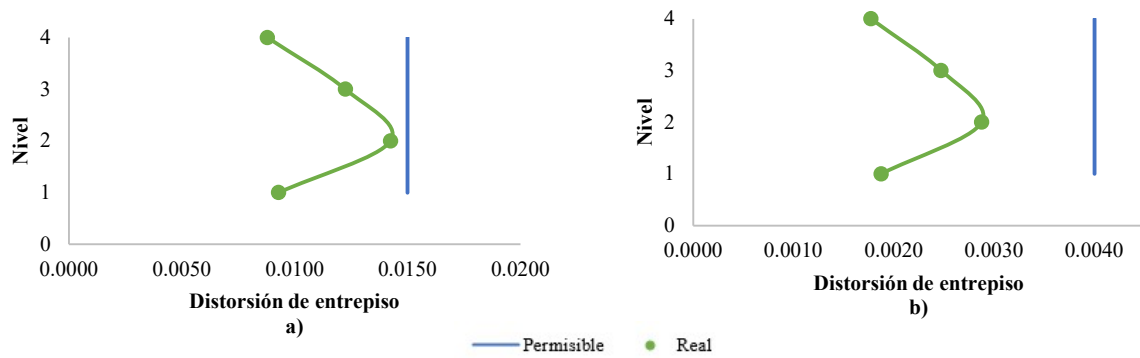


Figura 4.2. Distorsiones E4NQ2, a) Colapso b) Servicio.

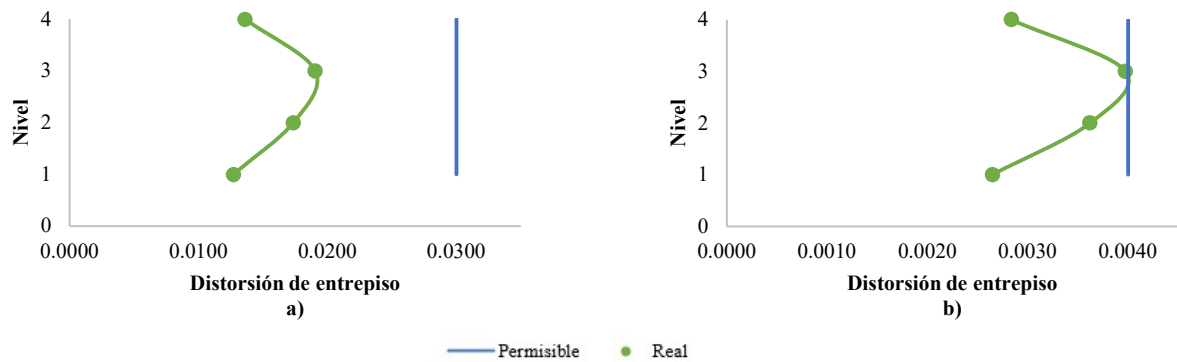


Figura 4.3 Distorsiones actuantes E4NQ4, a) Colapso b) Servicio.

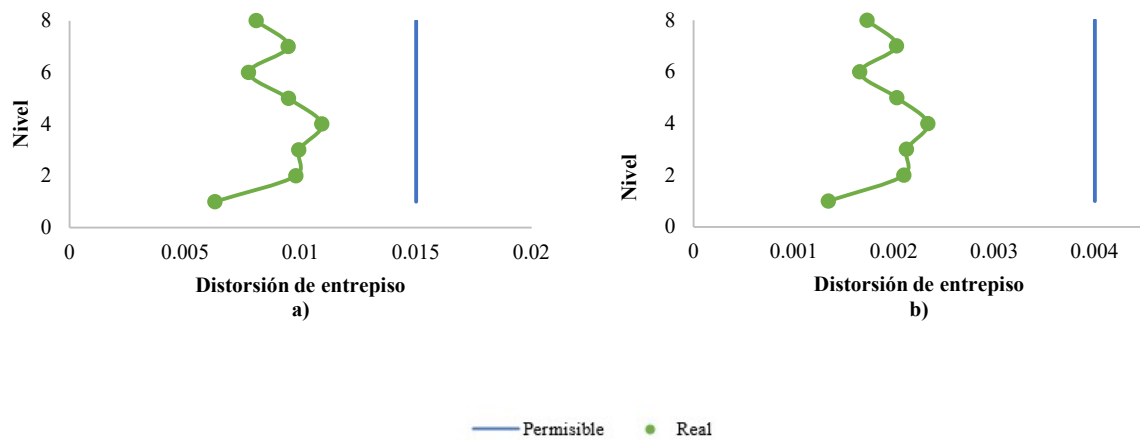


Figura 4.4. Distorsiones actuantes E8NQ2, a) Colapso b) Servicio.

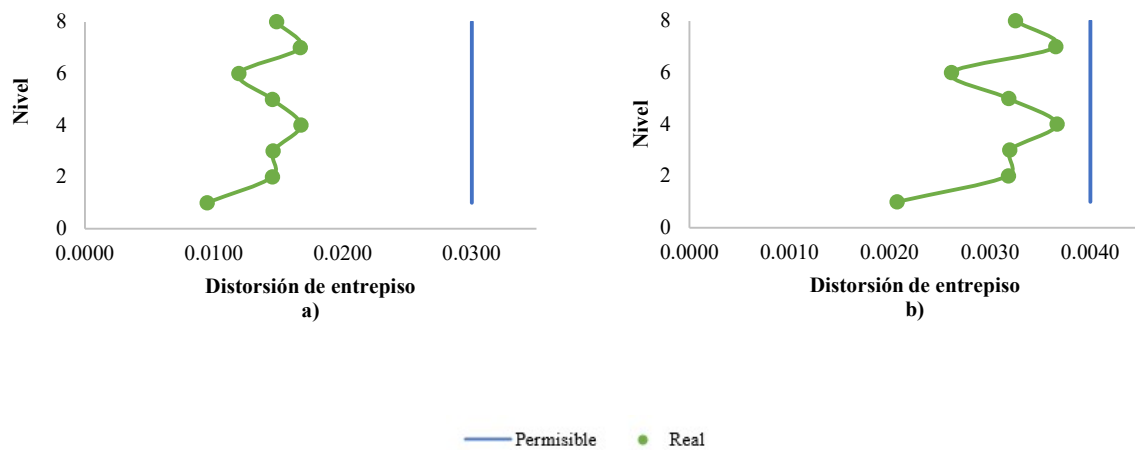


Figura 4.5. Distorsiones actuantes E8NQ4, a) Colapso b) Servicio.

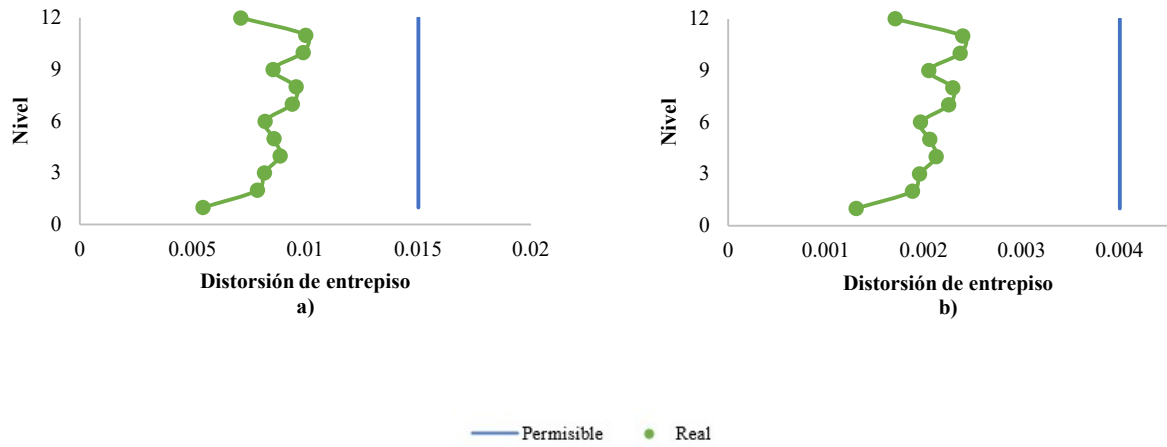


Figura 4.6. Distorsiones actuantes E12NQ2, a) Colapso b) Servicio.

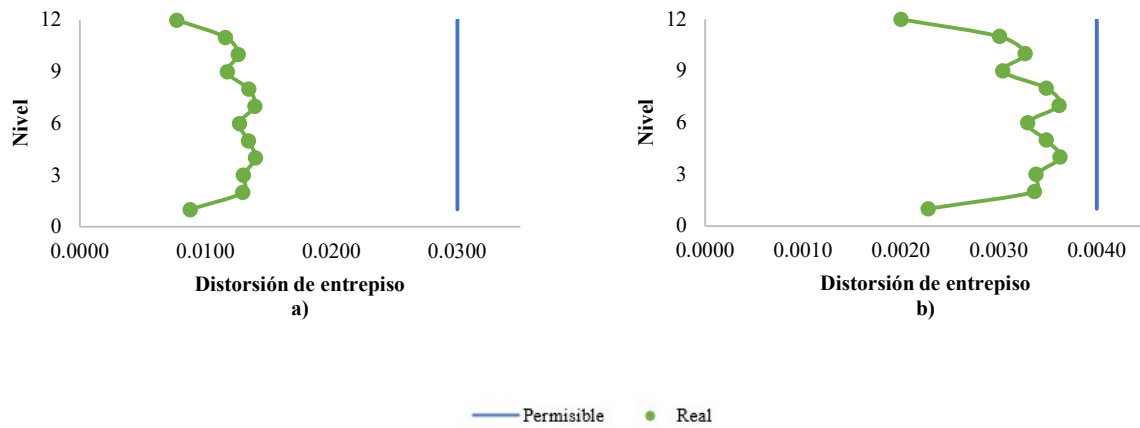


Figura 4.7. Distorsiones actuantes E12NQ4, a) Colapso b) Servicio.

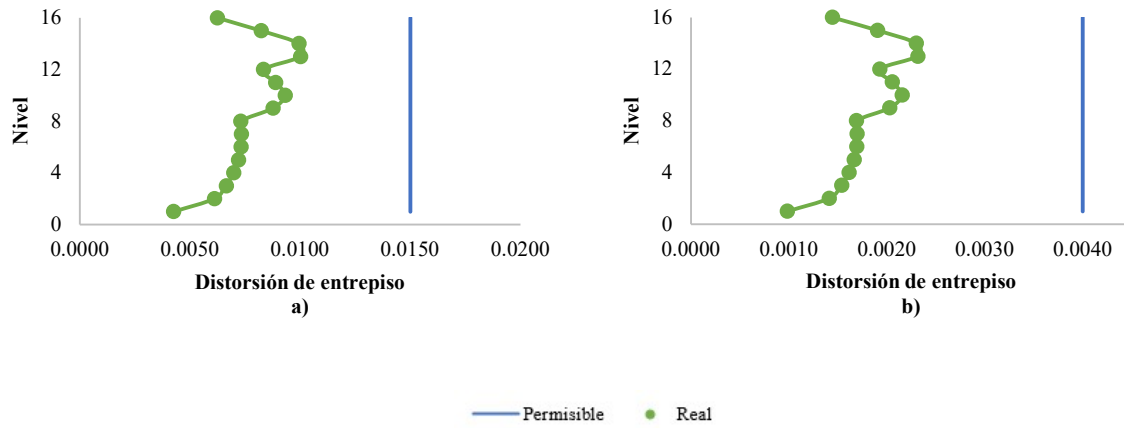


Figura 4.8. Distorsiones actuantes E16NQ2, a) Colapso b) Servicio.

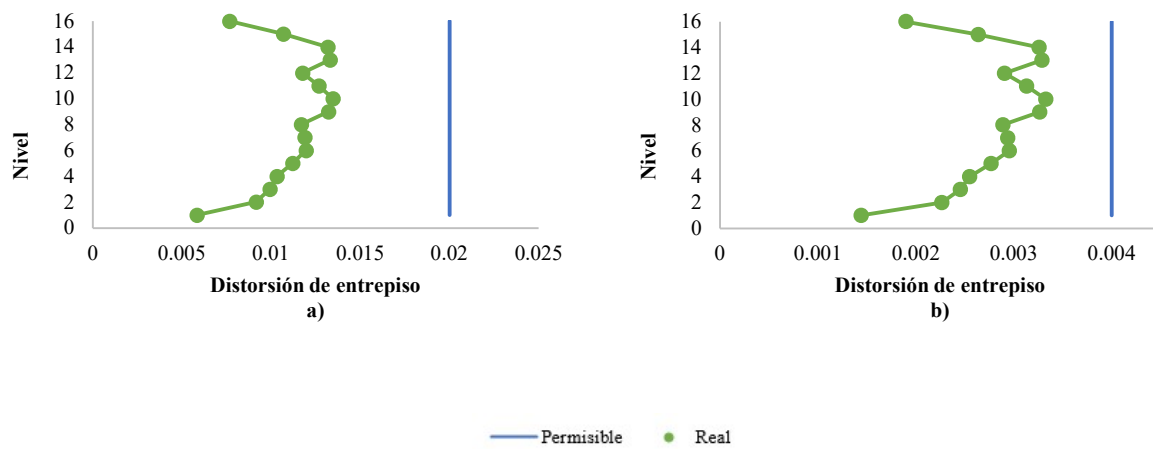


Figura 4.9. Distorsiones actuantes E16NQ4, a) Colapso b) Servicio.

## 4.2 ANÁLISIS ESTÁTICOS NO LINEALES

Para llevar a cabo este análisis se asignan las cargas calculadas con la Ecuación 20 en los centros de masa de cada nivel, posterior a esto se considera una rampa como excitación dinámica que tiene la función de aplicar gradualmente el patrón de cargas laterales a través del tiempo. Nótese que el análisis finaliza cuando una viga de un entrepiso cualquiera alcanza su momento último. Las Tablas 4.13 y 4.14 muestran los momentos de fluencia y últimos que tiene cada viga, estos elementos mecánicos se obtienen mediante el momento curvatura de cada sección. En el caso del momento último se considera que ocurre cuando el concreto alcanza una deformación de 0.003, que es el valor de su deformación unitaria. Se omiten las propiedades de las columnas ya que para este estudio se considera el estado de falla en vigas.

Las Figuras 4.10-4.13 muestran la curva de capacidad obtenida para cada edificio, se puede observar que los valores del cortante de fluencia varían en gran escala para los edificios de niveles similares pero diferente factor de comportamiento sísmico, excepto para el modelo E4NQ2, esto se debe a que existe también una diferencia significativa en el momento de fluencia de las secciones lo cual se debe principalmente a la cuantía de acero que requiere cada una, sin embargo, los desplazamientos de fluencia se consideran adecuados.

Tabla 4.13. Propiedades de las vigas en edificios con  $Q=2$ .

<b>Modelo</b>	<b>Entrepiso</b>	<b>Sección (cms)</b>	<b>Armado</b>	<b>My (ton)</b>	<b>Mu (ton)</b>
<b>E4NQ2</b>	1-2	30X60	5Ø7/8"	51.78	59.82
	3-4	30X60	4Ø7/8"	41.20	49.40
<b>E8NQ2</b>	1-3	45X90	5Ø1 1/4"	162.82	195.14
	4-6	45X90	6Ø1"	124.62	156.26
	7-8	30X60	3Ø1"	40.30	48.35
<b>E12NQ2</b>	1-3	60X120	6Ø1 1/4"	262.92	341.33
	4-6	60X120	6Ø1 1/4"	262.92	341.33
	7-9	50X100	5Ø1 1/4"	181.20	226.12
	10-12	35X70	5Ø1"	79.83	93.54
<b>E16NQ2</b>	1-4	80X160	5Ø1 1/2"	290.84	424.28
	5-8	80X160	5Ø1 1/2"	290.84	424.28
	9-12	65X130	4Ø1 1/2"	188.17	265.42
	13-16	50X100	7Ø1"	162.46	207.01



Tabla 4.14. Propiedades de las vigas en edificios con  $Q=4$ .

<b>Modelo</b>	<b>Entrepiso</b>	<b>Sección (cms)</b>	<b>Armado</b>	<b>My</b>	<b>Mu</b>
<b>E4NQ4</b>	1-2	30X60	8Ø1"	40.30	48.35
	3-4	25X50	12Ø3/4"	24.87	29.36
<b>E8NQ4</b>	1-3	40X80	20Ø1"	40.30	48.35
	4-6	40X80	20Ø1"	24.87	29.36
	7-8	25X50	16Ø1"	33.10	37.27
<b>E12NQ4</b>	1-3	50X100	28Ø1"	115.30	154.13
	4-6	50X100	28Ø1"	115.30	154.13
	7-9	45X90	32Ø7/8"	94.96	124.19
	10-12	35X70	20Ø3/4"	44.51	57.38
<b>E16NQ4</b>	1-4	60X120	28Ø1"	166.83	231.58
	5-8	55X110	28Ø1"	152.86	206.00
	9-12	50X100	20Ø1"	115.30	154.13
	13-16	40X80	16Ø1"	72.95	93.14

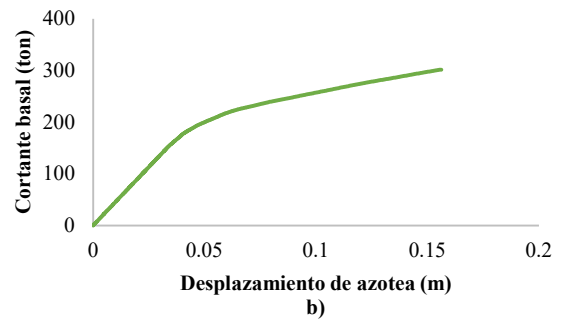
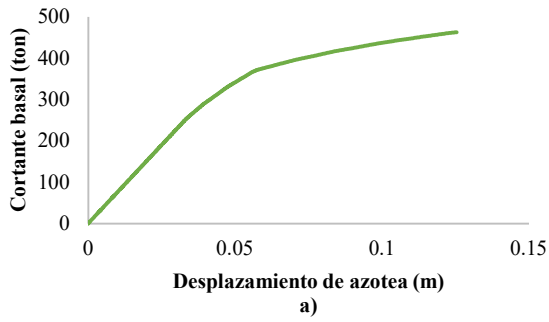


Figura 4.10. Curva de capacidad a) E4NQ2 b) E4NQ4.

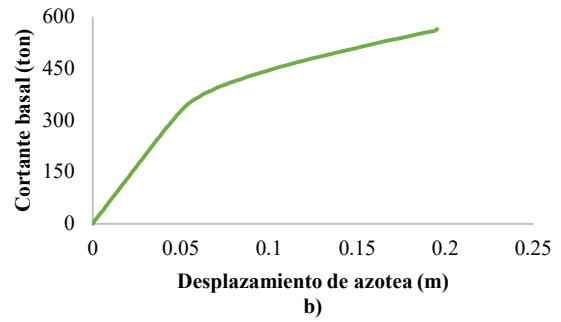
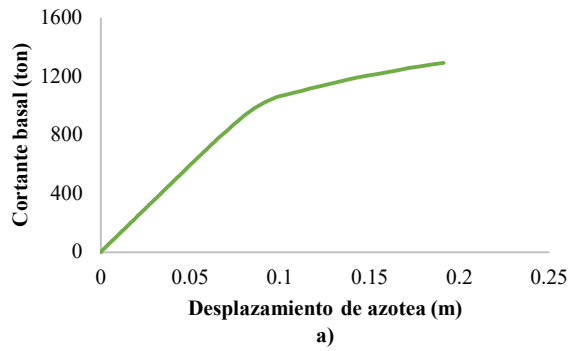


Figura 4.11. Curva de capacidad a) E8NQ2 b) E8NQ4.

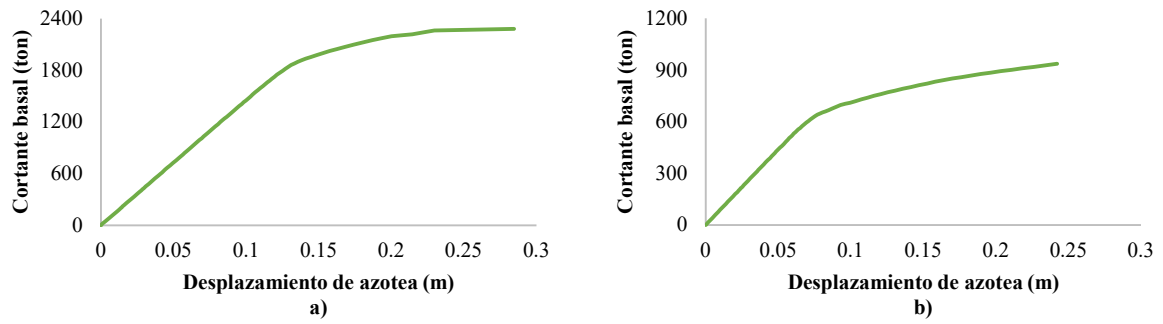


Figura 4.12. Curva de capacidad a) E12NQ2 b) E12NQ4.

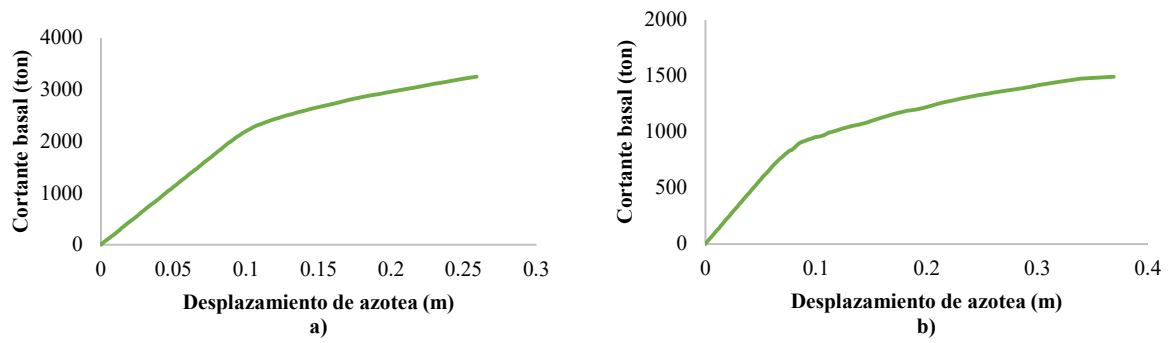


Figura 4.13. Curva de capacidad a) E16NQ2 b) E16NQ4.

Los resultados que se obtienen a través de los análisis de empuje lateral estático que se realizan para cada edificio se presentan en la Tabla 4.15. Se puede observar que, como es de esperarse los edificios que son diseñados con una  $Q=4$  desarrollan una mayor ductilidad monotónica comparada con los de  $Q=2$ . Estas ductilidades se encuentran dentro de las esperadas, ya que se pretende alcanzar ductilidades iguales o cercanas al factor de comportamiento sísmico, lo que en ocasiones puede resultar complicado debido a que hay más factores que intervienen en el diseño.

*Tabla 4.15. Resultados de análisis estáticos no lineales.*

<i>Edificio</i>	<i><math>D_y</math> (cm)</i>	<i><math>D_u</math> (cm)</i>	<i><math>\mu_u</math></i>
<i>4NQ2</i>	<i>5.20</i>	<i>12.53</i>	<i>2.41</i>
<i>4NQ4</i>	<i>4.40</i>	<i>15.62</i>	<i>3.55</i>
<i>8NQ2</i>	<i>9.00</i>	<i>19.08</i>	<i>2.12</i>
<i>8NQ4</i>	<i>5.80</i>	<i>19.55</i>	<i>3.37</i>
<i>12NQ2</i>	<i>13.30</i>	<i>23.79</i>	<i>2.14</i>
<i>12NQ4</i>	<i>7.70</i>	<i>24.22</i>	<i>3.15</i>
<i>16NQ2</i>	<i>11.51</i>	<i>25.89</i>	<i>2.25</i>
<i>16NQ4</i>	<i>10.00</i>	<i>36.81</i>	<i>3.69</i>

### **4.3 ANÁLISIS DINÁMICOS NO LINEALES**

Debido a que se necesita conocer el desempeño sísmico que desarrollan los edificios bajo cargas cíclicas repetitivas se realizan los análisis dinámicos no lineales paso a paso, haciendo consideración de la influencia que tiene el daño acumulado en los elementos estructurales.

Las Figuras 4.14-4.21 muestran los valores del daño que exhiben los diferentes entresijos cuando los edificios alcanzan los estados de falla, estos resultados representan al registro de la SCT de 1985, sin embargo, para los registros restantes se obtiene el mismo resultado. Se observa que el mayor nivel de daño tiende a presentarse en los primeros niveles de todos los edificios. Cuando se considera la falla en un elemento se puede apreciar que se alcanza un valor de daño cercano a la unidad (0.7-0.9), que en la escala de este índice (Véase Tabla 2.1) representa a un daño severo en la edificación.

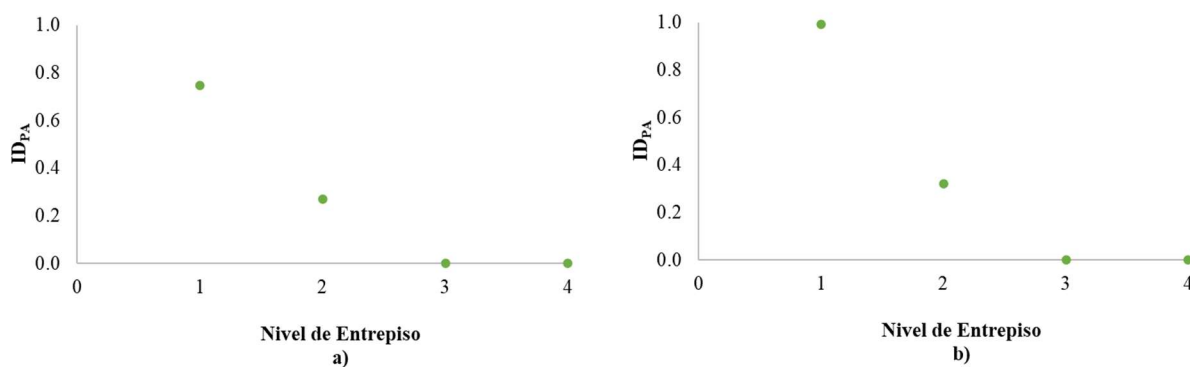


Figura 4.14. Distribución del daño en entresijos, E4NQ2 a) Falla en elemento b) Falla entresijo.

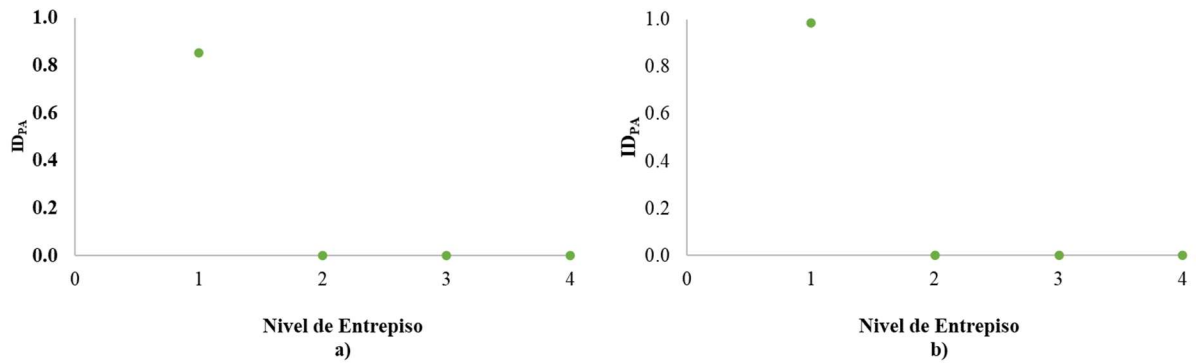


Figura 4.15. Distribución del daño en entrepisos, E4NQ4 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

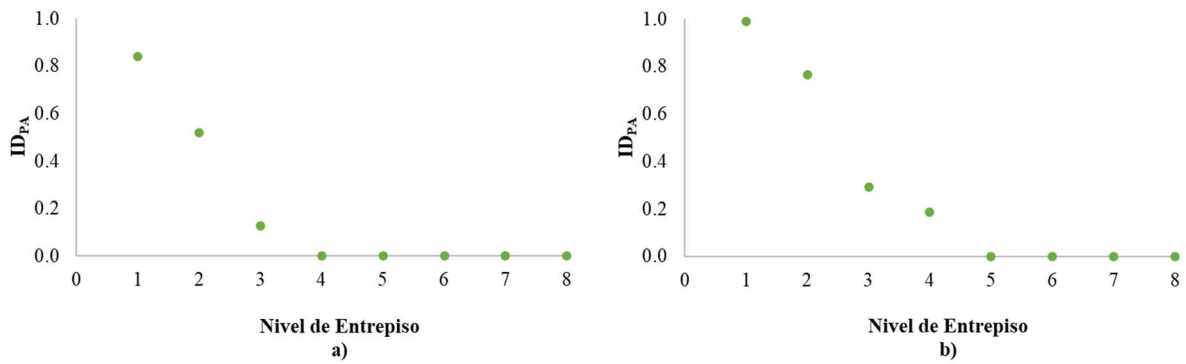


Figura 4.16. Distribución del daño en entrepisos, E8NQ2 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

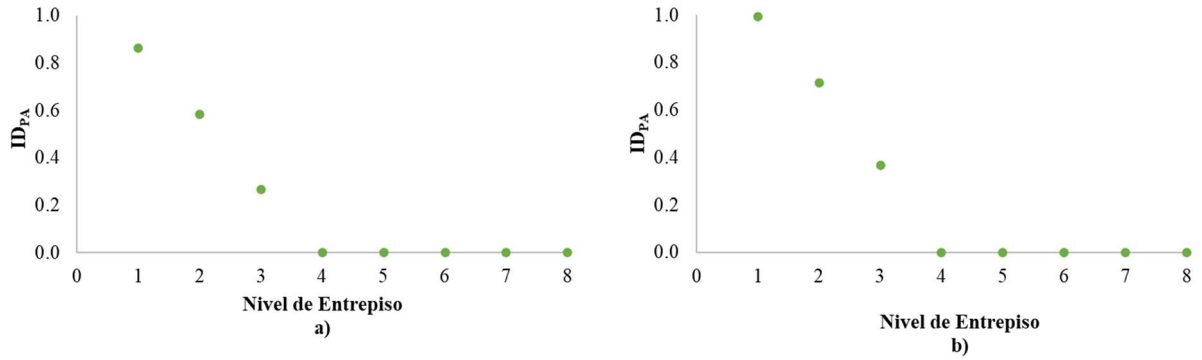


Figura 4.17. Distribución del daño en entrepisos, E8N4 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

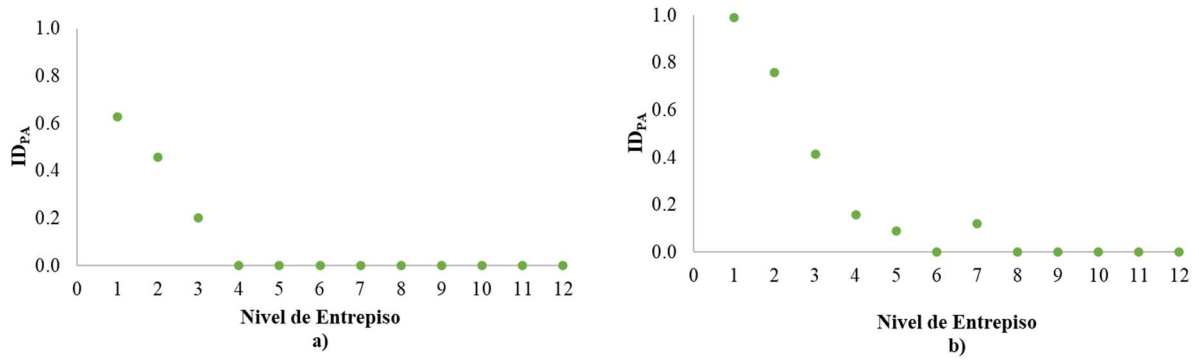


Figura 4.18. Distribución del daño en entrepisos, E12N2 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

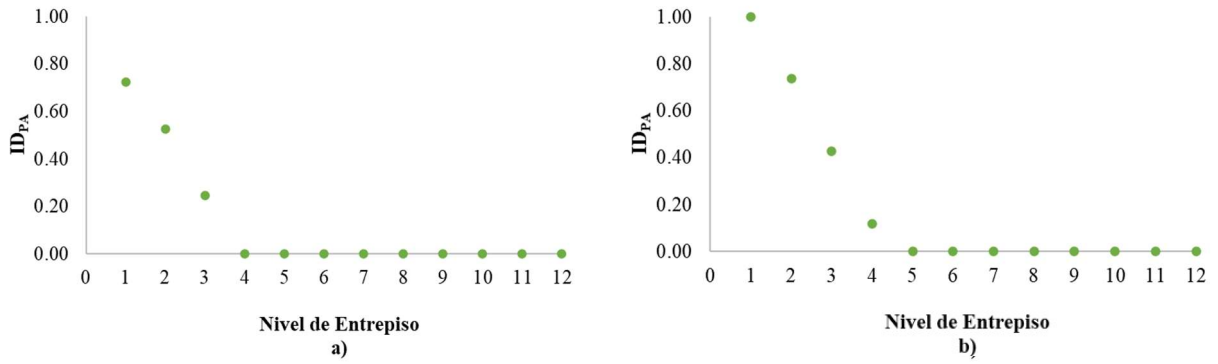


Figura 4.19. Distribución del daño en entrepisos, E12NQ4 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

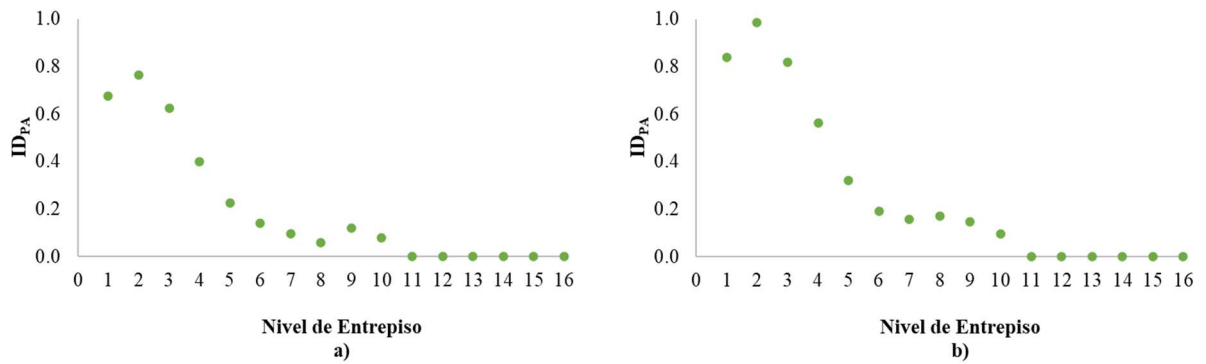


Figura 4.20. Distribución del daño en entrepisos, E16NQ2 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.



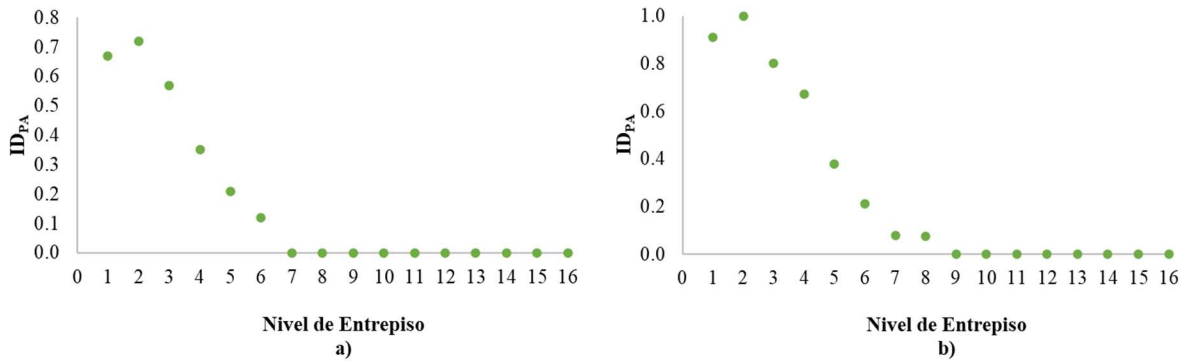


Figura 4.21. Distribución del daño en entrepisos, E16NQ4 a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

Las vigas que más daño desarrollan son los que se ubican a los extremos de cada entrepiso, seguido de esto, las vigas centrales empiezan a presentar daño, pero en menor magnitud. La Figura 4.22 presenta las gráficas momento-curvatura de las vigas del modelo E12NQ2 que más experimentan daño cuando se someten al registro de la SCT de 1985, asociado a cada estado de falla; la viga es la misma para ambos casos. Como es de esperarse, existe una diferencia en la cantidad de energía disipada para cada estado de falla, se puede observar que hay una mayor cantidad de área bajo la curva de la figura b, así como una disminución en la rigidez del elemento.

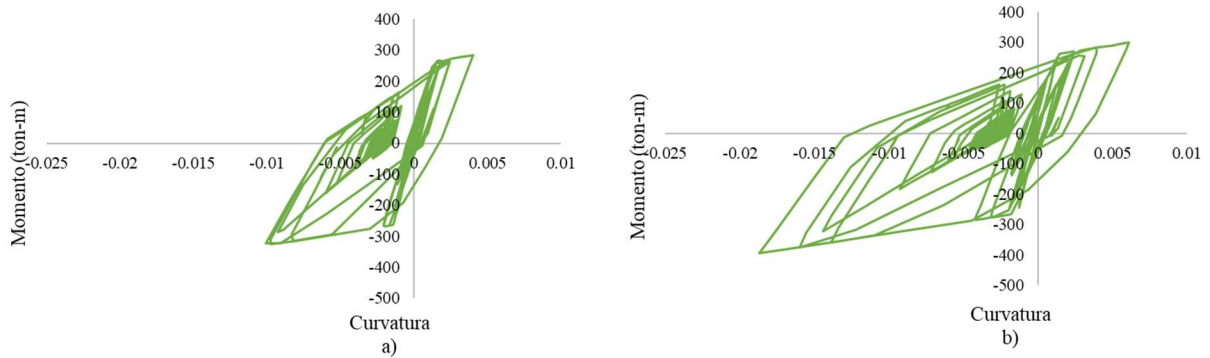


Figura 4.22. Ciclos de histerésis de una viga con daño a) falla de elemento b) falla de entrepiso.

### 4.3.1 DUCTILIDADES CÍCLICAS

Las ductilidades cíclicas globales que experimentan los modelos se obtiene de la relación del desplazamiento ciclico ultimo ( $D_{uc}$ ) que desarrolla el edificio considerando el daño acumulado a través del índice de Park y Ang, con el desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ) obtenido del analisis pushover (ver seccion 4.2). Se toma como referencia un nodo de la azotea para extraer ambos desplazamientos de cada edificio y se consideran los dos criterios de falla (nivel elemento y entrepiso).

Las Figuras 4.23-4.26 muestran las ductilidades cíclicas que desarrollan los edificios con un factor de  $Q= 2$ . Las gráficas a) son para fallas a nivel elemento y las b) para fallas en un entrepiso. Las ductilidades cíclicas resultantes son menores a su ductilidad monotónica, excepto para los edificios de 4 y 8 niveles cuando se considera un daño unitario en un entrepiso, ya que en algunos registros sismicos los desplazamientos cíclicos superan al desplazamiento ultimo monotónico, otro aspecto importante a resaltar es que conforme aumenta el número de niveles en los edificios las ductilidades cíclicas se alejan de su ductilidad monotónica creciente.

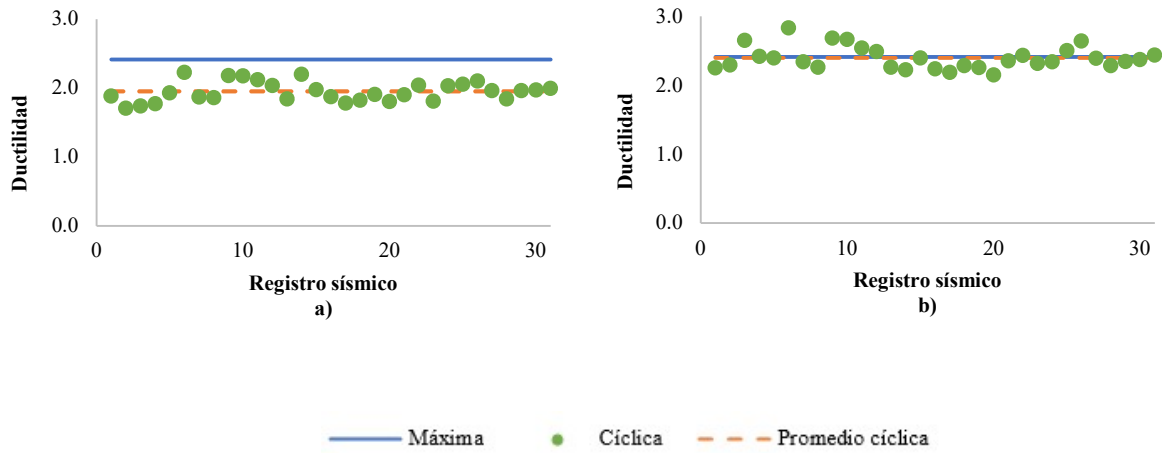


Figura 4.23. Ductilidades cíclicas, E4NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

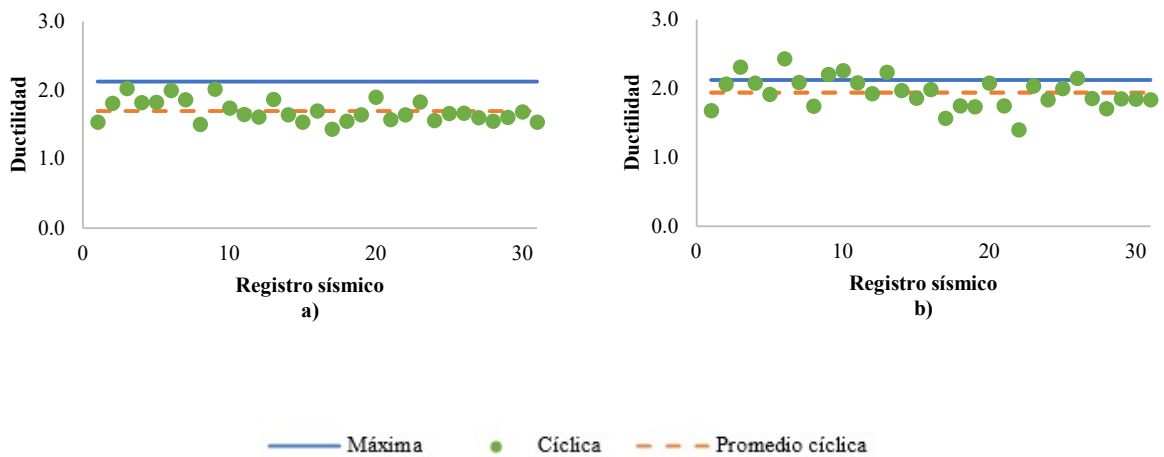


Figura 4.24. Ductilidades cíclicas, E8NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

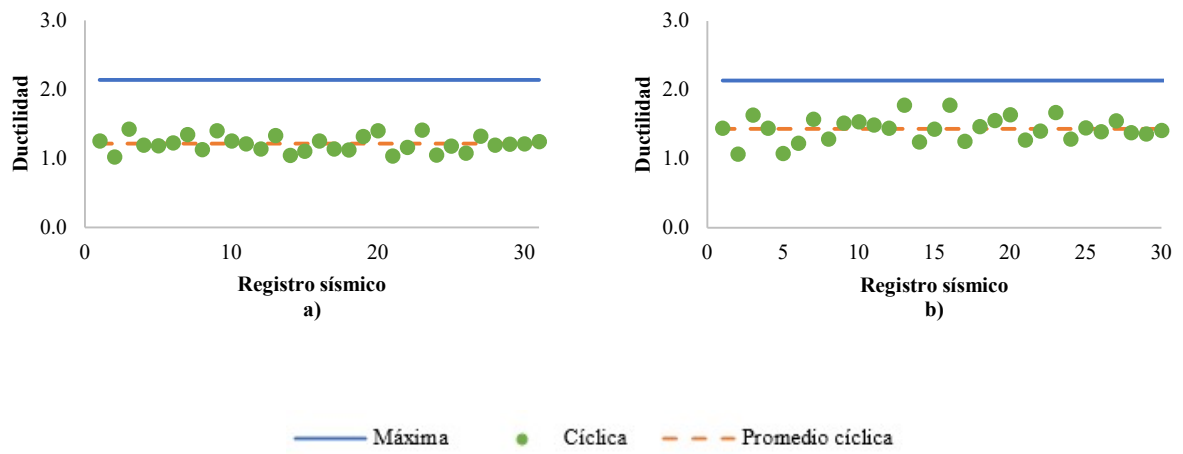


Figura 4.25. Ductilidades cíclicas, E12NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

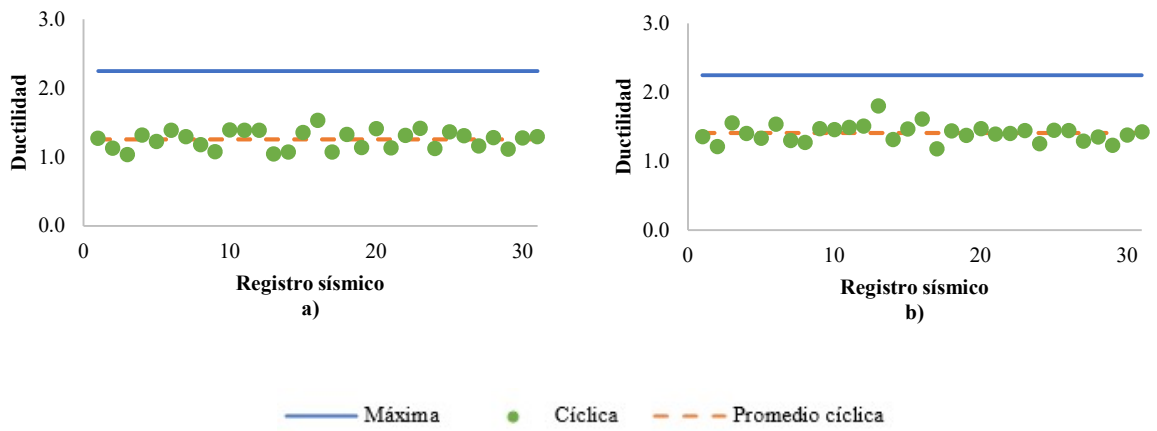


Figura 4.26. Ductilidades cíclicas, E16NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

Para el diseño con  $Q=4$  las ductilidades cíclicas resultan menores a las monotónicas en todos los edificios (ver Figuras 4.27-4.30). Se observa que existe una menor reducción en estos modelos a comparación de los de  $Q=2$ , lo que significa que experimentan un mayor nivel de daño y así mismo una mayor disipación de energía en sus elementos.

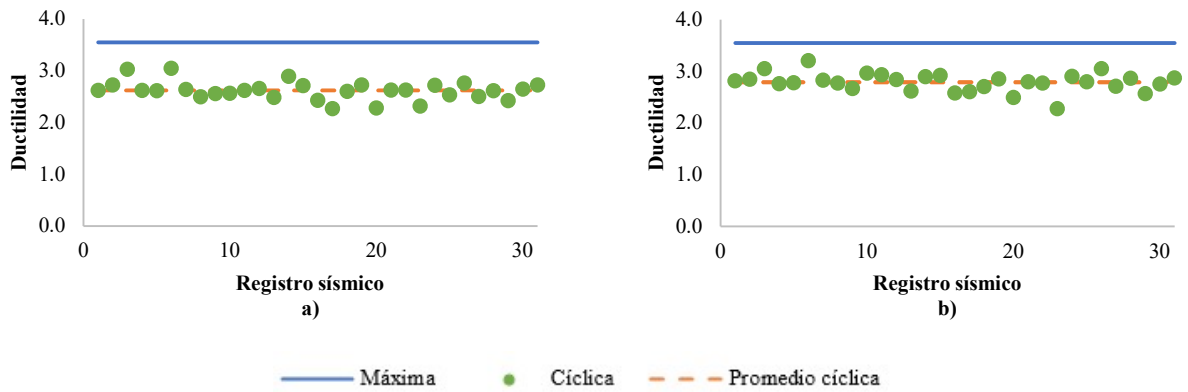


Figura 4.27. Ductilidades cíclicas, E4NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

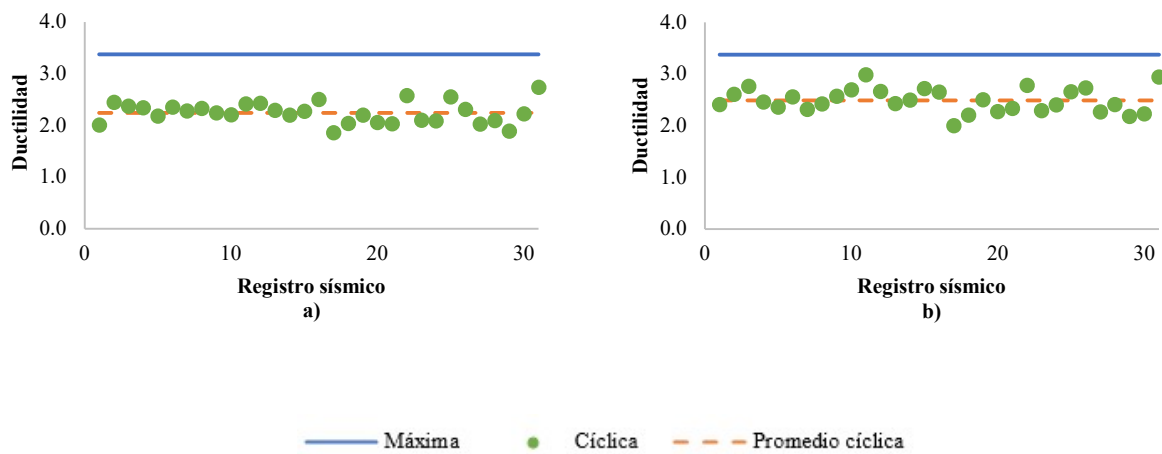


Figura 4.28. Ductilidades cíclicas, E8NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

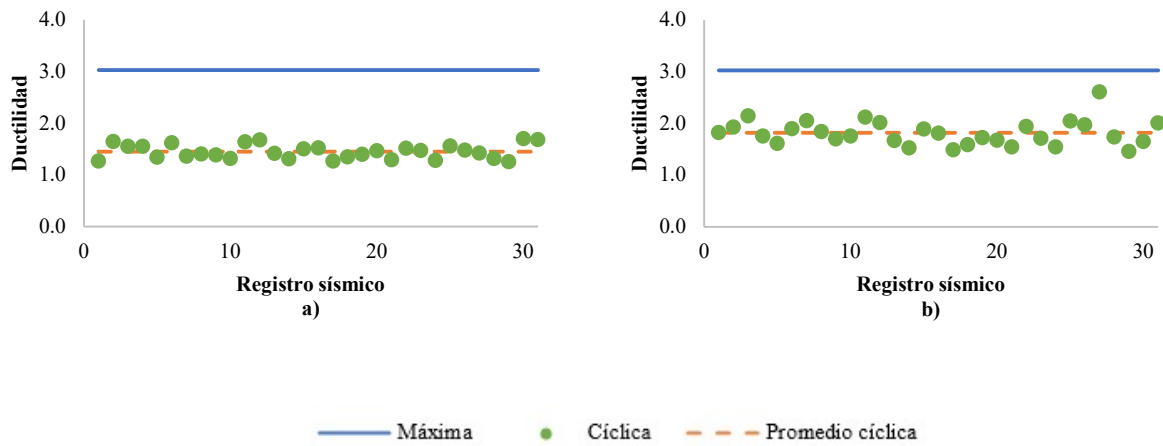


Figura 4.29. Ductilidades cíclicas, E12NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

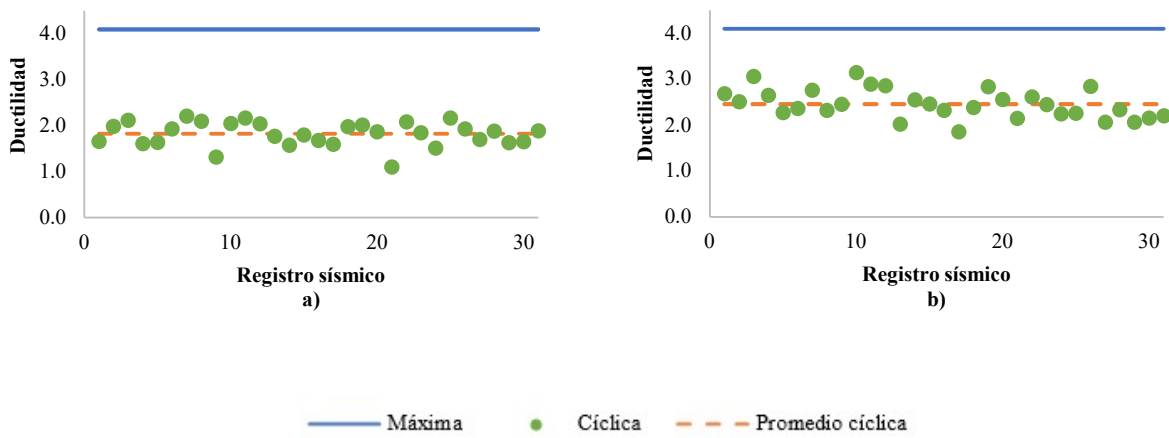


Figura 4.30. Ductilidades cíclicas, E16NQ4, a) Falla en elemento b) Falla

### 4.3.2 DISTORSIONES CÍCLICAS

La distorsión máxima de entrepiso es el parámetro de respuesta que se utiliza en los códigos de diseño por lo cual, en el presente trabajo de investigación se calculan las distorsiones cíclicas máximas de entrepiso, que hacen consideración a las demandas plásticas acumuladas que experimentan los edificios cuando se someten a excitaciones sísmicas y se comparan con las distorsiones máximas alcanzadas en los análisis de empuje lateral estático. Las gráficas de las Figuras 4.31-4.38 muestran las distorsiones cíclicas máximas que desarrollan los edificios cuando se alcanza el nivel de daño esperado en los 31 registros sísmicos, los resultados son con base a los mismos criterios de falla con los que se obtiene la ductilidad cíclica.

Los edificios diseñados para una  $Q=2$  (ver Figuras 4.31-4.34) experimentan distorsiones cercanas a la máxima, en un solo caso estas distorsiones rebasan el límite que se supone; sin embargo, existe una reducción cuando se considera el daño acumulado, la cual va creciendo conforme aumentan los niveles en una estructura. Por otro lado, para los edificios con  $Q=4$  (ver Figuras 4.35-4.38) las distorsiones a las que se presenta el estado de falla son menores al límite establecido en todos sus casos, estos edificios alcanzan valores mayores de distorsión cíclica que los edificios con  $Q=2$  y, de igual manera entre más flexible es el edificio falla a una intensidad menor.

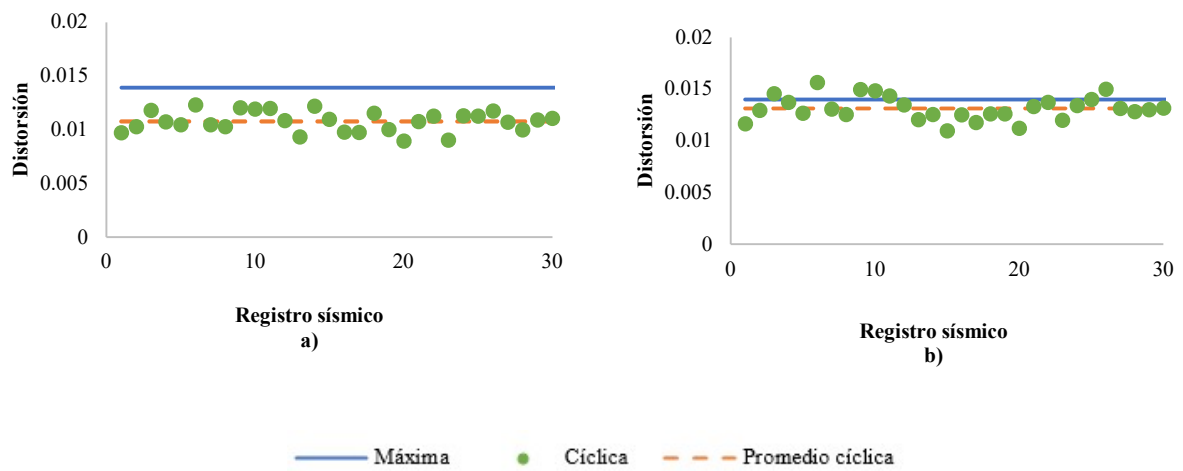


Figura 4.31. Distorsiones cíclicas, E4NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

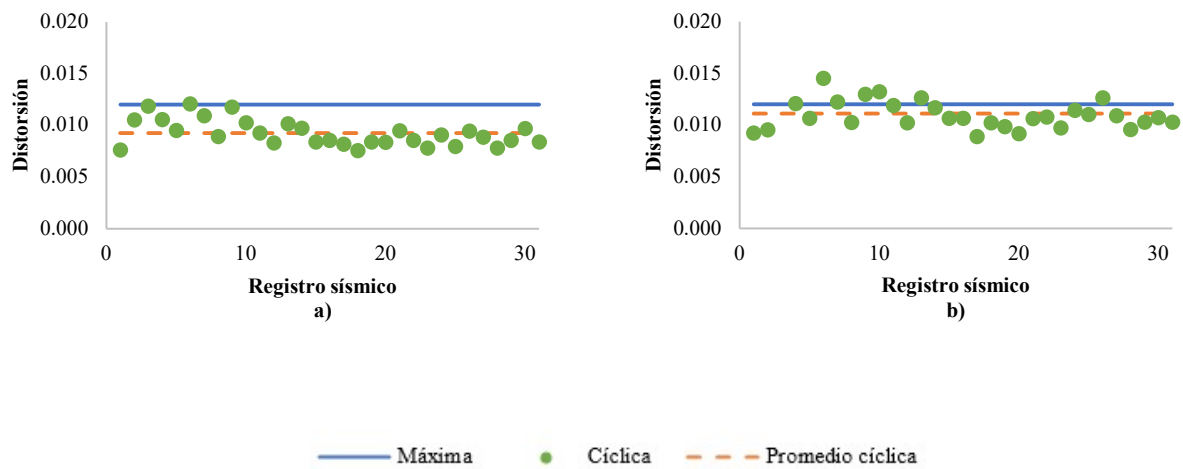


Figura 4.32. Distorsiones cíclicas, E8NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.



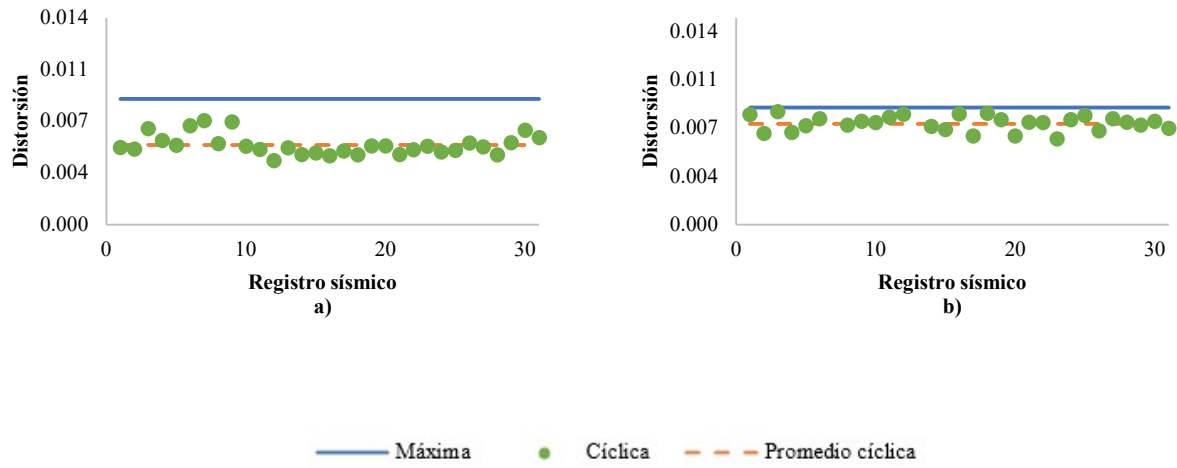


Figura 4.33. Distorsiones cíclicas, E12NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

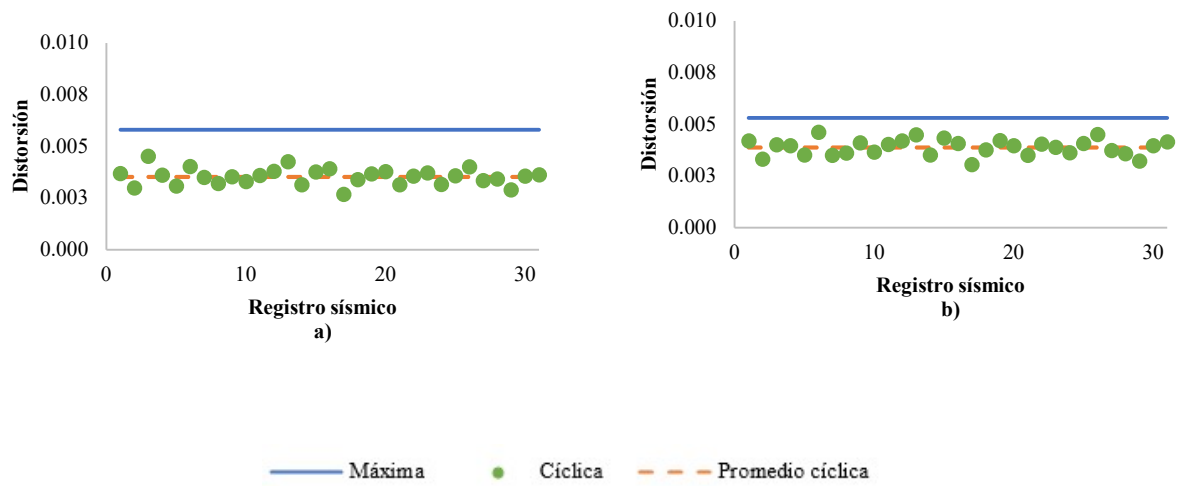


Figura 4.34. Distorsiones cíclicas, E16NQ2, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

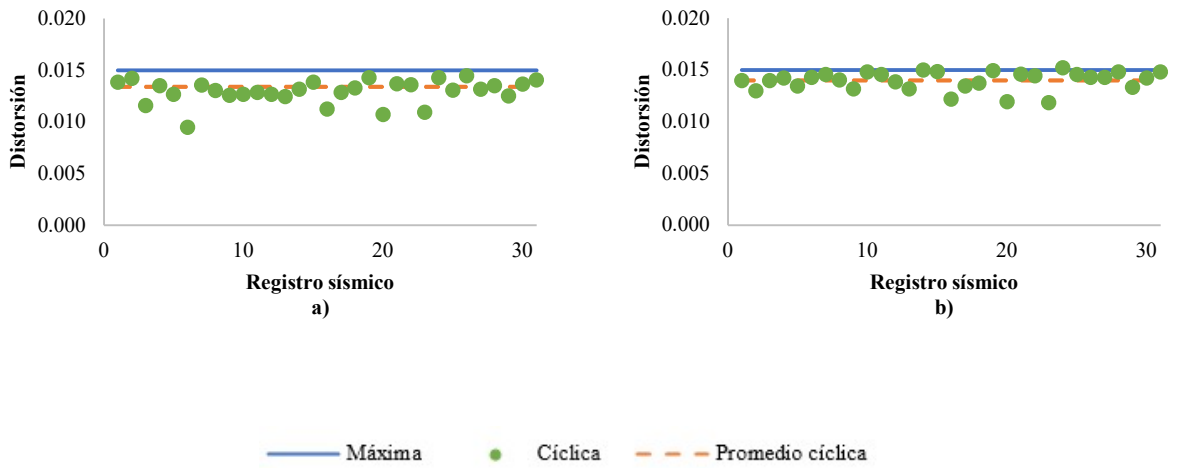


Figura 4.35. Distorsiones cíclicas, E4NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

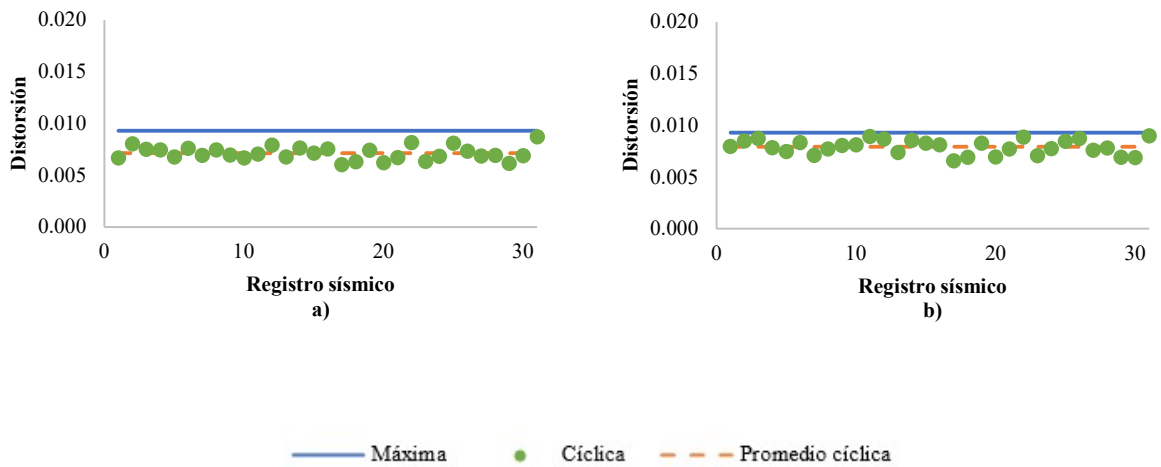


Figura 4.36. Distorsiones cíclicas, E8NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

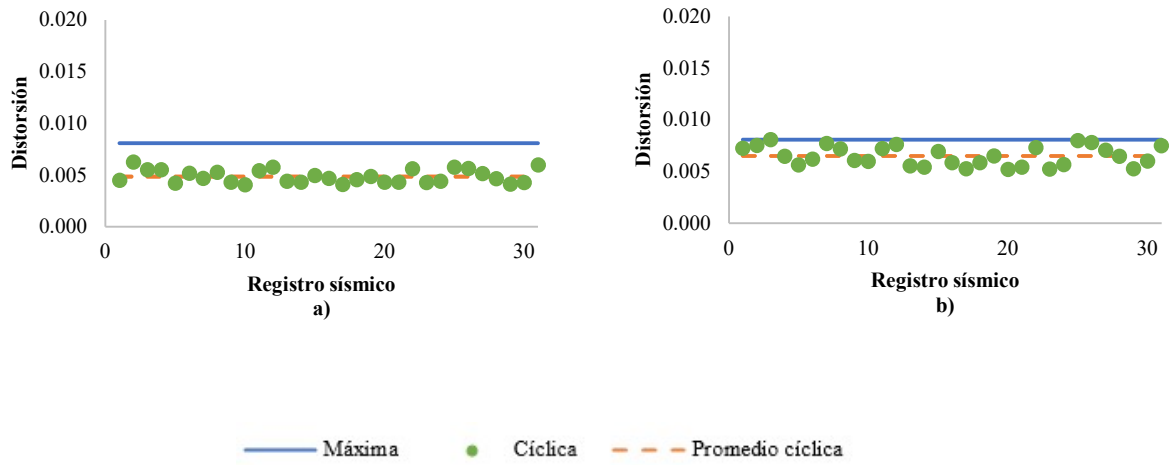


Figura 4.37. Distorsiones cíclicas, E12NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

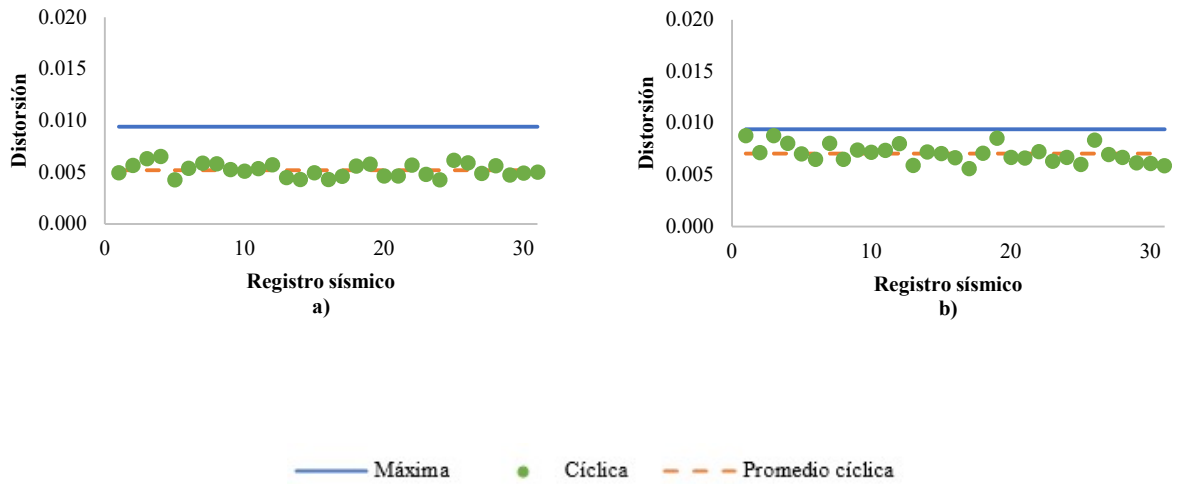


Figura 4.38. Distorsiones cíclicas, E16NQ4, a) Falla en elemento b) Falla entrepiso.

Las Tablas 4.16-4.19 muestran un resumen con los resultados promedio finales de las ductilidades y distorsiones cíclicas que desarrollan los edificios cuando alcanzan los criterios de falla establecidos (a nivel elemento y entrepiso). En términos de ductilidad se encuentra que, para los edificios con  $Q=2$  hay una reducción promedio del 19% hasta un 40% cuando la falla se considera a nivel elemento, mientras que para una falla en un entrepiso va desde 0% hasta 37%. Para diseños con  $Q=4$  las reducciones son de 26% a 56% para un estado de falla en el elemento y de un 23% a un 47% para entrepiso. Las reducciones en las distorsiones cíclicas tuvieron la misma tendencia a las ductilidades cíclicas, estas van de un 22% hasta un 40% para diseños con  $Q=2$  y falla a nivel local y de un 6% a un 23% para falla en entrepiso, para los edificios con  $Q=4$  se presentaron reducciones a nivel local de 33% a un 48% y de un 13% a un 31% cuando falla un entrepiso.

Otro punto a considerar es que mientras aumentan los periodos fundamentales de las estructuras se genera una mayor reducción en sus demandas sísmicas. Lo anterior, indica que mientras más flexible sea un edificio tendrá más probabilidad de sufrir daño ya sea a nivel local o global.

*Tabla 4.16. Resultados promedio de ductilidades y distorsiones cíclicas a nivel viga, edificios con  $Q=2$ .*

<b>Te (s)</b>	<b><math>\mu_u</math></b>	<b><math>\mu_c</math></b>	<b>% reducción</b>	<b><math>\Upsilon_{m\acute{a}x}</math></b>	<b><math>\Upsilon_c</math></b>	<b>% reducción</b>
0.66	2.41	1.95	19	0.0139	0.0108	22
0.76	2.12	1.7	20	0.0120	0.0092	23
0.88	1.79	1.42	21	0.0085	0.0054	36
0.93	2.25	1.34	40	0.0053	0.0032	40

Tabla 4.17. Resultados promedio de ductilidades y distorsiones cíclicas a nivel entrepiso, edificios con  $Q=2$ .

<b>Te (s)</b>	<b><math>\mu_u</math></b>	<b><math>\mu_c</math></b>	<b>% reducción</b>	<b><math>\Upsilon_{m\acute{a}x}</math></b>	<b><math>\Upsilon_c</math></b>	<b>% reducción</b>
0.66	2.41	2.4	0	0.0140	0.0131	6
0.76	2.12	1.94	8	0.0120	0.0111	8
0.88	1.67	1.43	14	0.0085	0.0073	14
0.93	2.25	1.41	37	0.0053	0.0041	23

Tabla 4.18. Resultados promedio de ductilidades y distorsiones cíclicas a nivel viga, edificios con  $Q=4$ .

<b>Te (s)</b>	<b><math>\mu_u</math></b>	<b><math>\mu_c</math></b>	<b>% reducción</b>	<b><math>\Upsilon_{m\acute{a}x}</math></b>	<b><math>\Upsilon_c</math></b>	<b>% reducción</b>
0.81	3.55	2.62	26	0.0150	0.01	33
0.95	3.37	2.24	34	0.0093	0.0053	43
1.1	3.15	1.51	52	0.0081	0.0044	46
1.18	4.09	1.82	56	0.0094	0.0049	48

Tabla 4.19. Resultados promedio de ductilidades y distorsiones cíclicas a nivel entrecaposo, edificios con  $Q=4$ .

<b>Te (s)</b>	<b><math>\mu_u</math></b>	<b><math>\mu_c</math></b>	<b>% reducción</b>	<b><math>\Upsilon_{m\acute{a}x}</math></b>	<b><math>\Upsilon_c</math></b>	<b>% reducción</b>
0.81	3.55	2.72	23	0.0150	0.013	13
0.95	3.37	2.49	26	0.0093	0.0071	24
1.1	3.15	1.89	40	0.0081	0.0059	27
1.18	4.09	2.15	47	0.0094	0.0065	31

## 5 CONCLUSIONES

Con el propósito de comparar el desempeño sísmico que desarrollan los edificios cuando se consideran las respuestas máximas y cíclicas (daño acumulado) que experimentan las estructuras, se evaluaron 4 edificios desplantados en suelo blando de la Ciudad de México. Para ello, se consideraron dos diferentes factores de comportamiento sísmico. Se utilizaron 4 parámetros de demanda sísmica para medir la respuesta estructural: ductilidad máxima, ductilidad cíclica, distorsión máxima y distorsión cíclica. Las demandas cíclicas acumuladas se evaluaron a través del índice de daño de Park y Ang.

Se concluye que el daño acumulado en los edificios tiene una gran influencia en el desempeño estructural si se compara con las demandas máximas que resultan de análisis de empuje lateral estático. Se obtienen reducciones en la ductilidad máxima hasta del 56%, y en las distorsiones máximas de entrepiso un 48%, lo que da lugar a que las estructuras fallen a niveles de intensidad menores a los esperados. Es importante indicar que estos valores aumentan conforme aumenta el periodo fundamental de los edificios y dependen significativamente del tipo de falla que se seleccione (local o global). Actualmente la mayoría de los métodos de diseño sísmico utilizan las demandas máximas como parámetros principales para garantizar un desempeño satisfactorio; sin embargo, se debería hacer considerar las demandas acumuladas que se desarrollan debido a los eventos sísmicos ya que, como se demostró en capítulos anteriores, la influencia del daño acumulado si afecta radicalmente el desempeño de las estructuras y no solamente los sismos de gran magnitud pueden generar daños.

En otras palabras, bastara con que se experimenten ciclos repetitivos en un edificio debido a sismos de larga duración para que vaya perdiendo resistencia y rigidez en el tiempo; es decir, el daño acumulado es crucial para garantizar un desempeño sísmico adecuado.



## 6 REFERENCIAS

- [1] Bojórquez E (2009), “Diseño sísmico de estructuras de acero basado en confiabilidad estructural y conceptos de energía”. *Revista de Ingeniería sísmica*”, Vol. 81, pp 53-79.
- [2] Bojórquez E, Terán-Gilmore A, Ruiz S E, Reyes-Salazar A (2008), “Evaluation of structural reliability of steel frames considering cumulative damage”, *The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [3] Bojórquez E, Ruiz S E, Terán-Gilmore A (2008), “Reliability-based evaluation of Steel structures using energy concepts”, *Engineering Structures*, Vol. 30, pp 1745-1759.
- [4] Donaire-Ávila J, Benavent-Climent A, Lucchini A, Mollaioli F (2017), “Energy-based seismic design methodology: a preliminary approach”. *16th world conference on earthquake engineering*, Santiago Chile.
- [5] Goel, S C, Liao, WC and Leelataviwat, S (2009), “An energy spectrum method for seismic evaluation of structures”, *Conference on Improving the Seismic Performance of Existing Buildings and Other Structures*, Applied Technology Council and the Structural Engineering Institute of ASCE, San Francisco, CA.
- [6] Terán-Gilmore, A (1996), "Performance-based earthquake-resistant design of framed building using energy concepts", *Tesis de Doctorado*, University of California Berkley.
- [7] Bojorquez E, Ruiz S E (2004), “Strenght Reduction Factors For The Valley Of Mexico, Considering Low-Cycle Faatigue Effects”, *13th World Conference on Earthquake Engineering*. Vancouver, B.C., Canadá.

- [8] 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*, Vol. 80, pp 31-62.
- [9] Fajfar P, (1992), “Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 27, pp 837-848.
- [10] Terán-Gilmore A, Jirsa G O (2005), “A damage model for practical seismic design that accounts for low cycle fatigue”, *Earthquake Spectra*, Vol. 21, No. 3, pp. 803-832.
- [11] Benavent-Climent A, Mota-Páez S (2017), “Earthquake retrofitting of R/C frames with soft first story using hysteretic dampers: Energy-based design method and evaluation”, *Engineering Structures*, Vol. 137, pp. 19-32.
- [12] Bojórquez E, Reyes-Salazar A, Ruiz S E, Terán-Gilmore A (2014), “Estimation of Cyclic Interstory Drift Capacity of Steel Framed Structures and Future Applications for Seismic Desing”, *Hindawi*, Vol. 2014, PP 9.
- [13] Terán-Gilmore A (2001), “Consideraciones del uso de la energía plástica en el diseño sísmico”, *Revista de ingeniería Sísmica*, SMIS, Vol. 65, pp. 81-110.
- [14] Manfredi Gaetano, (2001). “Evaluation of seismic energy demand”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 30, No. 4, pp 485-499.
- [15] Gerami M, Siahpolo N, Vahdani R (2017), “Effects of higher modes and MDOF on strength reduction factor of elastoplastic structures under far and near-fault ground motions”, *Ain Shams Engineering Journal*, Vol. 8, pp. 127-143.

- [16] Santa-Ana P A (2004), “Estimation of strength reduction factors for elastoplastic structures: modification factors”, In: 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver, Canada, paper no. 126.
- [17] Bojórquez E, I Iervolino (2011), “Spectral shape proxies and nonlinear structural response”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 31, pp 996-1008.
- [18] Bojórquez E, Reyes-Salazar A, Ruiz S E, Terán-Gilmore A (2010), “Energy-based damage index for steel structures”, *Steel and Composite Structures*, Vol. 10, pp 343-360.
- [19] Cao V V, Ronagh, H R, Ashraf, M, Baji, H. (2014). “A new damage index for reinforced concrete structures”. *Earthquakes and Structures*, 6(6), 581–609.
- [20] Heo Y, Kunnath SK, (2013) “Damage based seismic performance evaluation of reinforced concrete frames”, *International Journal of Concrete Structures and Materials*; Vol. 7, No(3), pp 175-182.
- [21] Rodriguez M, (2014), “Evaluation of a proposed damage index for a set of earthquakes”, *Earth Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 44.
- [22] C. Uang y V. Bertero. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(1), 1990.
- [23] Iervolino, I, G Manfredi y E Cosenza (2006), “Ground motion duration effects on nonlinear seismic response”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, pp. 21-38.
- [24] Otani S, *Nonlinear Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Buildings*, Tokyo: University of Tokyo, 2002.

[25] Terán-Gilmore, A, Espinosa-Johnson M A (2003), “Resistencia de diseño para sistemas simples que exhiben degradación de rigidez y resistencia”, *Memorias XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica* (CD\_ROM).

[26] Terán-Gilmore, A, Espinosa- Johnson M A (2008), "Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del Distrito Federal: la resistencia lateral de diseño", *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, Vol.78, pp. 23-46.

[27] Teran-Gilmore A, Jirsa G O (2004), “Uso de espectros de ductilidad acumulada constante para un diseño sísmico que contemple el efecto de la fatiga de bajo número de ciclos”. Conferencia llevada a cabo en el XIV congreso nacional de ingeniería estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. Acapulco, Guerrero.

[33] Bojórquez E, Tera’n-Gilmore A, Ruiz S E, Reyes-Salazar A (2011), “Evaluation of structural reliability of steel frames: interstory drifts versus plastic hysteretic energy”, *Earthquake Spectra*, Vol. 27 No. 3, pp 661-682.

[28] Bueno A., Diaz O. J., (1994) “Daño acumulado por sismos en marcos estructurales de concreto reforzado”, IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Col 1, Zacatecas, Zacatecas, octubre-noviembre, pp 366-375.

[29] López D, Ruiz S E, Pérez-Negrón M, Montiel M (2011), “Confiabilidad de estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, SMIS, Vol. 84, pp. 25-46.

[30] Carrasco D Felipe, Behrens R Edwin, Oyarzo V Claudio, (2010), “Efectos de la duración de los terremotos en la respuesta inelástica de las estructuras”, Congreso Chileno de Sismología e ingeniería antisísmica.

[31] Y. Park y A. Ang. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4) 722-739, 1985.

[32] Terán Gilmore, Amador, Virto Cambray, Nefalí. (2009). Diseño basado en desplazamientos de edificaciones bajas rigidizadas con contravientos desadheridos. *Ingeniería sísmica*, (80), 1-29.

[33] Bojórquez E, Tera'n-Gilmore A, Ruiz S E, Reyes-Salazar A (2011), “Evaluation of structural reliability of steel frames: interstory drifts versus plastic hysteretic energy”, *Earthquake Spectra*, Vol. 27 No. 3, pp 661-682.