



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE  
HIDALGO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**División de Estudios de Maestría**

**EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD REMANENTE Y DE  
DEMOLICIÓN DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO  
CON PLANTA BAJA DÉBIL**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA  
DE ESTRUCTURAS**

**PRESENTA:**

**ING. JOSE ALBERTO LOPEZ BARRON**

**ASESOR:**

**DR. JORGE RUIZ GARCÍA**



**MORELIA, MICHOACÁN A MAYO DE 2021**

## Resumen

El objetivo de esta investigación consistió en evaluar la capacidad remanente y de demolición de edificios de 4, 6 y 8 estructurados a base de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería confinada en los niveles superiores para representar una configuración de planta baja débil. Los edificios fueron diseñados con las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo (NTC) en sus ediciones 1976 y 2017. Se desarrollaron ecuaciones empíricas predictivas para evaluar la capacidad remanente y de demolición de columnas que exhiben falla a flexión-cortante, que normalmente se presentan en edificios con un detalle no dúctil, además, se evaluó la capacidad residual de los edificios diseñados con las NTC-2017. Los edificios fueron modelados con comportamiento no lineal en los muros y posteriormente se llevaron a cabo análisis dinámicos no lineales utilizando 20 historias de aceleración registradas en la Ciudad de México durante el sismo intraplaca del 19 de septiembre de 2017. Los resultados muestran que los edificios diseñados con las NTC-1976 no poseen suficiente capacidad remanente ante eventos futuros lo cual propicia un alto nivel de demolición. Caso contrario fueron los edificios diseñados con las NTC-2017 los cuales presentan capacidad remanente y capacidad de demolición ante eventos futuros. Sin embargo, se observó que los edificios de 4 y 6 niveles diseñados con las NTC-2017 experimentan el fenómeno de planta baja débil en los perfiles *RIDR*.

**Palabras clave:** planta baja débil, capacidad remanente, capacidad de demolición, edificios de concreto, reserva de capacidad.

## Abstract

The objective of this research was to evaluate the remaining and demolition capacity of buildings of 4, 6 and 8 structured based on reinforced concrete frames with masonry walls confined in the upper levels to represent a weak story configuration. The buildings were designed with the *Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo* (NTC) in their 1976 and 2017 editions. Predictive empirical equations were developed to evaluate the remaining and demolition capacity of columns that exhibit bending-shear failure, which are normally present in buildings with a non-ductile detail, in addition, the residual capacity of the buildings designed with the NTC-2017 was evaluated. The buildings were modeled with non-linear behavior in the walls and later non-linear dynamic analyzes were carried out using 20 acceleration histories recorded in Mexico City during the intraplate earthquake of September 19, 2017. The results show that the designed buildings with the NTC-1976 they do not have enough remaining capacity in the face of future events, which favors a high level of demolition. Otherwise, they were the buildings designed with the NTC-2017 which have remaining capacity and demolition capacity in the face of future events. However, it was observed that the buildings of 4 and 6 levels designed with the NTC-2017 experience the phenomenon of weak-story in the *RIDR* profiles.

**Keywords:** weak ground floor, remaining capacity, demolition capacity, concrete buildings, reserve capacity.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres, el Sr. Salomón Lopez Alanís<sup>†</sup> por enseñarme el valor de la humildad y la perseverancia, a mi madre la Sra. Noemi Barron Argüello por apoyarme en mis decisiones y en cada paso.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo financiero que me proporciono para culminar este sueño.

Al Dr. Jorge Ruiz García por su apoyo, paciencia y facilidades para llevar a cabo la investigación.

A los Profesores de la maestría por compartir una pequeña parte de su conocimiento.

A mis compañeros de generación por todo el apoyo y amistad.

# ÍNDICE

<b>Capítulo 1 .....</b>	<b>1</b>
Introducción .....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Estudios previos .....	7
1.2.1 Comportamiento de edificios con planta baja débil.....	7
1.2.2 Evaluación de la capacidad remanente .....	8
1.3 Objetivos .....	9
1.4 Alcance .....	9
1.5 Organización de la tesis .....	10
<b>Capítulo 2 .....</b>	<b>11</b>
Capacidad remanente.....	11
2.1 Descripción.....	11
2.2 Definiciones.....	11
2.3 Capacidad remanente en columnas de concreto reforzado con falla a flexión- cortante.....	14
2.3.1 Características de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante... 14	
2.3.2 Comportamiento experimental de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante .....	15
2.3.3 Base de datos de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante .... 16	
2.3.4 Estados de daño para columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante .....	16
2.3.5 Índices $\lambda_K$ y $\lambda_R$ para columnas de CR con falla a flexión-cortante .....	17
2.4 Columnas de concreto reforzado con falla a flexión .....	20

2.4.1 Base de datos de columnas de concreto reforzado con falla a flexión .....	20
2.4.2 Índices $\lambda_K$ y $\lambda_R$ para columnas de CR con falla a flexión .....	27
2.5 Muros de mampostería confinada .....	32
2.5.1 Comportamiento experimental de muros de mampostería confinada .....	32
2.5.2 Base de datos de muros de mampostería confinada .....	33
2.5.3 Estados de daño para muros de mampostería confinada.....	34
2.5.4 Deterioro de rigidez para muros de mampostería confinada .....	35
<b>Capítulo 3 .....</b>	<b>36</b>
Edificios considerados en este estudio.....	36
3.1 Descripción.....	36
3.2 Modelado.....	37
3.2.1 Calibración de los parámetros del modelo Ibarra-Medina-Krawinkler.....	39
3.2.2 Vigas y columnas.....	41
3.2.3 Muros de mampostería confinada .....	47
3.2.2.2 Calibración de los parámetros para muros de mampostería confinada .....	48
3.3 Propiedades mecánicas y dinámicas .....	50
<b>Capítulo 4 .....</b>	<b>56</b>
Movimientos del terreno .....	56
4.1 Selección de acelerogramas .....	56
4.2 Filtrado y características de los acelerogramas.....	58
4.3 Espectros de respuesta.....	65
<b>Capítulo 5 .....</b>	<b>66</b>
Respuesta sísmica .....	66
5.1 Metodología .....	66

5.2 Respuesta sísmica de los edificios ante la acción de registros individuales .....	66
<b>Capítulo 6 .....</b>	<b>100</b>
Evaluación de la capacidad remanente y capacidad de demolición .....	100
6.1 Descripción.....	100
6.2. Capacidad remanente de los edificios diseñados con las NTCS-1976.....	100
6.3. Capacidad remanente de los edificios diseñados con las NTCS-2017.....	107
<b>Capítulo 7 .....</b>	<b>110</b>
Conclusiones .....	110
Referencias.....	112
<b>Apéndice A .....</b>	<b>115</b>
Distribución del acero de refuerzo de las secciones de vigas y columnas diseñadas con las NTCS-1976 .....	115
A.1 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 4 niveles .....	115
A.2 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 6 niveles .....	117
A.3 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 8 niveles .....	119
<b>Apéndice B .....</b>	<b>121</b>
Distribución del acero de refuerzo de las secciones de vigas y columnas diseñadas con las NTCS-2017 y Q=4.....	121
B.1 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 4 niveles .....	121
B.2 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 6 niveles .....	122
<b>Apéndice C .....</b>	<b>124</b>
Ecuaciones del modelo IMK (2005) .....	124

# LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Estadísticas de los edificios inspeccionados por el equipo de CEER-PEER: a) altura del edificio, b) tipo de sistema estructural, c) categorías de daño no estructural, y d) categorías de daño estructural.....	3
Figura 1.2 Distribución espacial de los edificios colapsados .....	4
Figura 1.3 a) Distribución de uso de edificios, y b) distribución de los tipos de colapso .....	4
Figura 1.4 a) Comparación de la distribución del número de niveles de los edificios colapsados, y b) Edad aproximada de los edificios colapsados en la Ciudad de México por el sismo de Puebla-Morelos .....	5
Figura 1.5 Edificios con configuración de planta baja débil que colapsaron por el sismo del 19 de septiembre 2017 en la Ciudad de México, a) Edificio habitacional de 6 niveles ubicado en Patricio Sanz #37 y b) edificio habitacional de 4 niveles ubicado en Saratoga.....	5
Figura 1.6 Edificio ante el evento sísmico del 19 de septiembre de 2017, ubicado entre el cruce de las calles Medellín-San Luis Potosí: a) antes del sismo, b) después del sismo, y c) colapso estructural .....	6
Figura 2.1 Definición de rigidez inicial, $K_e$ .....	11
Figura 2.2 Definición de rigidez de ciclo, $K_p$ .....	12
Figura 2.3 Tendencia del índice $\lambda_k$ .....	13
Figura 2.4 Tendencia del índice $\lambda_R$ .....	14
Figura 2.5 Columnas con falla a flexión-cortante (Fotos: Ruíz-García, 2017).....	15
Figura 2.6 Comportamiento histerético de dos columnas de concreto reforzado que exhiben falla a flexión-cortante ensayadas por Wight y Sozen (1973): a) espécimen WS048W, y b) espécimen WS067W.....	15
Figura 2.7 Variación del índice $\lambda_k$ con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión-corte.....	18
Figura 2.8 Curva envolvente obtenida del espécimen 2clh18 ensayado por Lynn (1998)...	19
Figura 2.9 Variación del índice $\lambda_R$ con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión-corte.....	20
Figura 2.10 Comportamiento histerético de una columna de concreto reforzado que exhibe falla a flexión ensayada Gill et al. (1979), espécimen 4.....	21



Figura 2.11 Variación del índice $\lambda_k$ con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión y $P/A_g f'_c > 0.1$ .....	27
Figura 2.12 Variación del índice $\lambda_k$ con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión y $P/A_g f'_c \leq 0.1$ .....	28
Figura 2.13 Variación del índice $\lambda_k$ con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión .....	29
Figura 2.14 Variación del índice $\lambda_R$ con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión y $P/A_g f'_c > 0.1$ .....	29
Figura 2.15 Variación del índice $\lambda_R$ con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión y con nivel de carga axial $P/A_g f'_c \leq 0.1$ .....	30
Figura 2.16 Variación del índice $\lambda_R$ con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión .....	31
Figura 2.17 Evolución del daño ante distintos niveles de distorsión (Flores et al., 1995) ...	32
Figura 2.18 Comportamiento histerético de dos muros de mampostería confinada ensayadas por Flores y Alcocer (1996): a) espécimen M0, y b) espécimen MV1 .....	32
Figura 2.19 Variación del índice $\lambda_k$ con el nivel de distorsión lateral para muros de mampostería confinada (Ruiz-García et al. 1998).....	35
Figura 3.1 Geometría en planta de los edificios de 4, 6 y 8 niveles .....	36
Figura 3.2 Elevación del marco exterior de los edificios de 4, 6 y 8 niveles .....	37
Figura 3.3 Marco exterior (izquierda) ligado al marco interior(derecha) del edificio de 6 niveles.....	38
Figura 3.4 Estrategia de modelado en OpenSees .....	38
Figura 3.5 Curva envolvente fuerza vs. Deformación empleada para modelos histéreticos de IMK (Ibarra-Medina-Krawinkler, 2005) .....	40
Figura 3.6 Comportamiento histerético y analítico de una columna de concreto reforzado que exhiben falla a flexión-cortante ensayada por Lynn (1998), espécimen 2clh18 .....	42
Figura 3.7 Calibración del espécimen SC3 de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Aboutaha et al. (1999): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	43

Figura 3.8 Calibración del espécimen 2clh18 de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Lynn (1998): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético.....	43
Figura 3.9 Calibración del espécimen WS033E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	44
Figura 3.10 Calibración del espécimen WS033W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	44
Figura 3.11 Calibración del espécimen WS048E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	44
Figura 3.12 Calibración del espécimen WS048W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	45
Figura 3.13 Calibración del espécimen WS067E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	45
Figura 3.14 Calibración del espécimen WS067W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	45
Figura 3.15 Calibración del espécimen WS092E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	46
Figura 3.16 Calibración del espécimen WS147W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	46
Figura 3.17 Calibración del espécimen WS25033E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	46

Figura 3.18 Calibración del espécimen WS092W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	47
Figura 3.19 Calibración del espécimen WS147E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético .....	47
Figura 3.20 Calibración de la respuesta histerética, a) Muro de mampostería M0 y b) Muro de mampostería MV1 .....	49
Figura 3.21 Calibración de la respuesta histerética, a) Muro de mampostería MV2 y b) Muro de mampostería WBW .....	49
Figura 3.22 Calibración de la respuesta histerética, muro de mampostería 3D .....	49
Figura 3.23 Curvas de capacidad de los edificios diseñado con las NTCS-1976, con $Q=4$ y con $Q=6$ : a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles.....	51
Figura 3.24 Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñado con las NTCS-1976, a) edificios diseñados con $Q=4$ y b) edificios diseñados con $Q=6$ .....	51
Figura 3.25 Curvas bilineales de los edificios diseñados con las NTCS-1976: a) edificio de 4 niveles con $Q=4$ , y b) edificio de 4 niveles con $Q=6$ .....	52
Figura 3.26 Curvas bilineales de los edificios diseñados con las NTCS-1976: a) edificio de 6 niveles con $Q=4$ , y b) edificio de 6 niveles con $Q=6$ .....	53
Figura 3.27 Curvas bilineales de los edificios diseñados con las NTCS-1976: a) edificio de 8 niveles con $Q=4$ , y b) edificio de 8 niveles con $Q=6$ .....	53
Figura 3.28 Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con las NTCS-2017.....	54
Figura 3.29 Curvas bilineales de los edificios diseñados con las NTCS-2017 a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles.....	55
Figura 4.1 Ubicación espacial de las estaciones acelerométricas consideradas en este estudio .....	57
Figura 4.2 Ubicación espacial de las estaciones acelerométricas consideradas en este estudio en las zonas sísmicas .....	58

Figura 4.3 Historias de aceleración del terreno registradas en cada una de las estaciones, en sus dos componentes horizontales ortogonales, consideradas en este estudio .....	64
Figura 4.4 Comparación de espectros de respuesta obtenidos para la componente N00E del conjunto de acelerogramas y la mediana de los espectros de respuesta.....	65
Figura 4.5 Comparación de espectros de respuesta obtenidos para la componente N90W del conjunto de acelerogramas y la mediana de los espectros de respuesta.....	65
Figura 5.1 Edificio de 4 niveles ante un evento sísmico .....	66
Figura 5.2 Perfiles de IDR de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4 y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	67
Figura 5.3 Comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio de cuatro niveles diseñado con las NTCS-1976 y Q=4 ante el registro CH84 (comp. N90W): a) columna de concreto reforzado de la planta baja, b) viga de concreto reforzado del primer entrepiso, c) puntal equivalente ubicado en el marco exterior y d) puntal equivalente ubicado en el marco interior.....	68
Figura 5.4 Perfiles de IDR de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4 y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	68
Figura 5.5 Perfiles de IDR de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4 y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	69
Figura 5.6 Perfiles de IDR de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles .....	70
Figura 5.7 Comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio de cuatro niveles diseñado con las NTCS-2017 ante el registro CH84 (comp. N90W): a) columna de concreto reforzado de la planta baja débil, b) viga de concreto reforzado del primer entrepiso, c) puntal equivalente ubicado en el marco interior y d) puntal equivalente ubicado en el marco exterior.....	71

Figura 5.8 Perfiles de RIDR de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 72

Figura 5.9 Perfiles de RIDR de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 72

Figura 5.10 Perfiles de RIDR de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 73

Figura 5.11 Perfiles de RIDR de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles..... 74

Figura 5.12 Perfiles de IDR de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 75

Figura 5.13 Perfiles de IDR de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 76

Figura 5.14 Perfiles de IDR de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 76

Figura 5.15 Perfiles de IDR de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles ..... 77

Figura 5.16 Perfiles de RIDR de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 78

Figura 5.17 Perfiles de RIDR de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 78

Figura 5.18 Perfiles de RIDR de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	79
Figura 5.19 Perfiles de RIDR de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles .....	80
Figura 5.20 Perfiles de IDR de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	81
Figura 5.21 Perfiles de IDR de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	81
Figura 5.22 Perfiles de IDR de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	82
Figura 5.23 Perfiles de IDR de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles .....	83
Figura 5.24 Perfiles de RIDR de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	84
Figura 5.25 Perfiles de RIDR de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	84
Figura 5.26 Perfiles de RIDR de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 .....	85
Figura 5.27 Perfiles de RIDR de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles .....	86

Figura 5.28 Perfiles de IDR de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 87

Figura 5.29 Perfiles de IDR de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 88

Figura 5.30 Perfiles de IDR de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 88

Figura 5.31 Perfiles de IDR de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles ..... 89

Figura 5.32 Perfiles de RIDR de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 90

Figura 5.33 Perfiles de RIDR de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 90

Figura 5.34 Perfiles de RIDR de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=4, y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 ..... 91

Figura 5.35 Perfiles de RIDR de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles ..... 92

Figura 5.36 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles IDR: a) edificio de 4 niveles con Q=4 diseñado con las NTCS-1976, y b) edificio de 4 niveles con Q=6 diseñado con las NTCS-1976..... 93

Figura 5.37 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles IDR: a) edificio de 6 niveles con Q=4 diseñado con las NTCS-1976, y b) edificio de 6 niveles con Q=6 diseñado con las NTCS-1976..... 93

Figura 5.38 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles IDR: a) edificio de 8 niveles con Q=4 diseñado con las NTCS-1976, y b) Edificio de 8 niveles con Q=6 diseñado con las NTCS-1976.....	94
Figura 5.39 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles IDR: a) edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017, b) edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-2017, y c) edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-2017.....	94
Figura 5.40 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles RIDR: a) edificio de 4 niveles con Q=4 diseñado con las NTCS-1976, y b) edificio de 4 niveles con Q=6 diseñado con las NTCS-1976.....	95
Figura 5.41 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles RIDR: a) edificio de 6 niveles con Q=4 diseñado con las NTCS-1976, y b) edificio de 6 niveles con Q=6 diseñado con las NTCS-1976.....	95
Figura 5.42 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles RIDR: a) edificio de 8 niveles con Q=4 diseñado con las NTCS-1976, y b) Edificio de 8 niveles con Q=6 diseñado con las NTCS-1976.....	96
Figura 5.43 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles RIDR: a) edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017, b) edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-2017, y c) edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-2017.....	96
Figura 5.44 Comparación de los perfiles IDR para los edificios diseñados con diferente Q: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles, y c) edificios de 8 niveles.....	97
Figura 5.45 Comparación de los perfiles IDR para los edificios de 4, 6 y 8 niveles: a) edificios diseñados con Q=4, b) edificios diseñados con Q=6.....	98
Figura 5.46 Comparación de los perfiles IDR de los edificios con Q=4 y ambos reglamentos: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles.....	99
Figura 6.1 Rigidez remanente del E4Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar.....	100
Figura 6.2 Reserva de capacidad del E4Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar.....	101
Figura 6.3 Rigidez remanente del E4Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar.....	101



Figura 6.4 Reserva de capacidad del E4Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	102
Figura 6.5 Rigidez remanente del E6Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	102
Figura 6.6 Reserva de capacidad del E6Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	103
Figura 6.7 Rigidez remanente del E6Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	103
Figura 6.8 Reserva de capacidad del E6Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	104
Figura 6.9 Rigidez remanente del E8Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16 y 84, b) media y desviación estándar .....	104
Figura 6.10 Reserva de capacidad del E8Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	105
Figura 6.11 Rigidez remanente del E8Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	105
Figura 6.12 Reserva de capacidad del E8Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	106
Figura 6.13 Rigidez remanente del E4-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16 y 84, b) media y desviación estándar .....	107
Figura 6.14 Reserva de capacidad del E4-NTCS-2017: a) Mediana y percentiles 16 y 84, b) Media y desviación estándar .....	107
Figura 6.15 Rigidez remanente del E6-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	108
Figura 6.16 Reserva de capacidad del E6-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	108
Figura 6.17 Rigidez remanente del E8-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	109
Figura 6.18 Reserva de capacidad del E8-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar .....	109

Figura A.1 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-1976 y Q=4 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	115
Figura A.2 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	116
Figura A.3 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-1976 y Q=4 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	117
Figura A.4 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	118
Figura A.5 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-1976 y Q=4 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	119
Figura A.6 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-1976 y Q=6 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	120
Figura B.1 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017 y Q=4 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	121
Figura B.2 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-2017 y Q=4 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	122
Figura B.3 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-2017 y Q=4 [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	123

## LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Características de columnas de CR con falla a flexión-cortante (PEER, 2005) .....	16
Tabla 2.2 Relación de estados de daño en columnas con falla a flexión-cortante y $\lambda_k$ .....	19
Tabla 2.3 Características de columnas de CR que exhiben falla por flexión (PEER, 2005) .....	21
Tabla 2.4 Características de muros de mampostería confinada (CENAPRED, 1996) .....	33
Tabla 3.1 Parámetros del modelo IMK (2005) de columnas de CR con falla a flexión-cortante .....	42
Tabla 3.2 Parámetros del modelo histerético IMK (2005) para muros de mampostería confinada .....	50
Tabla 3.3 Propiedades mecánicas y dinámicas de los edificios diseñados con las NTCS-1976 .....	52
Tabla 3.4 Propiedades mecánicas y dinámicas de los edificios diseñados con las NTCS-2017 .....	54
Tabla 4.1 Características de las 20 historias de aceleración del terreno consideradas en esta investigación .....	59

# Capítulo 1

## Introducción

---

### 1.1 Motivación

Alrededor del mundo en ciudades densamente pobladas donde la falta de espacio, origina que las construcciones tengan configuraciones deficientes (Arnold *et al.*, 1982). Una que se observa frecuentemente es la configuración de planta baja débil, en la cual se utiliza el primer nivel como estacionamiento o para uso comercial.

Dicha configuración genera un cambio abrupto de rigidez y resistencia de las columnas de la planta baja con el nivel superior que generalmente es resistido por marcos de concreto reforzado y muros de mampostería confinada. Este cambio genera una mayor demanda de deformaciones en las columnas lo que ocasiona un aumento de fuerzas por inestabilidad estructural (P- $\Delta$ ).

Evidencia de esta deficiencia estructural se pudo observar en varios sismos históricos alrededor del mundo como son, el sismo de 1906 de San Francisco con magnitud de momento igual a 7.9 (Naeim F., *et al.*, 2000), el sismo de Loma Prieta de 1989 con magnitud de momento igual a 8.8 (Naeim F., *et al.*, 2000), sismo de Northridge de 1994 con magnitud de Richter igual a 6.7, entre otros. En particular, el sismo de Izmit, Turquía de 1999 con magnitud de Richter igual a 7.4 ocasionó daños en 725 edificios con configuración de planta baja débil de un total reportado de 1,215 edificios (Kirac N., *et al.*, 2011). Así como el sismo de Gorkha, Nepal de 2015 con magnitud de momento igual a 7.8 en el cual se observó que el mecanismo de falla más común fue la planta baja débil (Gautam D., *et al.*, 2016).

En México, el sismo de Michoacán del 19 de septiembre de 1985 ( $M_w=8.1$ ) ocasionó daños, principalmente, a la infraestructura en la Ciudad de México, dicho fenómeno por el alto contenido de frecuencias ocasionó mayor daño en edificios altos. Aunado a ello también se observó que el 8% de un total de 330 edificios con colapso severo o total tuvieron configuración de planta baja débil (Esteva, 1987).

Recientemente, el 19 de septiembre de 2017 ocurrió un sismo con magnitud de momento igual a 7.1, de fuente intraplaca a una profundidad intermedia de 57 km y con una distancia epicentral de, aproximadamente 120 km a la zona sur de la Ciudad de México. Debido a las características de terreno, así como a las características del movimiento del terreno, entre otros factores, se observó mayor daño estructural en edificios de 4 a 8 niveles (Jara-Guerrero *et al.*, 2019).

Después del evento sísmico del 19 de septiembre de 2017, voluntarios y equipos de diferentes instituciones tanto nacionales como internacionales se dirigieron a la Ciudad de México y estados vecinos para realizar inspecciones de las zonas dañadas. Entre ellos estuvo el Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM), la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS), la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), así como varias universidades del país (UMSNH y UNAM, entre otras). Entre las instituciones internacionales participaron el Earthquake Engineering Research Institute (EERI) y la Universidad de Stanford, California.

De los resultados de las evaluaciones se constató que solo en la Ciudad de México, 44 edificios colapsaron, 42 tuvieron colapso parcial y más de 800 fueron severamente dañados de los cuales 124 tuvieron que ser demolidos (Reinoso *et al.* 2020). De los edificios dañados durante el sismo se reportó que el 54% poseían la configuración de planta baja débil (Jara-Guerrero *et al.*, 2019).

De acuerdo a investigaciones de campo realizado por el equipo Colombian Earthquake Engineering Research - Pacific Earthquake Engineering Research (CEER-PEER), analizaron un total de 62 edificios, con distribución de edificios de 2 a 12 niveles (Arteta *et al.*, 2019). De ellos se constató que el 60% de los casos, los edificios presentaban una configuración de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería de relleno, en la Figura 1.1 se presentan las estadísticas obtenidas.

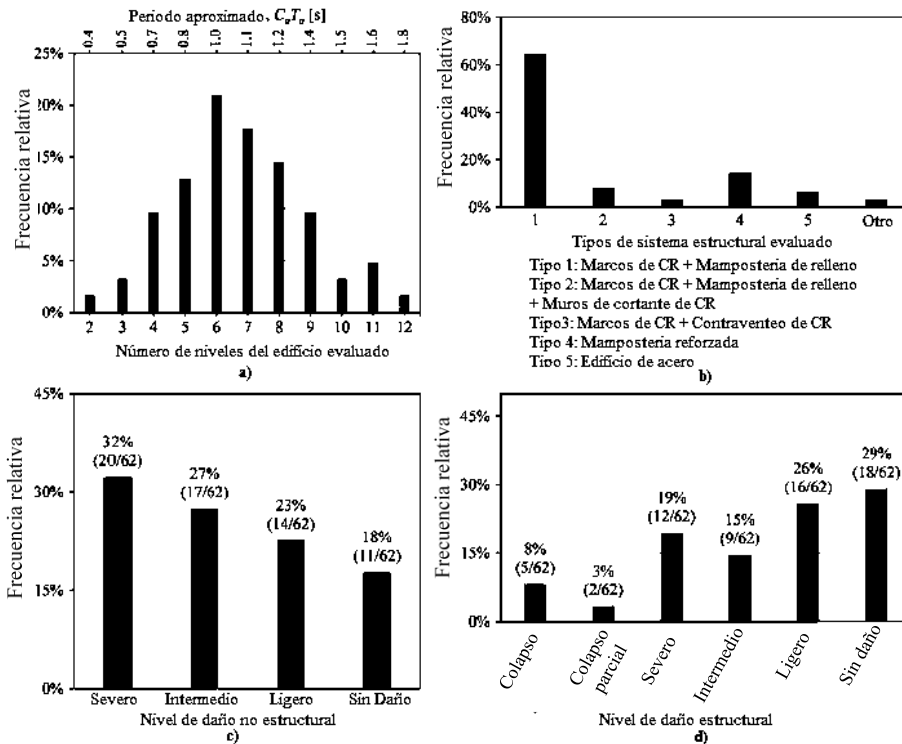


Figura 1.1 Estadísticas de los edificios inspeccionados por el equipo de CEER-PEER: a) altura del edificio, b) tipo de sistema estructural, c) categorías de daño no estructural, y d) categorías de daño estructural

Un recorrido en campo realizado por el equipo de Earthquake Engineering Research Institute (MEERI) analizaron un total de 44 edificios colapsados de los cuales el 56% se encontraban en zona de terreno tipo IIIa y el 27% en zona IIIb. Se encontró que el 57% de los edificios tenían una ocupación habitacional, el 14% con ocupación mixta y el 18% para uso comercial y/o oficinas (Galvis *et al.*, 2020), en la Figura 1.2 se muestran los edificios colapsados y en la Figura 1.3 y Figura 1.4 las estadísticas de daño.

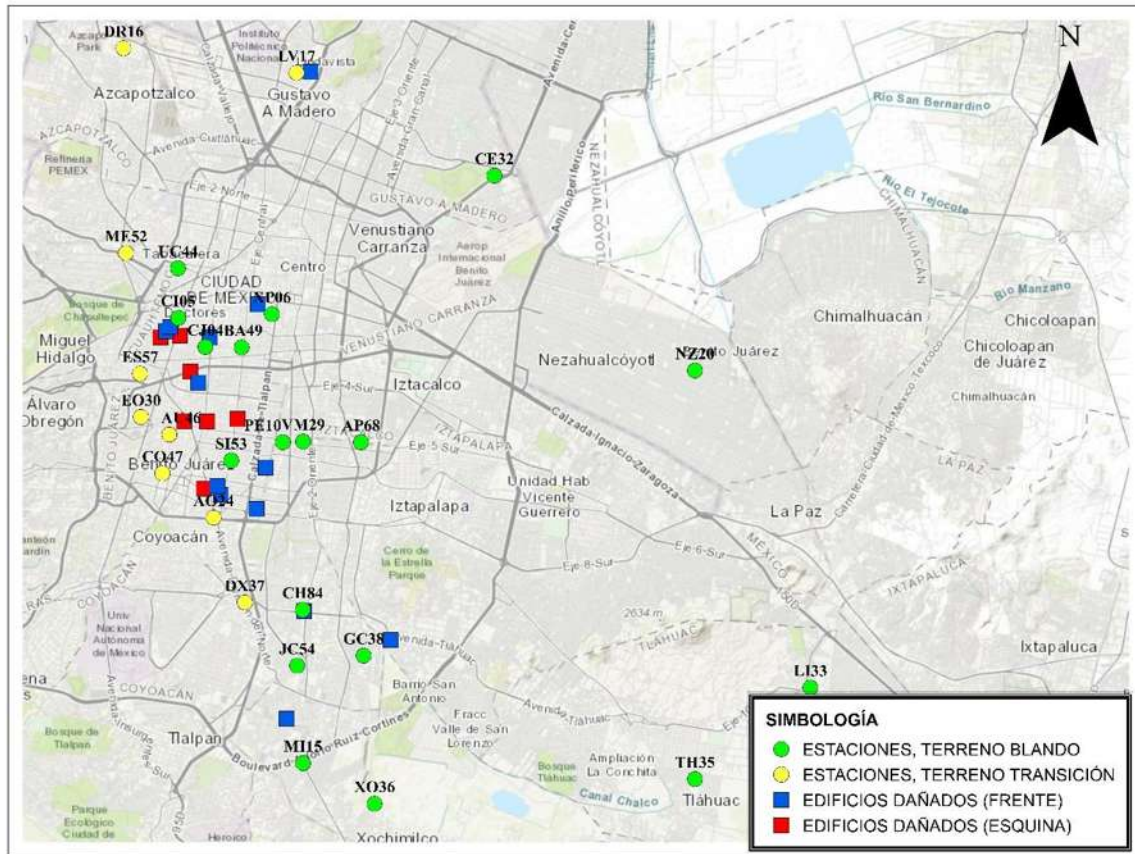


Figura 1.2 Distribución espacial de los edificios colapsados

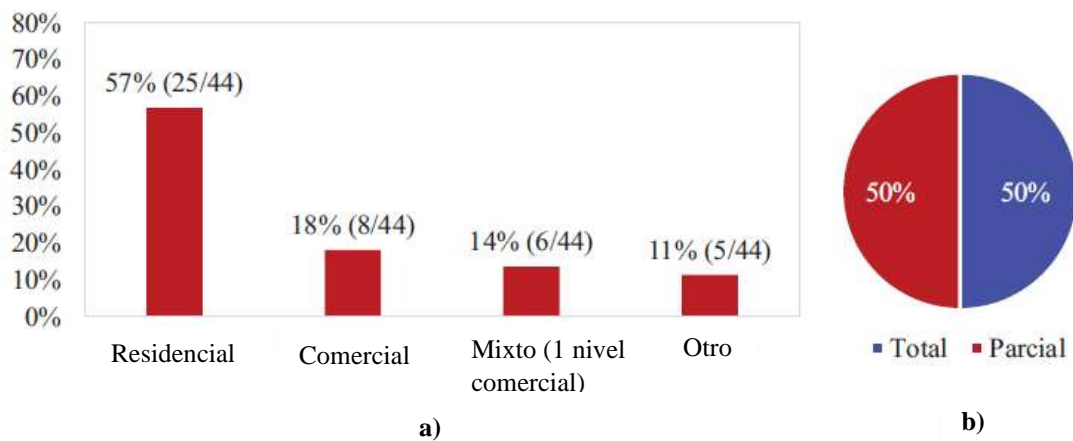


Figura 1.3 a) Distribución de uso de edificios, y b) distribución de los tipos de colapso

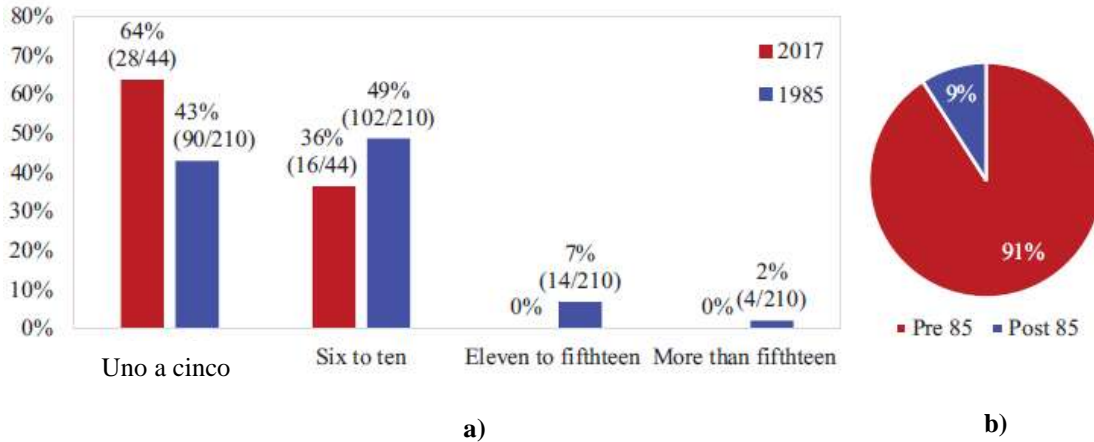


Figura 1.4 a) Comparación de la distribución del número de niveles de los edificios colapsados, y b) Edad aproximada de los edificios colapsados en la Ciudad de México por el sismo de Puebla-Morelos

Además, se encontró que la mayoría de los edificios colapsados fueron diseñados con reglamentos previos al año 1985, de acuerdo a las actualizaciones en reglamentación de construcción se utilizó las *Normas Técnicas Complementarias de Sismo*, en su versión 1976 (NTCS-1976). El reglamento permitía el uso de marcos flexibles, además de permitir un detallado de refuerzo insuficiente lo que a su vez no permitía un buen comportamiento estructural, en la Figura 1.5 se puede ver ejemplos de edificios colapsados.

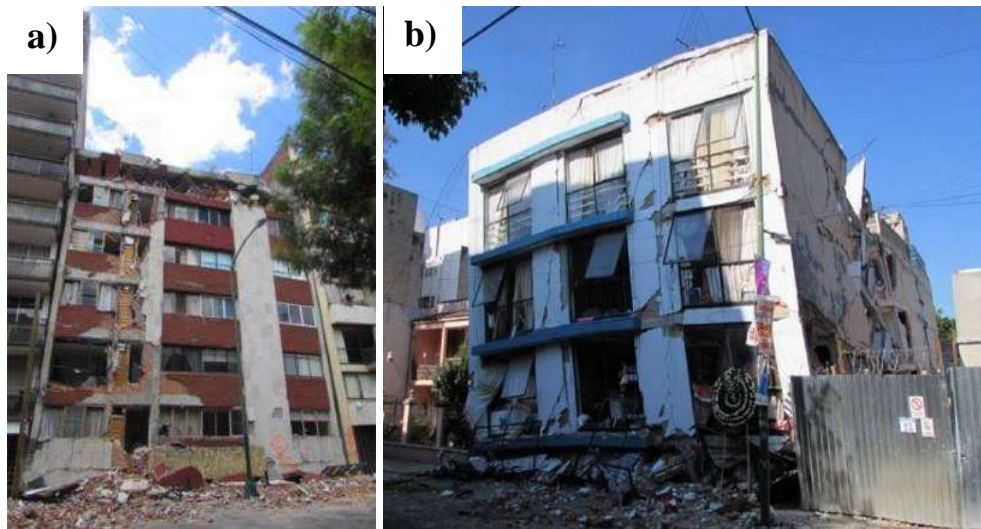


Figura 1.5 Edificios con configuración de planta baja débil que colapsaron por el sismo del 19 de septiembre 2017 en la Ciudad de México, a) Edificio habitacional de 6 niveles ubicado en Patricio Sanz #37 y b) edificio habitacional de 4 niveles ubicado en Saratoga



Aunado al evento sísmico del 19 de septiembre de 2017 se observó la vulnerabilidad de las edificaciones. Un caso especial fue un edificio con configuración de planta baja débil que al momento de ser sometido a las excitaciones sísmicas permaneció de pie. Una vez terminado el evento sísmico y pasados 50 minutos el edificio presentó un mecanismo de colapso, efecto debido al deterioro estructural, en el cual los elementos como columnas y muros no poseían suficiente capacidad residual.



Figura 1.6 Edificio ante el evento sísmico del 19 de septiembre de 2017, ubicado entre el cruce de las calles Medellín-San Luis Potosí: a) antes del sismo, b) después del sismo, y c) colapso estructural

## 1.2 Estudios previos

### 1.2.1 Comportamiento de edificios con planta baja débil

Con base en un estudio realizado por Esteva (1987), antes del sismo del 19 de septiembre de 1985 no se tenían registros de eventos históricos por lo cual, este evento contribuyó a comprender la vulnerabilidad de las estructuras donde el daño se concentró en edificios altos. La investigación concluyó un total de 330 edificios con un nivel de daño severo o colapso, se determinó que el 8% presentaban la configuración de planta baja débil. Por otra parte, se analizó que la mayoría de los edificios dañados fueron diseñados con reglamentos correspondientes al periodo 1957 – 1976, trayendo consigo 192 edificios dañados.

Miranda (2005), indica el problema de planta baja débil es ampliamente conocido, por lo menos en 50 años, pero debido a la falta de investigación o al interés no se ha podido solucionar. Hace la mención que a pesar de ser conocido el tema se siguen construyendo estructuras con esta configuración, el cual representa una grave deficiencia estructural debido a la discontinuidad de rigidez y resistencia en la altura de los edificios. También hace notar que se genera una inestabilidad dinámica en los edificios con planta baja débil ante eventos sísmicos lo que puede ocasionar un mecanismo de colapso.

Recientemente, Ruiz-García *et al.* (2019) evaluaron el comportamiento sísmico de una familia de edificios con configuración de *planta baja débil* diseñado con las NTCS-1976 y NTCS-2017, de acuerdo a sus resultados se observó que los edificios diseñados con la normativa de 1976 experimentaron mayores demandas de distorsión de entrepiso el cual se concentró en la planta baja. Mientras que para los edificios diseñados con las NTCS-2017 experimentaron menores demandas de distorsión en la planta baja pero el daño se extendió al nivel superior.

Con base en una investigación realizada por Jara-Guerrero *et al.* (2019), se analizó un conjunto de edificios con configuración de planta baja débil adicionados con sistemas de control y uso de contraventeos. Se pudo observar que la respuesta sísmica de los edificios utilizando los sistemas de control contribuyeron enormemente a la disminución de las demandas de distorsión en la planta baja.

Recientemente Ruiz *et al.* (2020) investigaron fragilidad sísmica de un edificio con configuración de planta baja débil rehabilitado con diferentes técnicas. Se pudo observar que los sistemas a base de *contraventeos restringidos al pandeo* (CRP) y encamisado de concreto en las columnas de la planta baja aumentan la resistencia lateral 1.6 veces. El usar encamisados de concreto implica modificar las características de la cimentación, además de presentar problemas de espacio para el uso de la planta baja. El uso de contraventeos restringidos al pandeo al ser una técnica de rehabilitación más cara, no existe la necesidad de modificar la cimentación.

### **1.2.2 Evaluación de la capacidad remanente**

Bazzurro *et al.* (2004) desarrollaron una guía para la evaluación post-sísmica de edificios de baja altura. Dicho estudio empleo diferentes técnicas como los análisis estático no lineal incremental y análisis dinámico incremental para el desarrollo, además, de considerar diferentes estados de daño. Se observó que la *pérdida de capacidad* está relacionada con el daño experimentado, así como con las demandas del movimiento del terreno.

Existen procedimientos para la evaluación post-sísmica de edificios en los Estados Unidos como el ATC-20 y FEMA 352. Dichos documentos utilizan diferentes colores para etiquetar el estado de daño, generalmente depende del juicio del especialista. Con la finalidad de saber si la estructura es capaz de tener un funcionamiento normal ante eventos sísmicos o futuras réplicas.

Chiu *et al.* (2019) llevo a cabo análisis en columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante y falla a flexión para estimar la capacidad residual, para llevar a cabo su investigación empleo el criterio de *Japan Building Disaster Prevention Association* (JBDPA 2001, 2015). En el cual utilizan las propiedades mecánicas de las columnas de concreto reforzado. La investigación proporciono factores de capacidad sísmica ante diferentes modos de falla, siendo estos, la capacidad de disipación de energía, la resistencia residual y la rigidez residual.

INIFED *et al.* (2021) desarrollaron una guía para la evaluación post-sísmica de edificios, utilizando valores discretos de parámetros ( $\lambda_R$  y  $\lambda_k$ ) que describen la capacidad residual y rigidez remanente de diferentes elementos estructurales como diferentes configuraciones de muros de mampostería y vigas de acoplamiento.

### **1.3 Objetivos**

El objetivo general de esta investigación consiste en evaluar la capacidad residual de rigidez y resistencia en edificios con planta baja débil diseñados con dos normativas en materia de diseño sísmico para la Ciudad de México.

Para alcanzar el objetivo general de la investigación, se estipulan los siguientes objetivos específicos:

1. Calibrar el comportamiento histerético de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante y muros de mampostería confinada.
2. Obtener funciones que describan la capacidad residual y rigidez remanente de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante y falla a flexión.
3. Evaluar el comportamiento de familias de edificios diseñados con las Normas Técnicas Complementarias de Sismo (NTCS-1976 y NTCS-2017).
4. Obtener la capacidad residual y capacidad de demolición para los grupos de edificios diseñados con las NTCS-1976 y NTCS-2017.

### **1.4 Alcance**

En esta investigación se consideró el cálculo de la capacidad residual de edificios con configuración de planta baja débil a partir de la capacidad residual de columnas y muros de mampostería. Sin embargo, debe reconocerse que otras fuentes y elementos pueden contribuir a la capacidad residual de los edificios. Además, solo se estudió el efecto del sismo del tipo intraplaca registrado el 19 de septiembre de 2017 ante la respuesta de los modelos analíticos por lo que los resultados son aplicables para sismos de esta naturaleza.

## 1.5 Organización de la tesis

Los resultados de la presente investigación se describen en los siguientes capítulos:

En el Capítulo 1 se presenta una introducción y estudios previos que establecen la motivación e importancia de hacer este trabajo, se hace mención de los objetivos tanto general como particulares los cuales son la base para poder desarrollar la investigación de manera ordenada y concisa.

En el Capítulo 2 se describe las características y los pasos a seguir para poder evaluar la capacidad remanente de edificios con configuración de planta baja débil. Se desarrollaron ecuaciones continuas que describen la rigidez remanente y la capacidad residual de los elementos estructurales.

En el Capítulo 3 se presentan las características de los elementos estructurales que conforman a la configuración de planta baja débil. Un conjunto de pruebas experimentales de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante y falla a flexión. Además, se presentan las calibraciones del comportamiento histerético de los especímenes de la base de datos de *Structural Performance Database* de *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) empleando el modelo de Ibarra-Medina-Krawinkler con el programa de computadora *OpenSees* (Universidad de California, Berkeley; 2016). Además, se presentan los edificios a estudiar.

En el Capítulo 4 se describe los registros de aceleración empleados, así como la localización espacial de las estaciones acelerométricas y la localización de los edificios con configuración de planta baja débil.

La respuesta sísmica de los edificios diseñados con las NTCS-1976 y NTCS-2017 se presentan en el Capítulo 5.

Finalmente, en el Capítulo 6 se evalúa la capacidad la capacidad residual de rigidez y resistencia de los edificios de estudio.

# Capítulo 2

## Capacidad remanente

---

### 2.1 Descripción

Con la finalidad de evaluar la capacidad remanente de edificios de concreto reforzado con configuración de planta baja débil es necesario contar con parámetros que permitan cuantificarla. Para tal fin, en este capítulo se presentan índices para cuantificar la capacidad remanente de rigidez y resistencia de columnas de concreto reforzado, así como de muros de mampostería confinada, sometidas ante cargas cíclicas del tipo sísmico. Con base en resultados experimentales disponibles en la literatura, se obtuvo información de los índices propuestos. Finalmente, se proponen relaciones funcionales para estimar la capacidad remanente de rigidez y resistencia en términos de la distorsión lateral.

### 2.2 Definiciones

#### Rigidez inicial, $K_e$

La rigidez inicial,  $K_e$ , de un elemento estructural se definió como la pendiente en la curva Fuerza-desplazamiento en el intervalo de comportamiento elástico. Para fines de este trabajo se obtuvo considerando la pendiente de la recta desde el origen hasta el punto donde el primer lazo de histéresis deja de ser lineal. En la Figura 2.1 se ilustra esta definición.

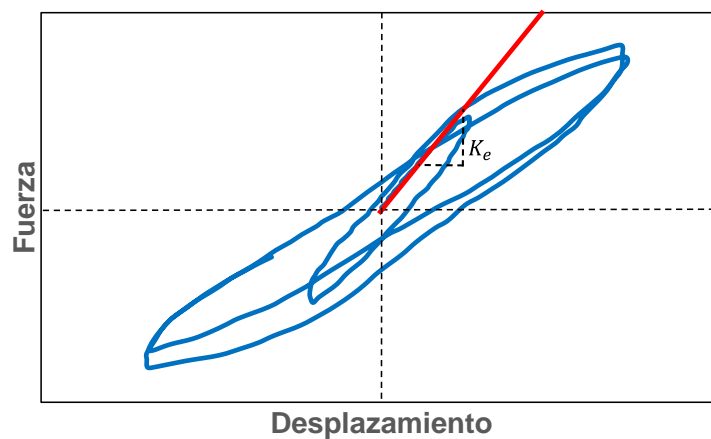


Figura 2.1 Definición de rigidez inicial,  $K_e$

### Rigidez de ciclo, $K_p$

Para evaluar el deterioro en la rigidez de cada ciclo histerético completo, en este estudio se empleó el concepto de *rigidez de ciclo*,  $K_p$ . La rigidez de ciclo,  $K_p$ , se definió como la pendiente de la secante que une a los puntos con desplazamiento lateral máximos en el mismo ciclo. En la Figura 2.2 se ilustra este concepto.

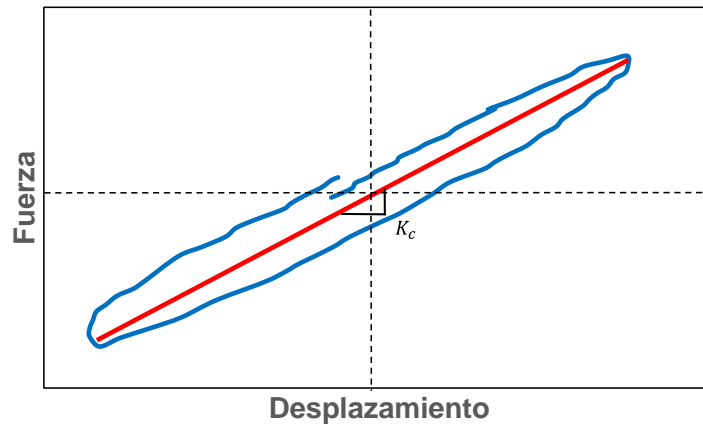


Figura 2.2 Definición de rigidez de ciclo,  $K_p$

### Índice, $\lambda_K$

El índice  $\lambda_K$  se define como el cociente de la rigidez de ciclo y la rigidez elástica de un elemento estructural sometido ante cargas cíclicas, el cual se expresa matemáticamente como:

$$\lambda_k = \frac{K_p}{K_e} \quad (2.1)$$

Dado que  $K_p$  tiende a disminuir conforme se incrementa el nivel de desplazamiento lateral, o distorsión lateral, el índice  $\lambda_K$  también tenderá a disminuir conforme aumenta el desplazamiento lateral, como se ilustra en la Figura 2.3. Cabe notar que el índice  $\lambda_K$  representa una medida de la capacidad remanente de rigidez de un elemento. Asimismo, el índice  $\lambda_K$  también permite obtener información de la pérdida de rigidez.

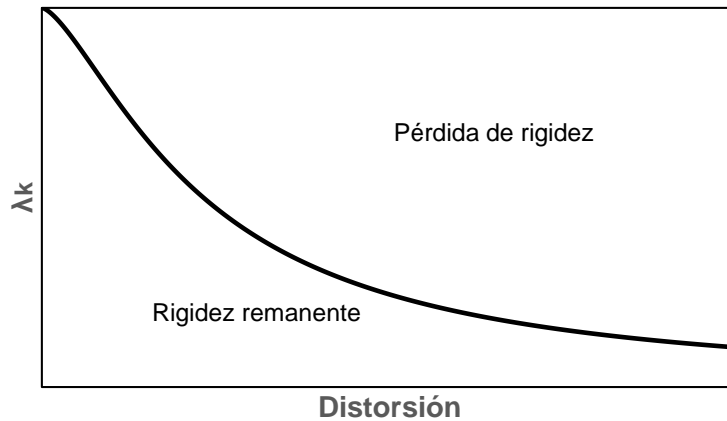


Figura 2.3 Tendencia del índice  $\lambda_k$

### Índice, $\lambda_R$

El índice  $\lambda_R$  se define como el cociente que relaciona la capacidad ante cargas laterales después de alcanzada la resistencia,  $\Delta_R$ , entre su resistencia,  $R$  (es decir, la capacidad máxima ante cargas laterales) de un elemento estructural sometido a cargas cíclicas, el cual se expresa como:

$$\lambda_R = \frac{\Delta_R}{R} \quad (2.2)$$

Dado que  $\Delta_R$  tiende a disminuir conforme se incrementa el nivel de desplazamiento lateral, o distorsión lateral, el índice  $\lambda_R$  también tenderá a disminuir conforme aumenta el desplazamiento lateral, como se ilustra en la Figura 2.4. Cabe notar que el índice  $\lambda_R$  representa una medida de la capacidad remanente de resistencia de un elemento estructural. Asimismo, el índice  $\lambda_R$  también permite obtener información de la pérdida de resistencia correspondiente a un nivel de distorsión lateral.



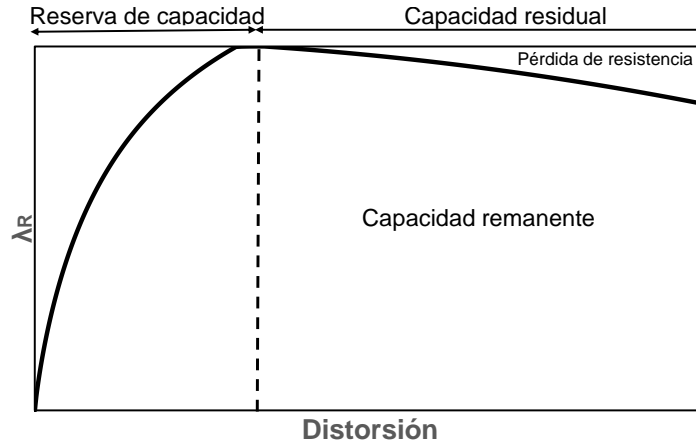


Figura 2.4 Tendencia del índice  $\lambda_R$

## 2.3 Capacidad remanente en columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante

### 2.3.1 Características de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante

Las columnas con falla a flexión-cortante son aquellas que poseen un diseño no dúctil del refuerzo longitudinal y transversal. El refuerzo longitudinal normalmente consiste de paquetes de varillas localizadas en las esquinas del elemento. En cuanto al refuerzo transversal son aquellos en el que los estribos son del No.2 (alambrón) y cuya separación entre estribos son mayores o iguales a 30 cm. Cuando las fuerzas cortantes superan a la resistencia que proporciona el concreto en conjunto con el acero transversal, se origina la fractura de los estribos, con lo cual el concreto confinado pierde la capacidad de resistir la fuerza cortante y por ende la capacidad de resistir la carga vertical decae abruptamente. Este tipo de configuración se presenta en las columnas diseñadas con reglamentos de construcción antiguos, como las (NTCS-1976), en la Figura 2.5 se presentan ejemplos de esta falla.



Figura 2.5 Columnas con falla a flexión-cortante (Fotos: Ruíz-García, 2017)

### 2.3.2 Comportamiento experimental de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante

Con base en programas experimentales del *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER, 2005), se ha observado que el comportamiento cíclico de columnas con falla a flexión-cortante se caracteriza por la formación de un agrietamiento ligero ante bajos niveles de distorsión, el cual varía de acuerdo al patrón de fuerzas aplicado y a la dirección. Cuando se incrementan las fuerzas cortantes, las grietas se extienden desde los extremos hasta generar la pérdida del concreto no confinado. En la Figura 2.6 se presentan ejemplos.

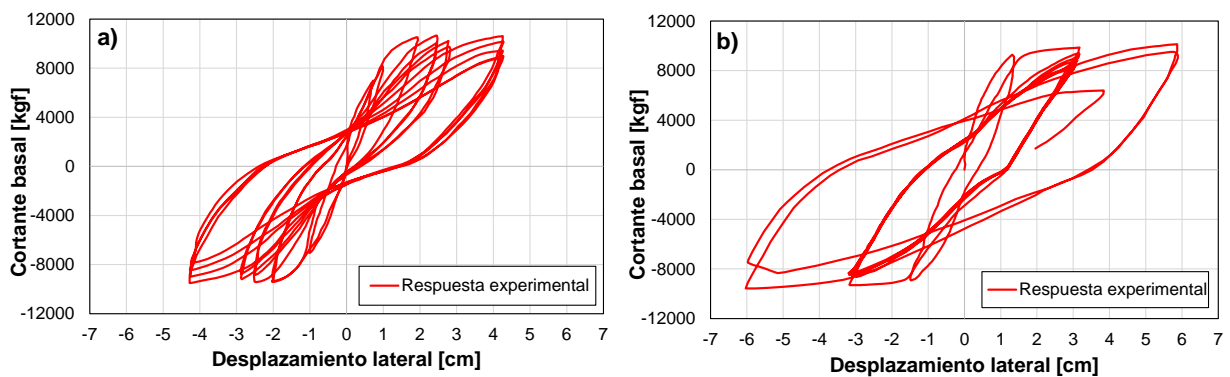


Figura 2.6 Comportamiento histerético de dos columnas de concreto reforzado que exhiben falla a flexión-cortante ensayadas por Wight y Sozen (1973): a) espécimen WS048W, y b) espécimen WS067W

### 2.3.3 Base de datos de columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante

Con la finalidad de determinar la capacidad residual, o remanente, en columnas de CR con falla flexión-cortante, se recopiló un conjunto de resultados de pruebas experimentales de la base de datos administrada por el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER, 2005). En particular, se escogieron 13 columnas rectangulares con diferentes porcentajes de cuantía de acero longitudinal y transversal, que fueron ensayadas ante diferentes niveles de carga axial. En la Tabla 2.1 se describen las características más importantes.

Tabla 2.1 Características de columnas de CR con falla a flexión-cortante (PEER, 2005)

Referencia	Nombre del espécimen	Relación de aspecto	Cociente de carga axial	Longitud (mm)
Aboutaha <i>et al.</i> (1999)	SC3	2.67	0	1219.2
Lynn <i>et al.</i> (1998)	2CLH18	3.22	0.073	1473.2
Wight y Sozen, (1973)	WS033E	2.87	0.114	876
Wight y Sozen, (1973)	WS147E	2.87	0.115	876
Wight y Sozen, (1973)	WS033W	2.87	0.114	876
Wight y Sozen, (1973)	WS048E	2.87	0.147	876
Wight y Sozen, (1973)	WS048W	2.87	0.147	876
Wight y Sozen, (1973)	WS067E	2.87	0.115	876
Wight y Sozen, (1973)	WS067W	2.87	0.115	876
Wight y Sozen, (1973)	WS092E	2.87	0.115	876
Wight y Sozen, (1973)	WS092W	2.87	0.115	876
Wight y Sozen, (1973)	WS147W	2.87	0.115	876
Wight y Sozen, (1973)	WS25033E	2.87	0.071	876

### 2.3.4 Estados de daño para columnas de concreto reforzado con falla a flexión-cortante

Aslani (2005) propuso tres estados de daño para columnas de concreto reforzado que exhiben falla flexión-corte, con base en los resultados experimentales de 92 especímenes de sección transversal rectangular, sometidos a diferentes niveles de carga axial y diferentes configuraciones del refuerzo longitudinal y transversal. De acuerdo a su estudio, definieron los siguientes estados de daño:

**Agrietamiento ligero (DS<sub>1</sub>):** el primer estado de daño corresponde a un agrietamiento ligero del concreto, el cual se obtiene por un cambio de pendiente en la relación fuerza-desplazamiento, el cual está asociado a una distorsión, *IDR*, igual a 0.35%.

**Agrietamiento severo (DS<sub>2</sub>):** el segundo estado de daño se produce al incursionar en el intervalo inelástico del elemento. Se caracteriza por el desprendimiento del concreto, así como un incremento en la abertura de las grietas generadas en ambas direcciones y la fluencia del acero longitudinal/transversal. Este estado de daño está asociado a una *IDR*=0.71%.

**Falla a cortante (DS<sub>3</sub>):** el tercer estado de daño se presenta cuando la resistencia que proporciona el refuerzo transversal y el concreto ya no son capaces de resistir las demandas de fuerza cortante, lo cual provoca una fractura de los estribos y un desprendimiento excesivo del concreto. Aunado a ello, el elemento experimenta una falla frágil lo que ocasiona un colapso parcial o un mecanismo de colapso. Este estado de daño está asociado a una *IDR*=2%.

### **2.3.5 Índices $\lambda_K$ y $\lambda_R$ para columnas de CR con falla a flexión-cortante**

Con base en la base de datos descrita anteriormente, se determinaron los índices  $\lambda_k$  y  $\lambda_R$  para columnas de CR con falla a flexión-corte. Para determinar  $\lambda_k$ , se siguió la siguiente metodología: A) se calculó la rigidez inicial,  $K_e$ , en el primer ciclo positivo de carga, B) posteriormente, se calculó la rigidez de ciclo,  $K_p$ , para cada lazo histerético, y C) se calculó el índice  $\lambda_K$  con la Ec. (2.1). Con base en los resultados de  $\lambda_K$  para cada columna, se obtuvo la gráfica que se muestra en la Figura 2.7. A partir de la figura, puede apreciarse que el índice  $\lambda_K$  disminuye conforme se incrementa el nivel de distorsión lateral, con una tasa no lineal.

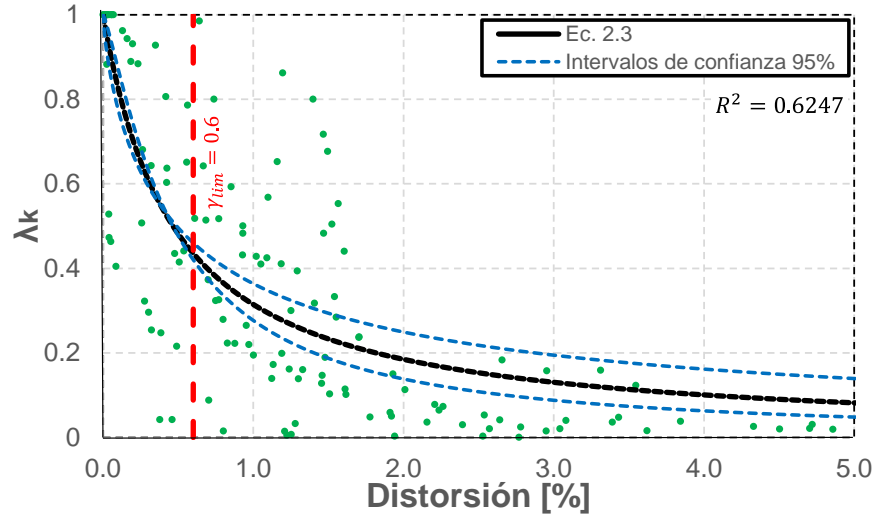


Figura 2.7 Variación del índice  $\lambda_k$  con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión-corte

Con la finalidad de estimar el índice  $\lambda_k$  conforme se incrementa el nivel de distorsión,  $D$ , se propuso la siguiente la siguiente relación funcional:

$$\lambda_k = \frac{1}{1 + \alpha D^\beta} \quad (2.3)$$

A partir de un análisis de regresión no lineal empleando la función **nonlin.m** en el software MATLAB (MathWorks, 2019), se obtuvieron los valores de las constantes  $\alpha=2.179$  y  $\beta=1.018$ . En la Figura 2.7 se muestra el ajuste de la ecuación  $\lambda_k$ , así como la tendencia de  $\lambda_k$  considerando los intervalos de confianza de las constantes. En general, se puede observar que la Ec. (2.3) sigue adecuadamente la tendencia empírica de  $\lambda_k$ , y proporciona una estimación razonable. Para fines de referencia, se incluyó el valor de la distorsión límite establecida en las NTCS-1976, igual a 0.006 [m/m].

Asimismo, es interesante relacionar los estados de daño para este tipo de columnas con  $\lambda_k$ , como se muestra en la Tabla 2.2. Como se puede observar, al llegar al primer estado de daño se tiene una rigidez remanente de 0.572 (57.2 %) y una reserva de capacidad de 0.579 (57.9%). En el segundo estado de daño ( $DS_2=0.71\%$ ), se experimenta una rigidez remanente de 0.394 (39.4%) y una reserva de capacidad de 0.366 (36.6%). Por último, en el tercer estado de daño ( $DS_3=2\%$ ) se obtiene una rigidez remanente de 0.185 (18.5%) y una reserva de capacidad de 0.136 (13.6%).

Tabla 2.2 Relación de estados de daño en columnas con falla a flexión-cortante y  $\lambda_k$

Estados de daño	$IDR$ (%)	$\lambda_k$	$\kappa$
DS <sub>1</sub>	0.35	0.572	0.579
DS <sub>2</sub>	0.71	0.394	0.366
DS <sub>3</sub>	2.00	0.185	0.136

Para determinar  $\lambda_R$ , se siguió la siguiente metodología: A) se obtuvo la fuerza lateral máxima en cada lazo histerético, con la finalidad de obtener la envolvente experimental en ambas direcciones de carga, como se ilustra en la Figura 2.8, B) una vez obtenidas las envolventes, se calculó  $\lambda_R$ , a partir de la Ec. (2.2), la cual se muestra en la Figura 2.9.

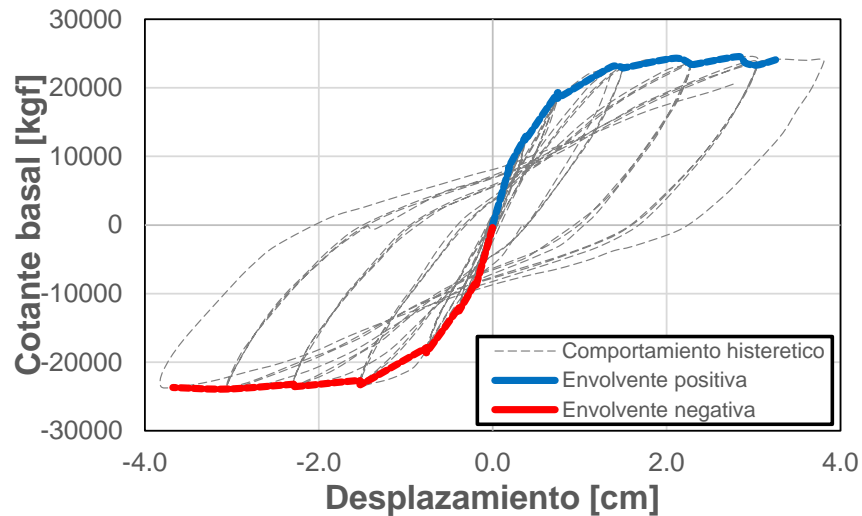


Figura 2.8 Curva envolvente obtenida del espécimen 2clh18 ensayado por Lynn (1998)

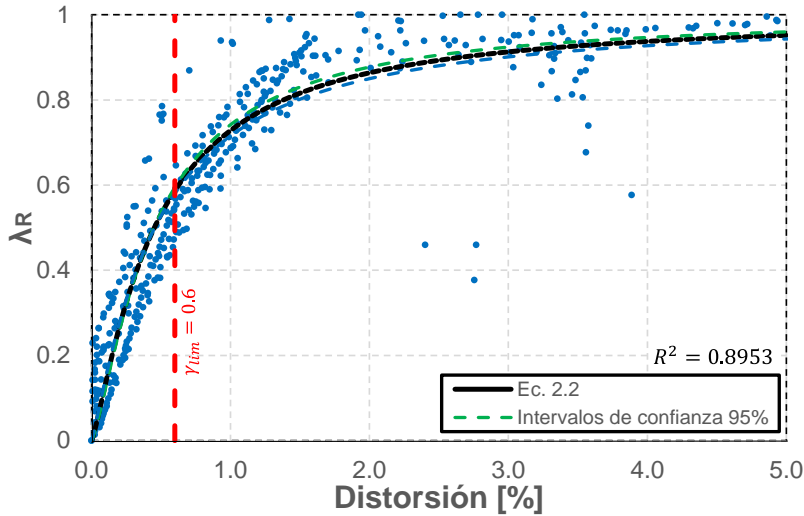


Figura 2.9 Variación del índice  $\lambda_R$  con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión-corte

Con la finalidad de estimar el índice  $\lambda_R$  conforme se incrementa el nivel de distorsión,  $D$ , se propuso la siguiente la siguiente relación funcional:

$$\lambda_R = \frac{1}{1 + \alpha D^\beta} \quad (2.4)$$

A partir de un análisis de regresión no lineal empleando la función **nonlin.m** en el software MATLAB (MathWorks, 2019), se obtuvieron los valores de las constantes  $\alpha=0.3733$  y  $\beta=-1.242$ . En la Figura 2.9 se muestra el ajuste de la ecuación  $\lambda_R$ , así como la tendencia de  $\lambda_K$  considerando los intervalos de confianza de las constantes. En general, se puede observar que la Ec. (2.4) sigue adecuadamente la tendencia empírica de  $\lambda_R$ , y proporciona una estimación razonable.

## 2.4 Columnas de concreto reforzado con falla a flexión

### 2.4.1 Base de datos de columnas de concreto reforzado con falla a flexión

De manera similar, se realizó un análisis estadístico para evaluar  $\lambda_k$  y  $\lambda_R$  en columnas de CR que exhiben falla predominante a flexión. Para tal fin, se utilizaron los resultados de 103 pruebas experimentales de la base de datos *Structural Performance Database* administrada por el *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER, 2005). En la Figura 2.10 se muestra el comportamiento histerético de una columna que exhibe una falla predominante a

flexión, donde se aprecia que no exhibe un deterioro de resistencia significativo y adelgazamiento de los lazos de histéresis.

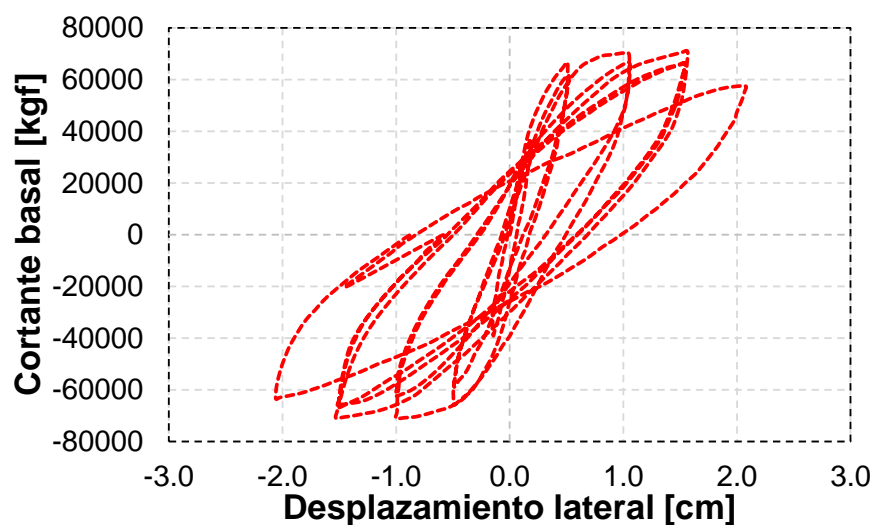


Figura 2.10 Comportamiento histérico de una columna de concreto reforzado que exhibe falla a flexión ensayada Gill *et al.* (1979), espécimen 4

A continuación, en la Tabla 2.3 se presentan las características de las columnas de CR con falla a flexión consideradas en este estudio.

Tabla 2.3 Características de columnas de CR que exhiben falla por flexión (PEER, 2005)

Referencia	Nombre del espécimen	Relación de aspecto	Cociente de carga axial	Longitud (mm)
Gill <i>et al.</i> (1979)	No. 1	2.18	0.26	1200
Gill <i>et al.</i> (1979)	No. 2	2.18	0.214	1200
Gill <i>et al.</i> (1979)	No. 3	2.18	0.42	1200
Gill <i>et al.</i> (1979)	No. 4	2.18	0.6	1200
Ang <i>et al.</i> (1981)	No. 3	4	0.38	1600
Ang <i>et al.</i> (1981)	No. 4	4	0.21	1600
Soesianawati <i>et al.</i> (1986)	No. 1	4	0.1	1600
Soesianawati <i>et al.</i> (1986)	No. 2	4	0.3	1600
Soesianawati <i>et al.</i> (1986)	No. 3	4	0.3	1600



Soesianawati <i>et al.</i> (1986)	No. 4	4	0.3	1600
Zahn <i>et al.</i> (1986)	No. 7	4	0.223	1600
Zahn <i>et al.</i> (1986)	No. 8	4	0.39	1600
Watson y Park. (1989)	No. 5	4	0.5	1600
Watson y Park. (1989)	No. 6	4	0.5	1600
Watson y Park. (1989)	No. 7	4	0.7	1600
Watson y Park. (1989)	No. 8	4	0.7	1600
Watson y Park. (1989)	No. 9	4	0.7	1600
Tanaka y Park. (1990)	No. 1	4	0.2	1600
Tanaka y Park. (1990)	No. 2	4	0.2	1600
Tanaka y Park. (1990)	No. 3	4	0.2	1600
Tanaka y Park. (1990)	No. 4	4	0.2	1600
Tanaka y Park. (1990)	No. 5	3	0.1	1650
Tanaka y Park. (1990)	No. 6	3	0.1	1650
Tanaka y Park. (1990)	No. 7	3	0.3	1650
Tanaka y Park. (1990)	No. 8	3	0.3	1650
Park y Paulay (1990)	No. 9	2.97	0.1	1784
Arakawa <i>et al.</i> (1982)	No. 102	1.5	0.333	375
Nagasaka <i>et al.</i> (1982)	HPRC10- 63	1.5	0.17	300
Nagasaka <i>et al.</i> (1982)	HPRC19- 32	1.5	0.35	300
Ohno y Nishioka (1984)	L1	4	0.032	1600
Ohno y Nishioka (1984)	L2	4	0.032	1600
Ohno y Nishioka (1984)	L3	4	0.032	1600

Kanda <i>et al.</i> (1988)	85STC-1	3	0.106	750
Kanda <i>et al.</i> (1988)	85STC-2	3	0.106	750
Kanda <i>et al.</i> (1988)	85STC-3	3	0.106	750
Kanda <i>et al.</i> (1988)	85PDC-1	3	0.119	750
Kanda <i>et al.</i> (1988)	85PDC-2	3	0.106	750
Kanda <i>et al.</i> (1988)	85PDC-3	3	0.106	750
Muguruma <i>et al.</i> (1988)	AL-1	2.5	0.4	500
Muguruma <i>et al.</i> (1988)	AH-1	2.5	0.4	500
Muguruma <i>et al.</i> (1988)	AL-2	2.5	0.629	500
Muguruma <i>et al.</i> (1988)	AH-2	2.5	0.629	500
Muguruma <i>et al.</i> (1988)	BL-1	2.5	0.254	500
Muguruma <i>et al.</i> (1988)	BH-1	2.5	0.254	500
Muguruma <i>et al.</i> (1988)	BL-2	2.5	0.423	500
Muguruma <i>et al.</i> (1988)	BH-2	2.5	0.423	500
Sakai <i>et al.</i> (1990)	B1	2.5	0.35	500
Sakai <i>et al.</i> (1990)	B2	2.5	0.35	500
Sakai <i>et al.</i> (1990)	B3	2	0.35	500
Sakai <i>et al.</i> (1990)	B4	2	0.35	500
Sakai <i>et al.</i> (1990)	B5	2	0.35	500
Sakai <i>et al.</i> (1990)	B6	2	0.35	500
Sakai <i>et al.</i> (1990)	B7	2	0.35	500
Atalay y Penzien (1975)	1S1	5.5	0.099	1676
Atalay y Penzien (1975)	2S1	5.5	0.093	1676

Atalay y Penzien (1975)	3S1	5.5	0.098	1676
Atalay y Penzien (1975)	4S1	5.5	0.104	1676
Atalay y Penzien (1975)	5S1	5.5	0.195	1676
Atalay y Penzien (1975)	6S1	5.5	0.181	1676
Atalay y Penzien (1975)	No. 9	5.5	0.259	1676
Atalay y Penzien (1975)	No. 10	5.5	0.266	1676
Atalay y Penzien (1975)	No. 11	5.5	0.278	1676
Atalay y Penzien (1975)	No. 12	5.5	0.271	1676
Aziznamini <i>et al.</i> (1988)	NC-2	3	0.206	1372
Aziznamini <i>et al.</i> (1988)	NC-4	3	0.31	1372
Saatcioglu y Ozcebe (1989)	U1	2.86	0	1000
Saatcioglu y Ozcebe (1989)	U3	2.86	0.141	1000
Saatcioglu y Ozcebe (1989)	U4	2.86	0.153	1000
Saatcioglu y Ozcebe (1989)	U6	2.86	0.131	1000
Saatcioglu y Ozcebe (1989)	U7	2.86	0.126	1000
Wehbe <i>et al.</i> (1998)	A1	3.83	0.098	2335
Wehbe <i>et al.</i> (1998)	A2	3.83	0.239	2335
Wehbe <i>et al.</i> (1998)	B1	3.83	0.092	2335

Wehbe <i>et al.</i> (1998)	B2	3.83	0.232	2335
Sugano <i>et al.</i> (1996)	B2	2	0.599	450
Sugano <i>et al.</i> (1996)	UC15H	2	0.599	450
Sugano <i>et al.</i> (1996)	UC20H	2	0.599	450
Sugano <i>et al.</i> (1996)	UC15L	2	0.35	450
Sugano <i>et al.</i> (1996)	UC20L	2	0.35	450
Nosho <i>et al.</i> (1996)	No. 1	7.64	0.339	2134
Bayrak y Sheikh (1996)	ES-1HT	6.04	0.5	1842
Bayrak y Sheikh (1996)	AS-2HT	6.04	0.36	1842
Bayrak y Sheikh (1996)	AS-3HT	6.04	0.5	1842
Bayrak y Sheikh (1996)	AS-4HT	6.04	0.5	1842
Bayrak y Sheikh (1996)	AS-5HT	6.04	0.45	1842
Bayrak y Sheikh (1996)	AS-6HT	6.04	0.46	1842
Bayrak y Sheikh (1996)	AS-7HT	6.04	0.45	1842
Bayrak y Sheikh (1996)	ES-8HT	6.04	0.47	1842
Saatcioglu y Grira (1999)	BG-1	4.7	0.428	1645
Saatcioglu y Grira (1999)	BG-3	4.7	0.2	1645
Saatcioglu y Grira (1999)	BG-4	4.7	0.462	1645
Saatcioglu y Grira (1999)	BG-5	4.7	0.462	1645

Saatcioglu y Grira (1999)	BG-6	4.7	0.456	1645
Saatcioglu y Grira (1999)	BG-7	4.7	0.462	1645
Saatcioglu y Grira (1999)	BG-8	4.7	0.231	1645
Saatcioglu y Grira (1999)	BG-9	4.7	0.462	1645
Saatcioglu y Grira (1999)	BG-10	4.7	0.462	1645
Takemura y Kawashima (1997)	(JSCE-4)	3.11	0.027	1245
Takemura y Kawashima (1997)	(JSCE-5)	3.11	0.027	1245
Takemura y Kawashima (1997)	(JSCE-6)	3.11	0.029	1245
Takemura y Kawashima (1997)	(JSCE-7)	3.11	0.03	1245
Takemura y Kawashima (1997)	(JSCE-8)	3.11	0.027	1245
Takemura y Kawashima (1997)	(JSCE-9)	3.11	0.027	1245

### 2.4.2 Índices $\lambda_K$ y $\lambda_R$ para columnas de CR con falla a flexión

Con base en la base de datos descrita anteriormente, se determinaron los índices  $\lambda_K$  y  $\lambda_R$  para columnas de CR con falla a flexión siguiendo la misma metodología descrita en la Sección 2.3.5. Debido a la variabilidad espécimen-a-espécimen observada, se consideró dividir los resultados de  $\lambda_K$  y  $\lambda_R$  en dos grupos considerando: 1) columnas con niveles del cociente de carga axial menor o igual a 0.1 ( $P/A_g f'_c \leq 0.1$ ) y 2) columnas con niveles del cociente de carga axial mayor a 0.1 ( $P/A_g f'_c > 0.1$ ). En la Figura 2.11 se presentan los resultados para las columnas con  $P/A_g f'_c > 0.1$ , mientras que en la Figura 2.12 para columnas con  $P/A_g f'_c \leq 0.1$ .

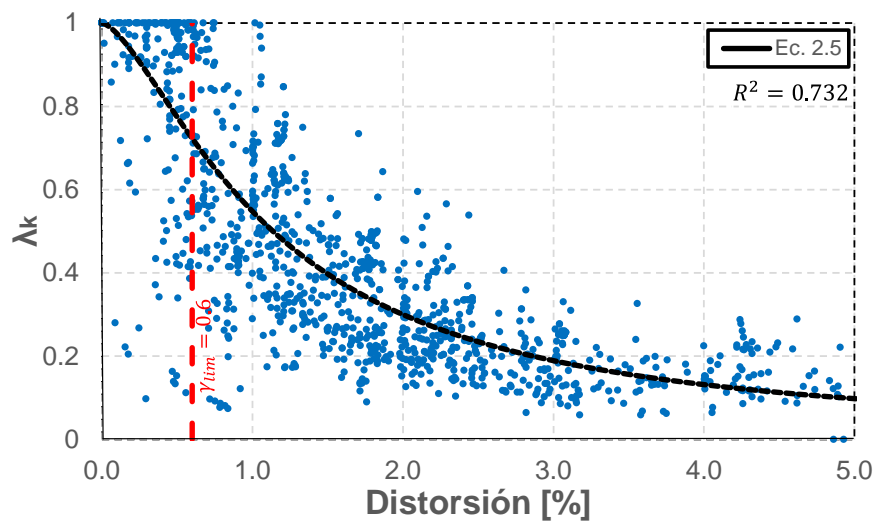


Figura 2.11 Variación del índice  $\lambda_k$  con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión y  $P/A_g f'_c > 0.1$

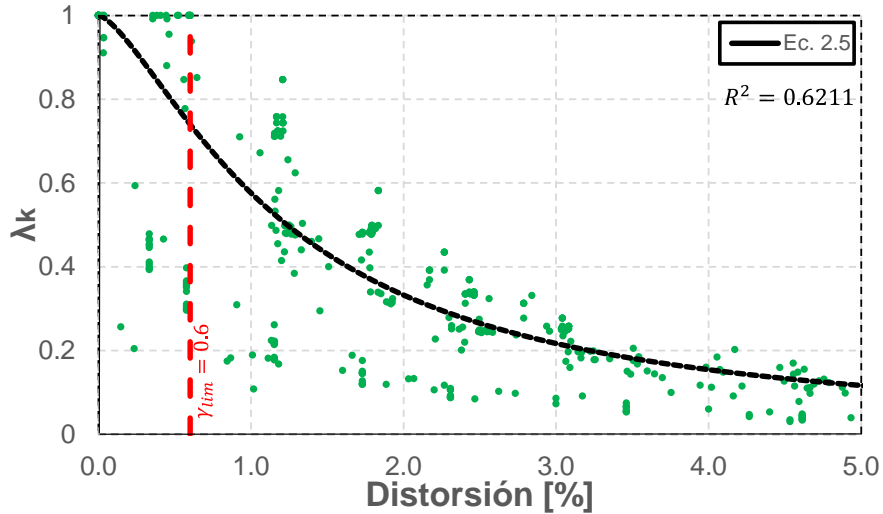


Figura 2.12 Variación del índice  $\lambda_k$  con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión y  $P/A_g f'_c \leq 0.1$

Nuevamente, se empleó la siguiente ecuación para definir la tendencia empírica de  $\lambda_k$ :

$$\lambda_k = \frac{1}{1 + \alpha D^\beta} \quad (2.5)$$

donde  $D$  es la distorsión lateral de la columna (en %), mientras que  $\alpha$  y  $\beta$  son parámetros para ajustar la ecuación a la tendencia empírica de  $\lambda_k$ . Los valores de las constantes se determinaron como  $\alpha = 0.7354$  y  $\beta = 1.447$  para las columnas con  $P/A_g f'_c \leq 0.1$ , mientras que son  $\alpha = 0.826$  y  $\beta = 1.499$  para columnas con  $P/A_g f'_c > 0.1$ . En las Figuras Figura 2.11 y Figura 2.12 se ilustra la tendencia de  $\lambda_k$  calculada con la Ec. (2.5) y los valores de las constantes. Se puede apreciar que la ecuación propuesta es adecuada para estimar la tendencia empírica de  $\lambda_k$ .

Finalmente, en la Figura 2.13 se muestra la tendencia empírica de  $\lambda_k$  considerando todos los datos (es decir, sin distinguir el nivel del cociente de carga axial). Empleando nuevamente la Ec. (2.5), se obtuvo el valor de las constantes  $\alpha = 0.8048$  y  $\beta = 1.472$ . En la misma Figura 2.13 se indica la predicción de  $\lambda_k$ , la cual también es adecuada si no se conoce el nivel de carga axial al que se somete la columna.

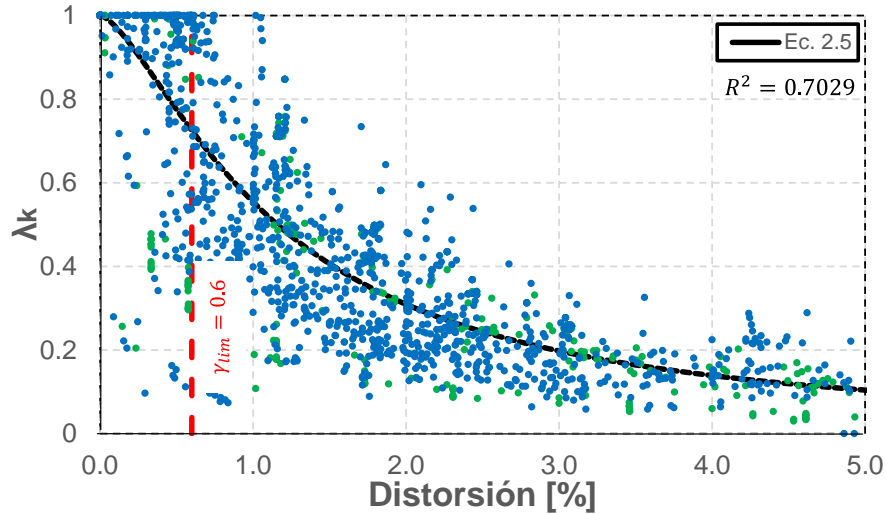


Figura 2.13 Variación del índice  $\lambda_k$  con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión

Posteriormente, se calculó el índice  $\lambda_R$ . En la Figura 2.14 se presenta la tendencia empírica de  $\lambda_R$  para las columnas con  $P/A_g f'_c > 0.1$ . Conceptualmente,  $\lambda_R = 1$  indica que la columna alcanzó su resistencia, y no exhibe ningún deterioro, lo cual aproximadamente a una distorsión de 1.4%. Asimismo, valores de  $\lambda_R$  menores a 1 indican la capacidad remanente de resistencia. Cabe aclarar que antes de que se alcance la resistencia de la columna, ésta tiene una reserva de capacidad ante cargas laterales.

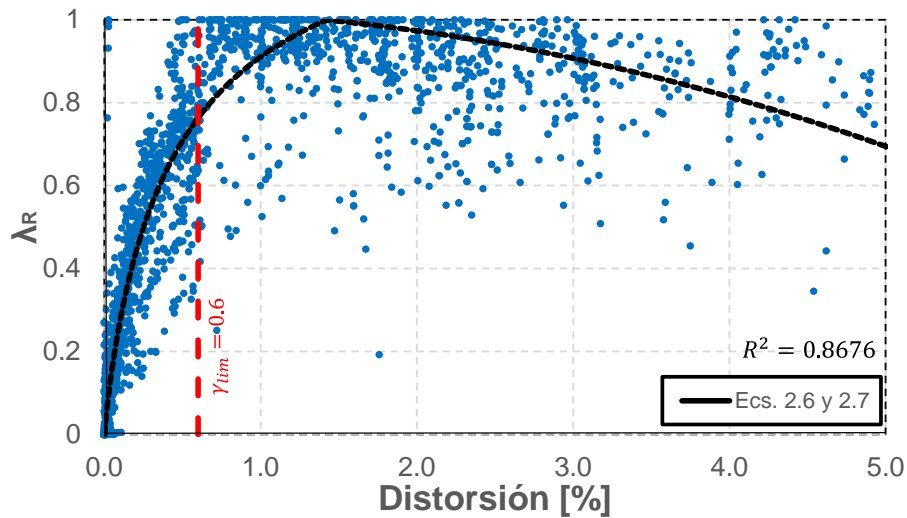


Figura 2.14 Variación del índice  $\lambda_R$  con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión y  $P/A_g f'_c > 0.1$



Con la finalidad de estimar  $\lambda_R$ , se propusieron dos relaciones funcionales para la rama ascendente (es decir, reserva de capacidad ante cargas laterales) y descendente (es decir, capacidad remanente de resistencia). La rama ascendente queda descrita por la siguiente ecuación:

$$\lambda_R = \frac{1.349}{1+\alpha D^\beta} \quad (2.6)$$

Los valores de los parámetros que definen la rama ascendente son  $\alpha = 0.4823$  y  $\beta = -0.9095$ . Para describir la rama descendente de la Figura 2.14 se propuso la siguiente expresión:

$$\lambda_R = \beta - \frac{D^2}{\alpha^2} \quad (2.7)$$

$$1.4\% \leq D \leq \infty$$

Donde  $D$  es la distorsión (en %), mientras que  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes que se obtienen de un análisis de regresión, cuyos valores son  $\alpha=8.685$  y  $\beta = 1.026$ .

De manera similar, se obtuvo la tendencia empírica de  $\lambda_R$  para las columnas con  $P/A_g f'_c \leq 0.1$ , la cual se ilustra en la Figura 2.15. En la figura se observa que existe menor dispersión de datos para la rama descendente. La resistencia, es decir  $\lambda_R = 1$  ocurre para una distorsión aproximada de 1.4%.

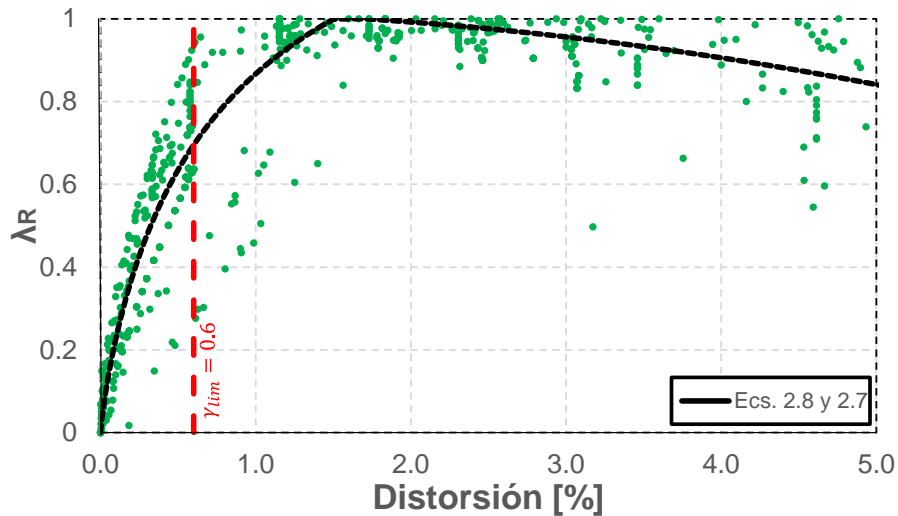


Figura 2.15 Variación del índice  $\lambda_R$  con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión y con nivel de carga axial  $P/A_g f'_c \leq 0.1$

La rama ascendente queda descrita por la siguiente ecuación:

$$\lambda_R = \frac{1.575}{1+\alpha D^\beta} \quad (2.8)$$

Los valores de los parámetros que definen la rama ascendente son  $\alpha = 0.817$  y  $\beta = -0.8587$ . Nuevamente, para describir la rama descendente de  $\lambda_R$  se empleó la Ec. (2.7), cuyas constantes son  $\alpha = 11.78$  y  $\beta = 1.021$ .

Considerando todo el conjunto de valores de  $\lambda_R$  de todas las pruebas experimentales, se observó que  $\lambda_R$  es igual a uno para un nivel de distorsión lateral de 1.5%. Nuevamente se ajustó la Ec. (2.7) para representar la tendencia de la rama descendente de  $\lambda_R$ , considerando los valores de las constantes como  $\alpha=13.44$  y  $\beta = 1.014$ .

La rama ascendente queda descrita por la siguiente ecuación:

$$\lambda_R = \frac{1.5}{1+\alpha D^\beta} \quad (2.9)$$

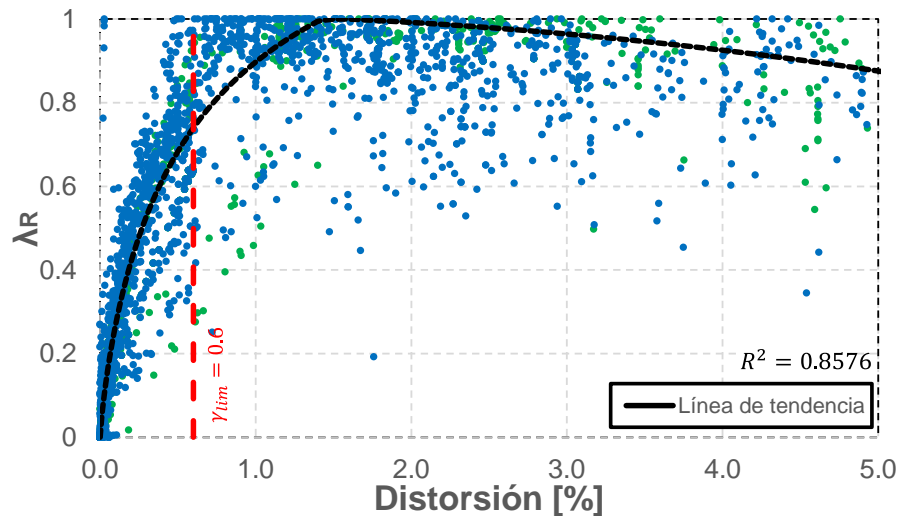


Figura 2.16 Variación del índice  $\lambda_R$  con el nivel de distorsión lateral para columnas de CR con falla a flexión

## 2.5 Muros de mampostería confinada

### 2.5.1 Comportamiento experimental de muros de mampostería confinada

Con base en programas experimentales realizados por el *Centro Nacional de Prevención de Desastres* (CENAPRED, 1995), se ha observado que el comportamiento cíclico de muros de mampostería confinada se caracteriza por la formación de un agrietamiento ligero inclinado ante bajos niveles de distorsión. Durante estos ciclos se va degradando la rigidez. Cuando se incrementan las fuerzas cortantes, se amplifica la formación de las grietas inclinadas, hasta un punto en que la resistencia ante las cargas laterales las proporciona los castillos, la trabe y la trabazón entre los tabiques. En la Figura 2.17 se presenta la evolución del daño.

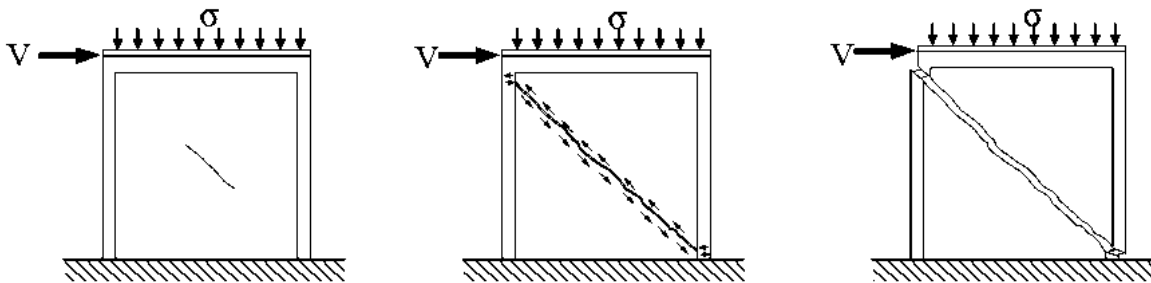


Figura 2.17 Evolución del daño ante distintos niveles de distorsión (Flores *et al.*, 1995)

Generalmente el tipo de comportamiento de los muros de mampostería confinada depende ampliamente de la configuración del muro, es decir, si el muro cuenta con aberturas (puertas o ventanas) o si el muro es totalmente sólido. En la Figura 2.18 se presenta el comportamiento histerético de dos muros ensayados por Flores *et al.* (1996).

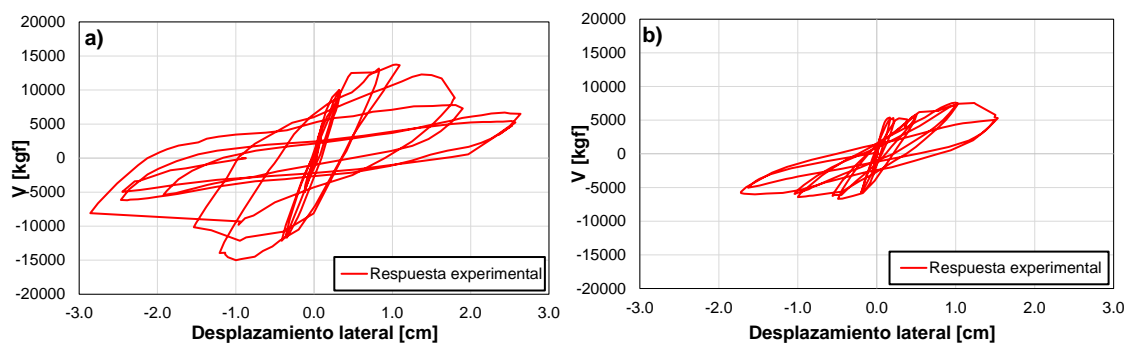


Figura 2.18 Comportamiento histerético de dos muros de mampostería confinada ensayadas por Flores y Alcocer (1996): a) espécimen M0, y b) espécimen MV1

Los muros sólidos de mampostería confinada cuentan con mayor rigidez lateral, resistencia y una mayor capacidad de deformación lateral. Los muros que cuentan con aberturas poseen menor rigidez lateral, menor resistencia y menor capacidad de deformación lateral. En ambas pruebas experimentales se puede observar que los muros poseen lazos histéreticos delgados, esto sucede debido a la degradación acelerada de la rigidez por efecto de la deformación lateral.

Se puede observar que en el modelo M0 los primeros ciclos mantiene un comportamiento elástico hasta llegar al punto de agrietamiento, después el muro comienza a aumentar las deformaciones hasta llegar a su resistencia. Cuando las fuerzas laterales superan la resistencia del muro, pierde la capacidad de resistir carga adicional y por lo tanto decae súbitamente. Aunado a ello se incrementan considerablemente las deformaciones y la rigidez de ciclo disminuye con el desplazamiento lateral.

### 2.5.2 Base de datos de muros de mampostería confinada

Con la finalidad de determinar la capacidad remanente, en muros de mampostería confinada, se recopiló un conjunto de resultados de pruebas experimentales del *Centro Nacional de Prevención de Desastres* (CENAPRED, 1996). Se escogieron 5 muros de mampostería confinada. En la Tabla 2.4 se describen las características más importantes.

Tabla 2.4 Características de muros de mampostería confinada (CENAPRED, 1996)

<b>Nombre del espécimen</b>					
<b>Parámetro</b>	<b>M0</b>	<b>MV1</b>	<b>MV2</b>	<b>WBW</b>	<b>3D</b>
<b>L (cm)</b>	250	300	300	500	500
<b>H (cm)</b>	250	250	250	250	500
<b>L/H</b>	1	1	1	2	1
<b>Orificio</b>	No	Si	Si	Si	Si
<b>f<sub>c</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	250	250	250	250	250
<b>f<sub>i</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	25	25	25	25	25
<b>f<sub>yl</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	4,200	4,200	4,200	4,200	4,200
<b>f<sub>yh</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	2,200	2,200	2,200	2,200	2,200
<b>f<sub>m</sub><sup>*</sup> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	36	15	15	36	38
<b>v<sub>m</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	3	3	3	3	3
<b>E<sub>m</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	21,600	9,000	9,000	24,600	22,800

### 2.5.3 Estados de daño para muros de mampostería confinada

Ruiz-Garcia *et al.* (1998) propusieron siete estados de daño para muros de mampostería confinada, con base en los resultados experimentales de especímenes, con diferentes propiedades del refuerzo longitudinal y transversal. De acuerdo a su estudio, definieron los siguientes estados de daño:

**Ligero (I):** el primer estado de daño corresponde al agrietamiento horizontal por flexión y grietas verticales cerca de los extremos de los castillos de CR, el cual está asociado a una distorsión, *IDR*, igual a 0.04%.

**Moderado (II y III):** el segundo estado de daño se produce por la formación de la primera grieta diagonal debida a tensión diagonal en la superficie del muro de mampostería. Este estado de daño está asociado a una *IDR*=0.13%.

**Fuerte (IV):** el tercer estado de daño se presenta con el comienzo del agrietamiento diagonal inclinado en los extremos de los castillos. Este estado de daño está asociado a una *IDR*=0.20%.

**Fuerte (IV):** el cuarto estado de daño corresponde a un agrietamiento en la superficie del muro de mampostería confinada en forma de “X”. Este estado de daño está asociado a una *IDR*=0.23%.

**Fuerte (V):** el quinto estado de daño se produce por el agrietamiento del concreto en los elementos confinantes y agrietamiento horizontal que se extiende sobre la altura de los castillos. Este estado de daño está asociado a una *IDR*=0.32%.

**Severo (V):** el sexto estado de daño se presenta con una concentración del agrietamiento en la diagonal que se extiende a los extremos de los castillos y desprendimiento del concreto en los extremos de los castillos. Este estado de daño está asociado a una *IDR*=0.42%.

**Severo (No clasificado):** el séptimo estado de daño corresponde a la progresión del agrietamiento diagonal en los externos de los castillos que provocan el golpeteo de las varillas del acero longitudinal. Este estado de daño está asociado a una  $IDR=0.50\%$ .

#### 2.5.4 Deterioro de rigidez para muros de mampostería confinada

Con base en investigaciones previas Ruíz-García *et al.* (1998), se determinó el índice  $\lambda_k$  para muros de mampostería confinada siguiendo la misma metodología descrita en la Sección 2.3.5. En la Figura 2.19 se presenta la tendencia descrita por la Ec. (2.10).

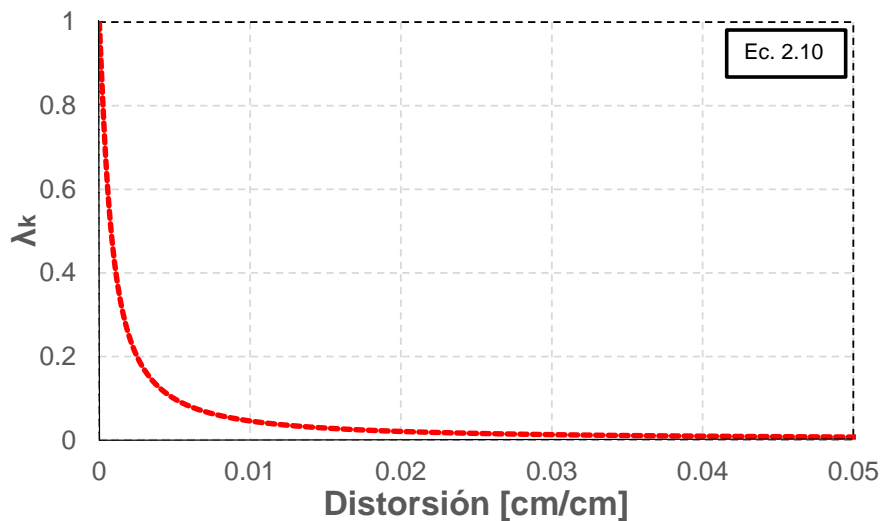


Figura 2.19 Variación del índice  $\lambda_k$  con el nivel de distorsión lateral para muros de mampostería confinada (Ruiz-García *et al.* 1998)

Nuevamente, se empleó la siguiente ecuación para definir la tendencia empírica de  $\lambda_k$ :

$$\lambda_k = \frac{1}{1 + \alpha D^\beta} \quad (2.10)$$

Los valores de los parámetros que definen la curva son  $\alpha = 5300$  y  $\beta = 1.2$ .

# Capítulo 3

## Edificios considerados en este estudio

---

### 3.1 Descripción

En este capítulo se describe el modelado de dos grupos de edificios de concreto reforzado con configuración de planta baja débil. Se consideró edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñado con dos factores de ductilidad ( $Q=4$  y  $6$ ) y utilizando las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* en su versión 1976 (NTCS-1976). Por otra parte, se estudiaron edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-2017. Los edificios están estructurados a base de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería.

Los edificios cuentan con simetría en planta, consisten en 3 crujías de 7m en cada dirección, en cuanto a la elevación varía únicamente en la planta baja, en la Figura 3.1 se muestra el edificio en planta.

En los niveles superiores a la planta baja, se supuso que los marcos contenían muros de mampostería confinada, para los marcos exteriores se consideró una abertura en los muros para simular la configuración de ventanas, mientras que en los marcos interiores se utilizaron muros sin orificios, en la Figura 3.2 se muestra la geometría en alzado.

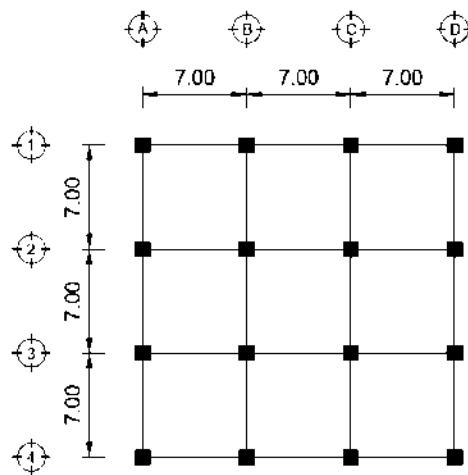


Figura 3.1 Geometría en planta de los edificios de 4, 6 y 8 niveles

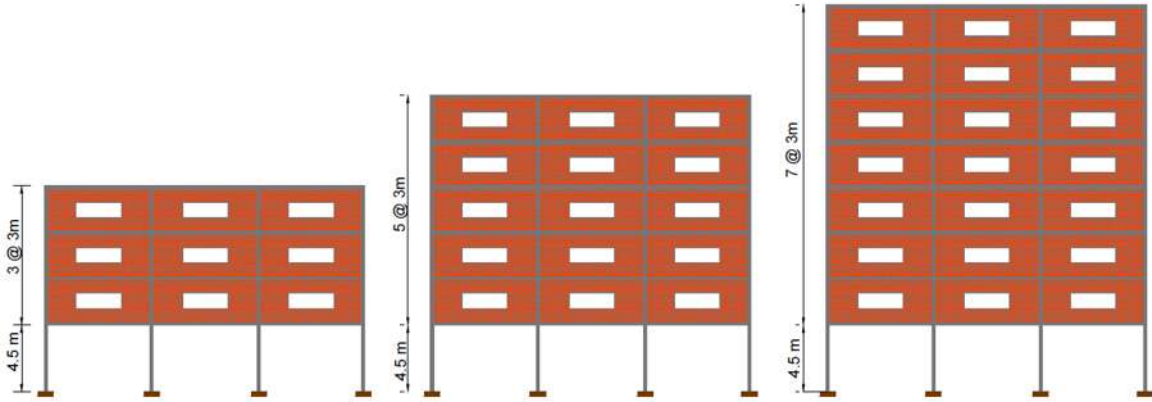


Figura 3.2 Elevación del marco exterior de los edificios de 4, 6 y 8 niveles

En cuanto al diseño estructural de los edificios fue por realizado por Gregorio (2020), utilizando las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* (NTCS) en sus versiones 1976 y 2017. Para el diseño, se localizó la ubicación de los edificios en las coordenadas geográficas de la estación Culhuacán (19.3300 Lat. N, -99.1254 Long. W), con base a su ubicación y la zonificación sísmica de la Ciudad de México se encuentra en la antigua zona del lago. Los edificios se clasificaron como estructuras del grupo B.

### 3.2 Modelado

Se utilizó la plataforma computacional de código abierto *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016) para modelar los edificios de 4, 6 y 8 niveles con factores de ductilidad de  $Q=4$  y  $Q=6$  utilizando las NTCS-1976 y los edificios diseñados con las NTCS-2017.

Debido a la simetría en planta de los edificios, se optó por modelar un marco exterior ligado a un marco interior por medio de elementos con área e inercia infinita, con la finalidad de considerar la contribución de rigidez lateral y resistencia lateral.



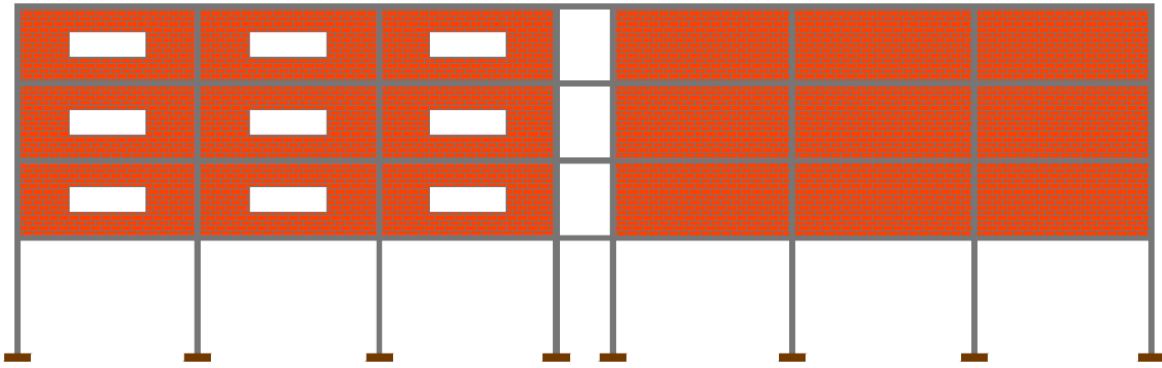


Figura 3.3 Marco exterior (izquierda) ligado al marco interior(derecha) del edificio de 6 niveles

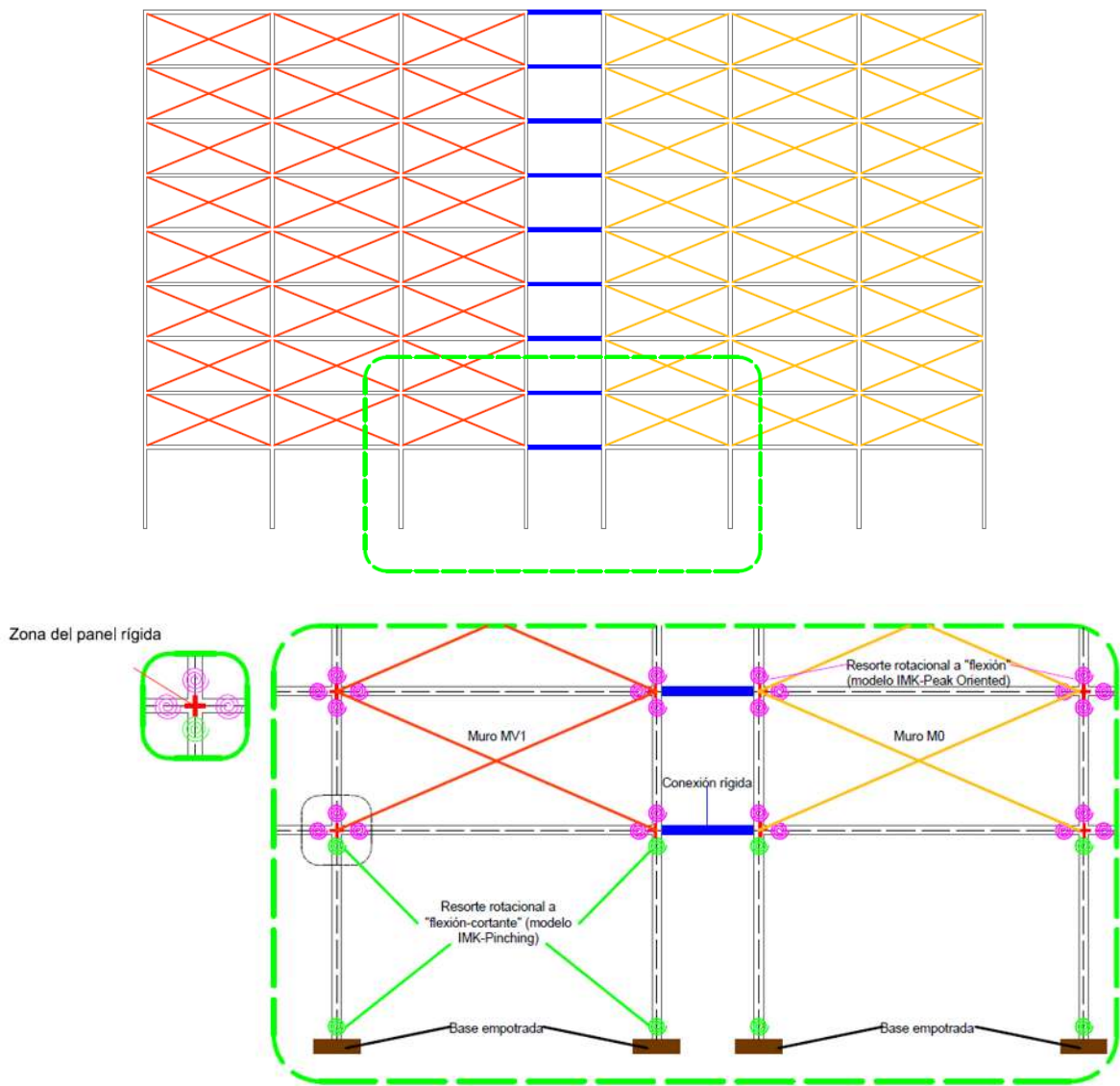


Figura 3.4 Estrategia de modelado en *OpenSees*

### **3.2.1 Calibración de los parámetros del modelo Ibarra-Medina-Krawinkler**

#### **3.2.1.1 Descripción del modelo histerético de Ibarra, Medina y Krawinkler**

Se ha demostrado que el comportamiento histerético de elementos estructurales es un fenómeno complejo, debido a la interacción entre diferentes factores, como el agrietamiento del concreto, la fluencia del refuerzo longitudinal, la ruptura de estribos, la trabazón entre el agregado pétreo y las deformaciones inelásticas que se originan en toda estructura al incursionar en el intervalo inelástico, Otani *et al.* (1980).

Sin embargo, el avance en el desarrollo de reglas histeréticas para representar de forma más realista el comportamiento de elementos ha permitido una mejora en la modelación, desde el modelo histerético de Taketa *et al.* (1970) que permitía la degradación de rigidez, hasta años recientes que se desarrolló el modelo de IMK (2005).

El modelo de IMK (2005) permite modelar elementos que principalmente tienen un comportamiento a flexión, sin embargo, se han mostrado buenos resultados al representar el comportamiento de otros elementos, como columnas de concreto reforzado que exhiben un comportamiento con falla a cortante, Olvera (2020) y muros de mampostería confinada Burton *et al.* (2014).

El modelo de IMK (2005) tiene la versatilidad de poder capturar cuatro modos de degradación cíclica: a) deterioro de resistencia, b) deterioro de resistencia máxima (post-capping), c) deterioro acelerado de rigidez de recarga y d) deterioro de rigidez a la descarga.

El modelo se construye a partir de una curva envolvente trilineal (backbone curve) en términos de fuerza – deformación, como se muestra en la Figura 3.5. Las partes que definen la curva son: A) rama elástica, B) rama donde incursiona al intervalo inelástico (zona plástica) hasta alcanzar la resistencia del elemento y C) rama con pendiente negativa hasta alcanzar una fuerza residual.

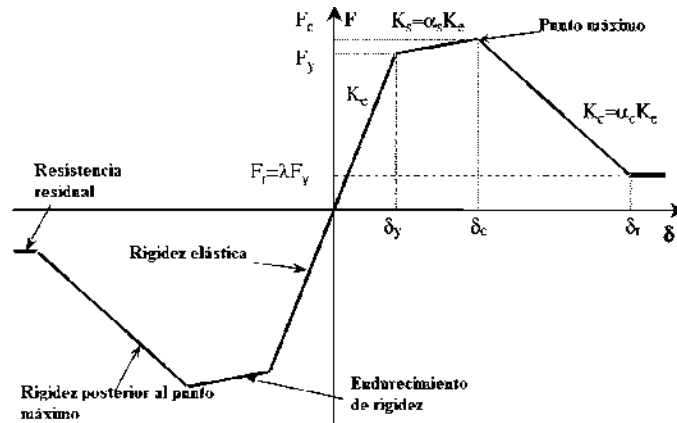


Figura 3.5 Curva envolvente fuerza vs. Deformación empleada para modelos histéreticos de IMK (Ibarra-Medina-Krawinkler, 2005)

El modelo permite capturar el deterioro cíclico de elementos de acero mediante el modelo bilineal, otro modelo es el peak-oriented (utilizado en esta investigación) este permite la modelación de elementos estructurales de concreto reforzado (vigas y columnas) y el último es el modelo pinching (utilizado en esta investigación) el cual permite recrear el efecto de adelgazamiento de lazos histéreticos, cuyo fenómeno normalmente sucede en elementos con baja capacidad a cortante (por ejemplo: columna corta y muro de mampostería).

Estos modelos se encuentran implementados en la plataforma computacional de análisis *Open System for Earthquake Engineering Simulation* (McKenna *et al.*, 2016 OpenSees).

El modelo de IMK (2005) requiere el cálculo de parámetros esenciales los cuales se presentan a continuación:

- $M_y$ , resistencia de fluencia del elemento.
- $K_c$ , rigidez elástica del modelo Ibarra *et al.* (2005).
- $K_s$ , rigidez de post-fluencia del modelo Ibarra *et al.* (2005).
- $K_c$ , rigidez negativa (post-capping).
- $M_c/M_y$ , relación de resistencia máxima y resistencia de fluencia para el modelo de Ibarra *et al.* (2005).
- $\alpha_y$ , relación de rigidez post-fluencia (post-yielding).
- $\theta_y$ , rotación de fluencia (rad).
- $\theta_{cap}$ , rotación plástica (rad).
- $\theta_u$ , rotación última (rad).

### 3.2.2 Vigas y columnas

Se utilizó el criterio de plasticidad concentrada para considerar el comportamiento no lineal de vigas y columnas, estos se modelaron con elementos *ElasticBeamColumn*. Se consideró la formación de articulaciones plásticas en ambos extremos de vigas y columnas, para ello se empleó el modelo histéretico de IMK (2005) el cual se encuentra implementado en la biblioteca de *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016).

Para la caracterización de la curva envolvente se realizó un análisis momento - rotación (M- $\Theta$ ) para las secciones transversales de vigas y columnas. Para la rotación plástica del modelo analítico, se empleó la ecuación de Priestley *et al.* (2008) para calcular la longitud de articulación plástica de las columnas Ec. (3.1) y para la articulación plástica de vigas la ecuación de Corley Ec. (3.2).

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (3.1)$$

$$L_p = 0.5d + 0.05z \quad (3.2)$$

Donde  $L$  es la longitud de la columna (en mm),  $f_{ye}$  es la resistencia a la fluencia del acero (en Mpa),  $d_{bl}$  es el diámetro de la varilla (en mm),  $d$  es el peralte de la viga (en mm) y  $z$  es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión (en mm).

Para definir las propiedades del modelo histéretico IMK (2005) se utilizó las ecuaciones empíricas para elementos de concreto reforzado desarrolladas por Haselton (2008).

#### 3.2.2.1 Calibración de los parámetros para columnas con falla a flexión-cortante

Para la realización de esta actividad, se tomaron en cuenta la respuesta experimental de los elementos estructurales definidos en la sección 2.3.3. De ellas se recreó el protocolo de desplazamientos, es decir, se tomaron las propiedades geométricas y mecánicas. Se empleó el modelo IMK (2005) para recrear la respuesta experimental que se utilizará para definir resortes rotacionales.

Para llevar a cabo la actividad se realizó la siguiente metodología: A) ajustar una envolvente trilineal de la respuesta histéretica, B) utilizando análisis estáticos no lineal incrementales, se ajustó una curva trilineal y C) se empleó el protocolo de desplazamientos para la obtención de la respuesta histéretica analítica que se muestra en la Figura 3.6.

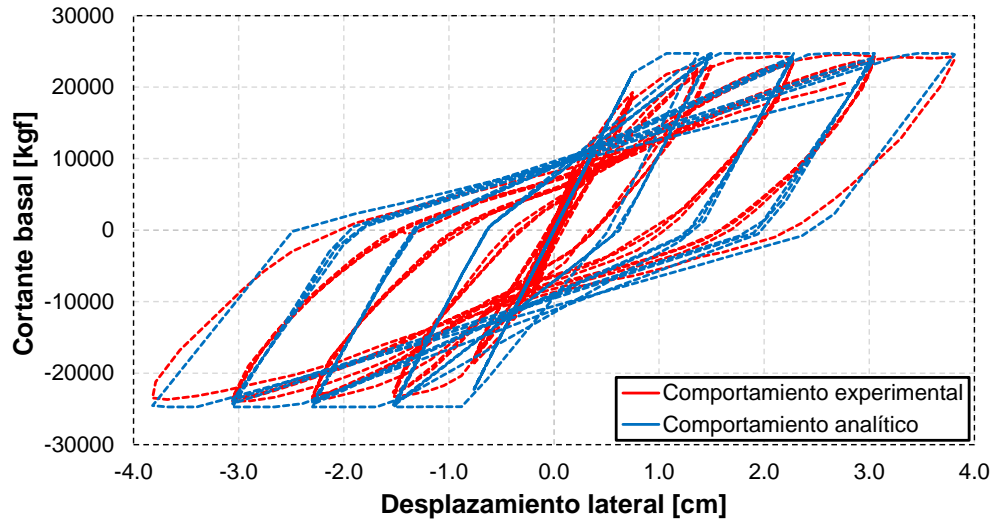


Figura 3.6 Comportamiento histerético y analítico de una columna de concreto reforzado que exhiben falla a flexión-cortante ensayada por Lynn (1998), espécimen 2clh18

El proceso de calibración se realizó para todas las columnas empleadas en la investigación, a continuación, se presentan las medidas de tendencia central que definen la curva envolvente del modelo IMK (2005).

Tabla 3.1 Parámetros del modelo IMK (2005) de columnas de CR con falla a flexión-cortante

Parámetro	Media	Mediana	Desv. Estándar	Coefficiente de variación
Alpha_Pos	0.0005	0.0005	0.0005	1.06
Alpha_Neg	0.0005	0.0005	0.0005	1.06
Mpr_Pos	0.86	1	0.27	0.316
Mpr_Neg	0.86	1	0.27	0.316
Alpha_Pinch	0.15	0.1	0.16	1.014
Lamda_S	0.96	1	0.14	0.14
Lamda_C	0.96	1	0.14	0.14
Lamda_A	0.75	0.8	0.15	0.20
Lamda_K	0.85	1	0.26	0.30
c_S	0.92	1	0.19	0.20
c_C	0.96	1	0.14	0.14
c_A	0.98	1	0.06	0.06
c_K	0.66	0.6	0.15	0.23
Theta_p_Pos	0.053	0.055	0.030	0.567
Theta_p_Neg	0.053	0.055	0.030	0.567

Theta_pc_Pos	0.019	0.018	0.004	0.231
Theta_pc_Neg	0.019	0.018	0.004	0.231
Res_Pos	0.422	0.45	0.084	0.200
Res_Neg	0.422	0.45	0.084	0.200
Theta_u_Pos	0.071	0.075	0.027	0.382
Theta_u_Neg	0.071	0.075	0.027	0.382
D_Pos	1	1	0	0
D_Neg	1	1	0	0

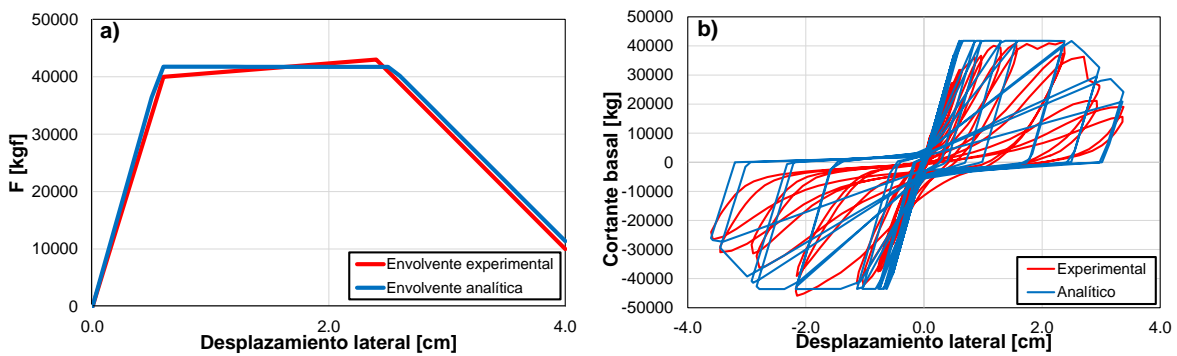


Figura 3.7 Calibración del espécimen SC3 de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Aboutaha *et al.* (1999): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

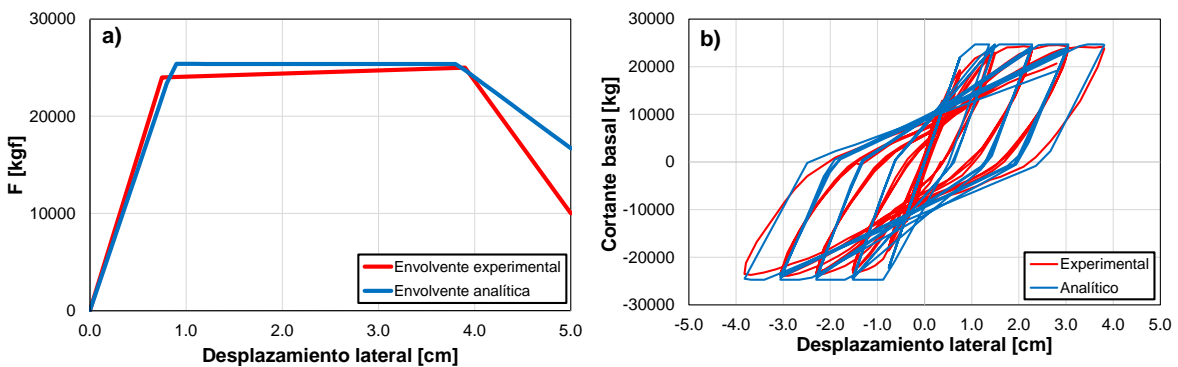


Figura 3.8 Calibración del espécimen 2clh18 de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Lynn (1998): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

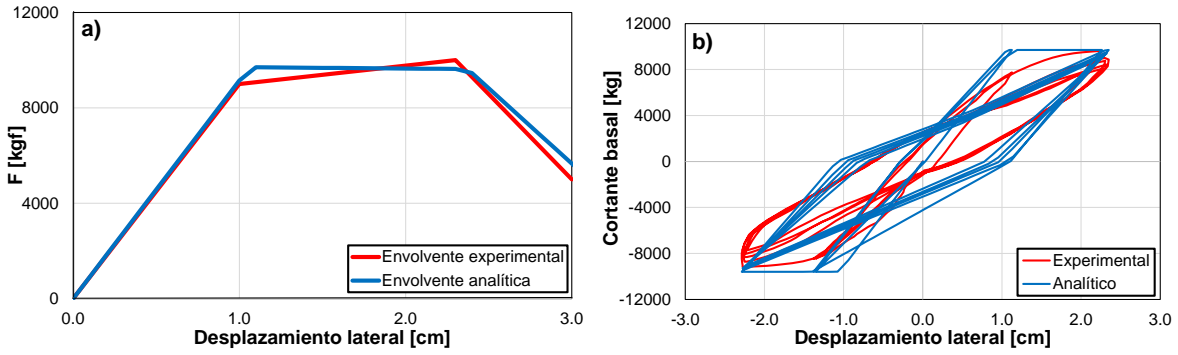


Figura 3.9 Calibración del espécimen WS033E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

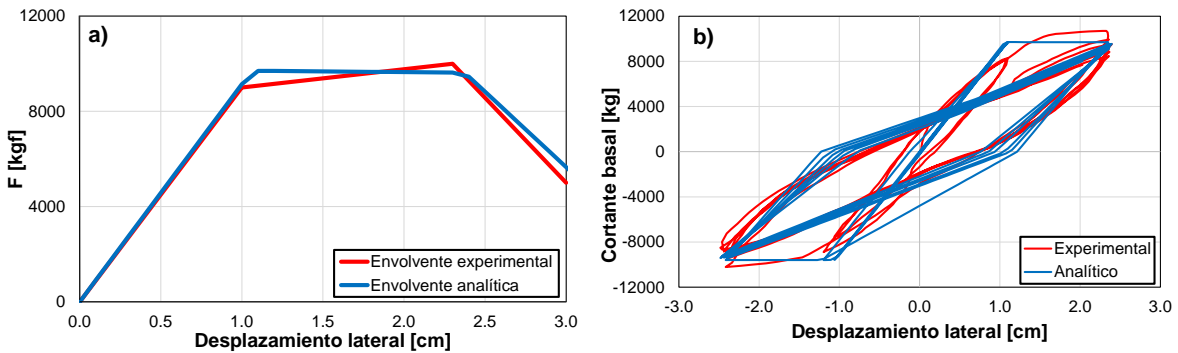


Figura 3.10 Calibración del espécimen WS033W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

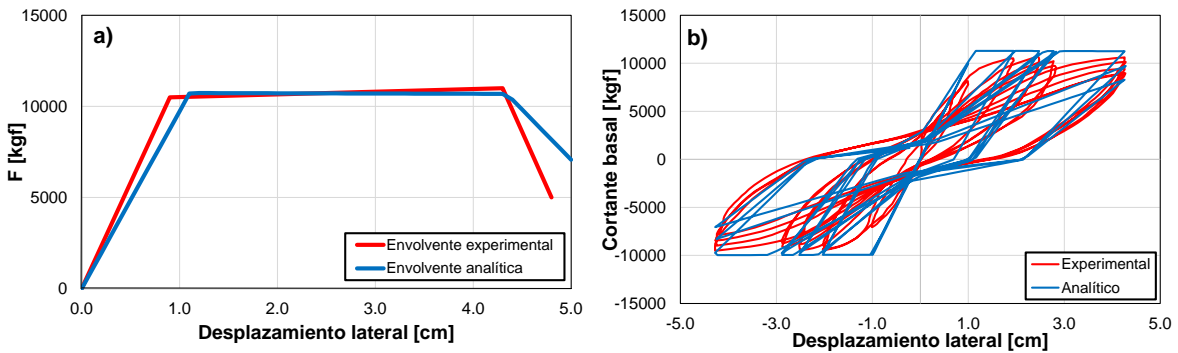


Figura 3.11 Calibración del espécimen WS048E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

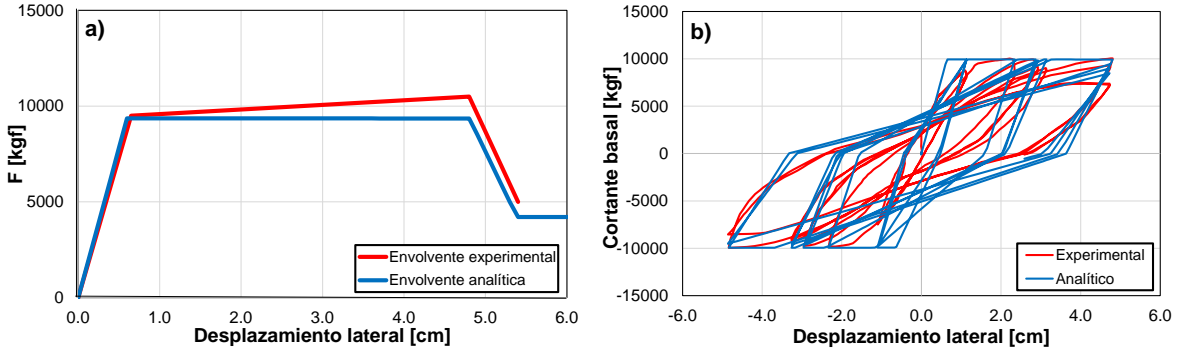


Figura 3.12 Calibración del espécimen WS048W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

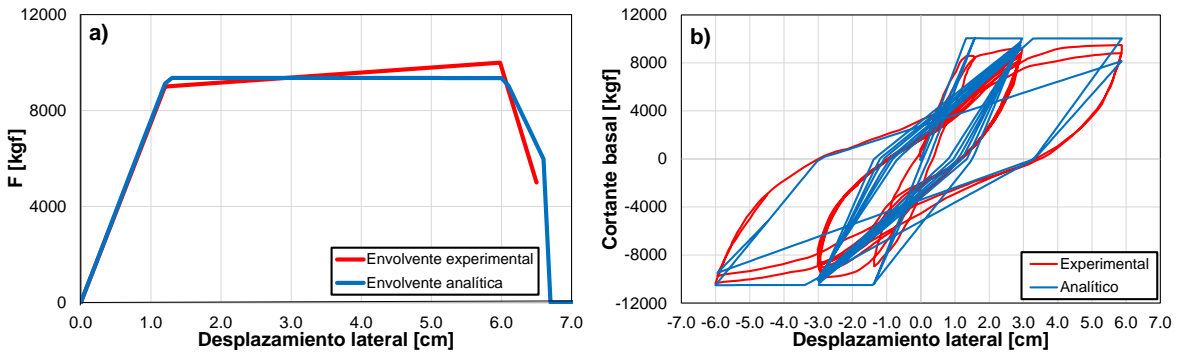


Figura 3.13 Calibración del espécimen WS067E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

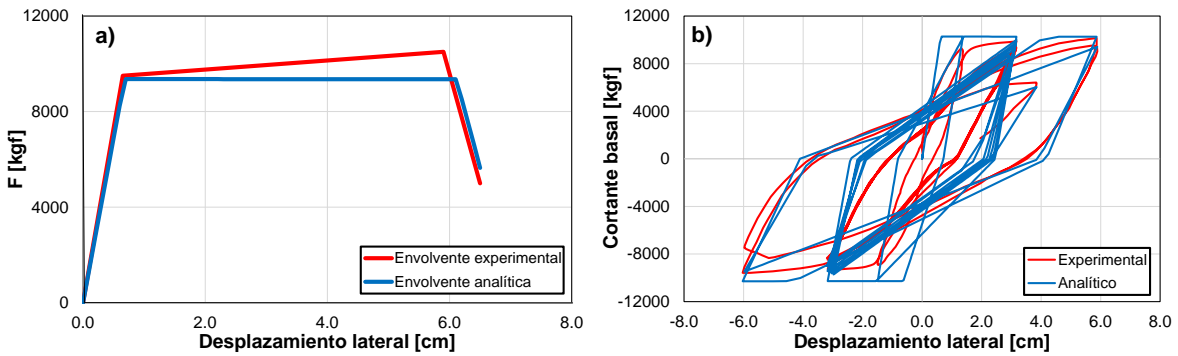


Figura 3.14 Calibración del espécimen WS067W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético



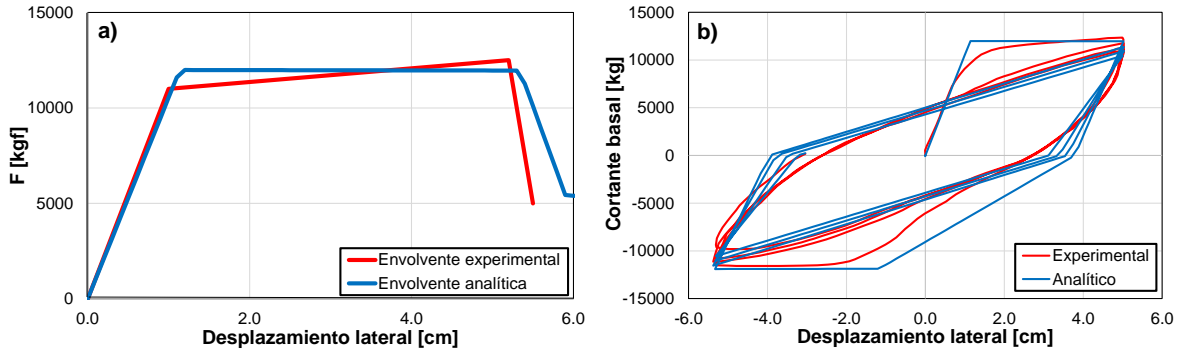


Figura 3.15 Calibración del espécimen WS092E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

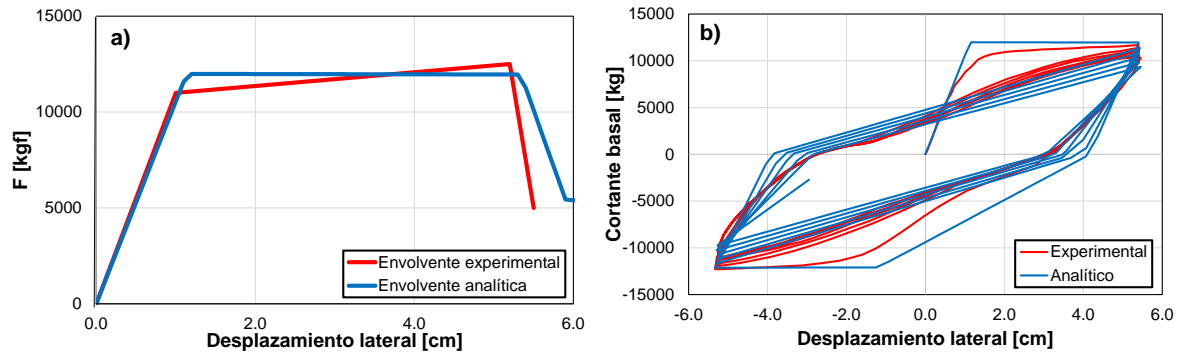


Figura 3.16 Calibración del espécimen WS147W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

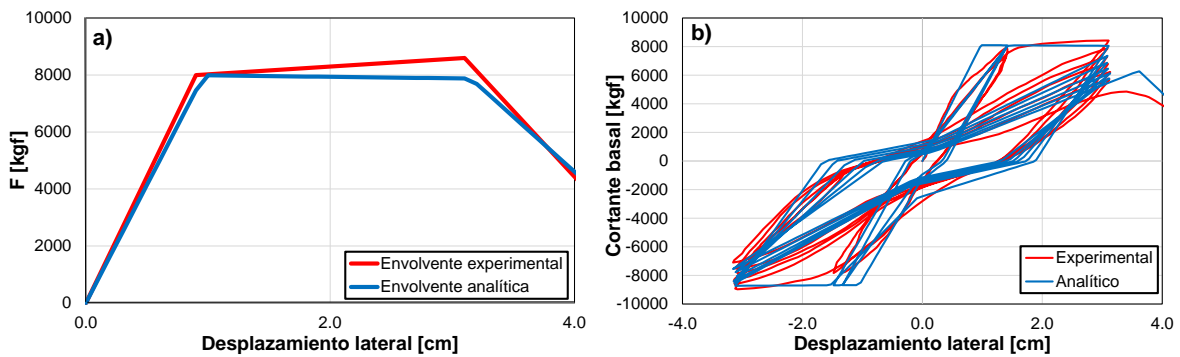


Figura 3.17 Calibración del espécimen WS25033E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

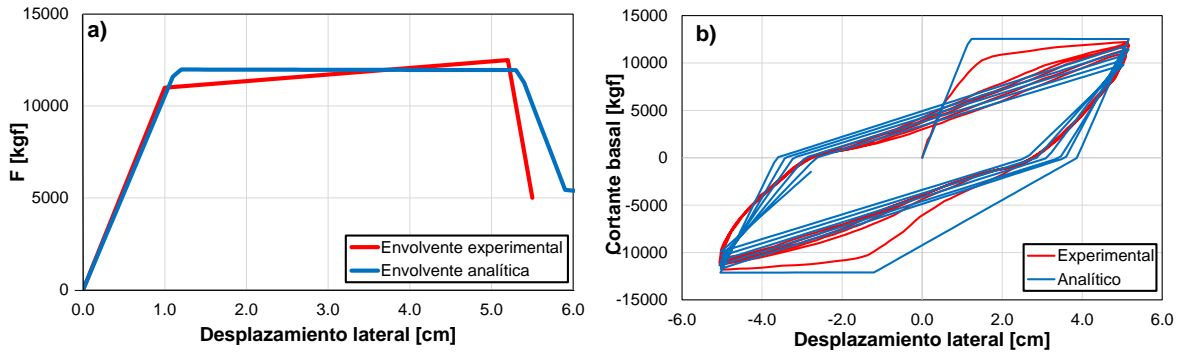


Figura 3.18 Calibración del espécimen WS092W de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

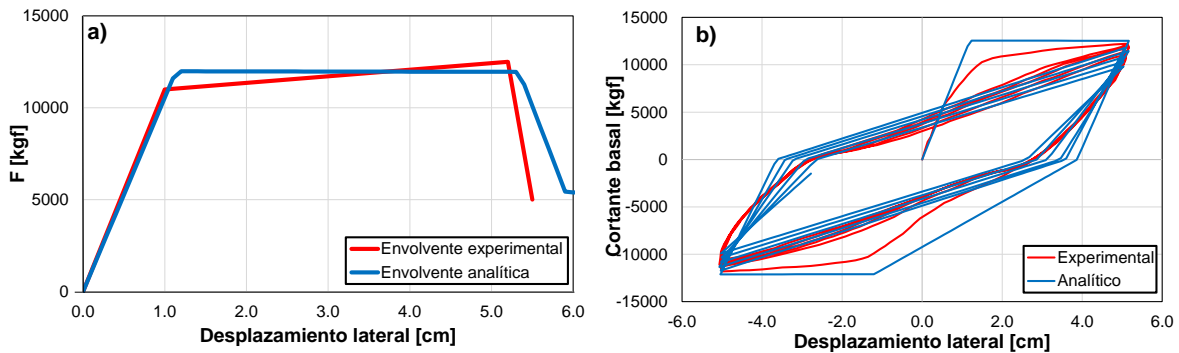


Figura 3.19 Calibración del espécimen WS147E de concreto reforzado que exhibe falla a flexión-cortante ensayado por Wight y Sozen (1973): a) calibración de la envolvente experimental, b) calibración del comportamiento histerético

### 3.2.3 Muros de mampostería confinada

Con base en recrear el comportamiento cíclico de muros de mampostería confinada se optó por utilizar el criterio de puntales equivalentes Noh *et al.* (2015). Dicha técnica permite modelar el comportamiento utilizando una diagonal a compresión en cada dirección.

Para modelar los puntales se utilizó el elemento *truss* el cual permite solo la compatibilidad de deformaciones a través fuerzas axiales. Para recrear el comportamiento de los muros se emplearon los resultados de la calibración del comportamiento histerético de los muros M0 y MV1. Para el marco exterior se utilizó la calibración obtenida del muro MV1 y para el marco interior se utilizó la calibración del muro M0.

Para obtener las propiedades geométricas de los puntales equivalentes se utilizó el criterio de Liberatore & Decanini (2011). Este criterio permite modelar cuatro posibles modos de falla,

que son: A) Tensión diagonal, B) Deslizamiento por cortante, C) Agrietamiento en la esquina y D) Compresión diagonal. A continuación, se presentan la formulas empleadas.

$$b_m = \left( \frac{k_1}{\lambda_h} + k_2 \right) d \quad (3.3)$$

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_m t_m \sin(2\theta)}{4E_c I h_m}} h \quad (3.4)$$

$$K_{mfc} = \frac{E_m t_m b_m}{d_m} \cos^2 \theta \quad (3.5)$$

$$H_{dt} = \frac{0.6\tau_{m0} + 0.3\sigma_o}{b_m/d} \quad (3.6)$$

$$H_{ss} = \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta)\tau_o + 0.3\sigma_o}{b_m/d} \quad (3.7)$$

$$H_{cc} = \frac{1.12 \sin \theta \cos \theta}{K_1(\lambda_h)^{-0.12} + K_2(\lambda_h)^{0.88}} \sigma_{mo} \quad (3.8)$$

$$H_{dc} = \frac{1.16 \tan \theta}{K_1 + K_2(\lambda_h)} \sigma_{mo} \quad (3.9)$$

### 3.2.2.2 Calibración de los parámetros para muros de mampostería confinada

Para la realización de esta actividad, se tomó el comportamiento histerético de los muros de mampostería confinada ensayadas en las instalaciones del *Centro Nacional de Prevención de Desastres* (CENAPRED, 1996).

Para el proceso de calibración se utilizaron dos vertientes del modelo de IMK (2005), que fueron peak-oriented y pinching. Se empleo la metodología descrita en la sección 3.2.2.1.

A continuación, se presenta la calibración de los especímenes de muros de mampostería confinada, en la Tabla 3.2 se presentan los parámetros obtenidos de la calibración.

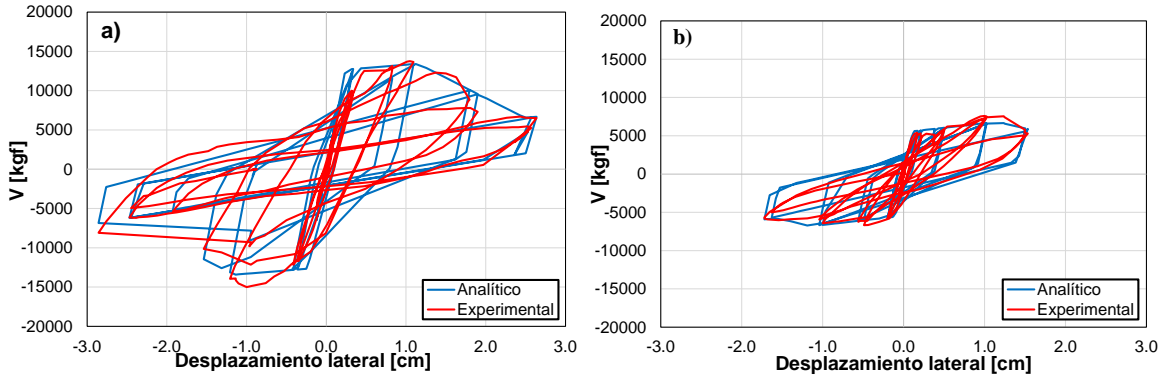


Figura 3.20 Calibración de la respuesta histerética, a) Muro de mampostería M0 y b) Muro de mampostería MV1

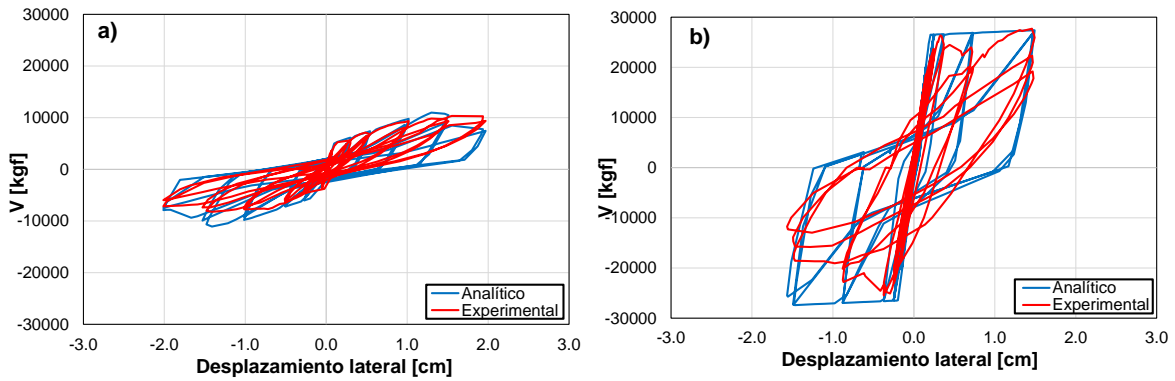


Figura 3.21 Calibración de la respuesta histerética, a) Muro de mampostería MV2 y b) Muro de mampostería WBW

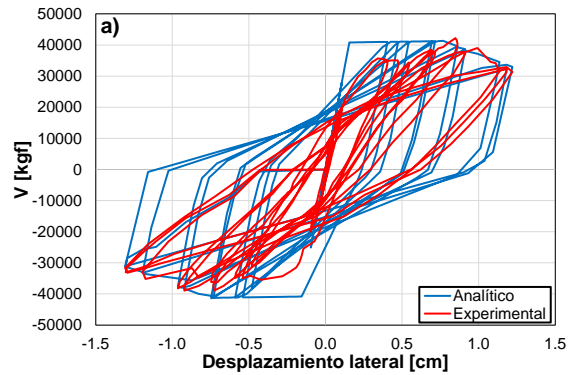


Figura 3.22 Calibración de la respuesta histerética, muro de mampostería 3D

Tabla 3.2 Parámetros del modelo histerético IMK (2005) para muros de mampostería confinada

Parámetro	M0	MV1	MV2	WBW	3D
Alpha_Pos	0.1	0.01	0.2	0.06	0.05
Alpha_Neg	0.1	0.01	0.05	0.06	0.05
Mpr_Pos	17.81	5.81	6.50	29.35	45.35
Mpr_Neg	17.81	-8.35	6.50	29.35	45.35
Alpha_Pinch	-----	-----	0.5	0.5	-----
Lamda_S	1	1	0.5	1	1
Lamda_C	1	1	1	1	1
Lamda_A	1	1	1	1	1
Lamda_K	1	1	1	1	1
c_S	1	1	1	1	1
c_C	1	1	1	1	1
c_A	1	0.5	0.4	1	1
c_K	1	1	1	1	1
Theta_p_Pos	0.00176	0.00235	0.00253	0.00215	0.00097
Theta_p_Neg	0.00176	0.00205	0.00176	0.00215	0.00097
Theta_pc_Pos	0.00411	0.00176	0.00264	0.00129	0.00352
Theta_pc_Neg	0.00411	0.00235	0.00088	0.00129	0.00352
Res_Pos	0.360	0.641	0.200	0.526	0.200
Res_Neg	0.360	0.760	0.200	0.526	0.200
Theta_u_Pos	0.00735	0.00412	0.00529	0.00400	0.00223
Theta_u_Neg	0.00735	0.00412	0.00529	0.00400	0.00223
D_Pos	0	0	0	0	0
D_Neg	0	0	0	0	0

### 3.3 Propiedades mecánicas y dinámicas

Para conocer las propiedades mecánicas y dinámicas de los modelos, se realizaron análisis estáticos no lineales incrementales con el programa *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Se considero un patrón de cargas triangular invertido, de ello se obtuvo las curvas de capacidad en términos de cortante basal normalizado con el peso total del edificio, contra el desplazamiento de azotea normalizado con la altura total del edificio. En la Figura 3.23 se

muestra la comparativa de los edificios diseñados con las NTCS-1976 para los factores de ductilidad de  $Q = 4$  y  $6$ .

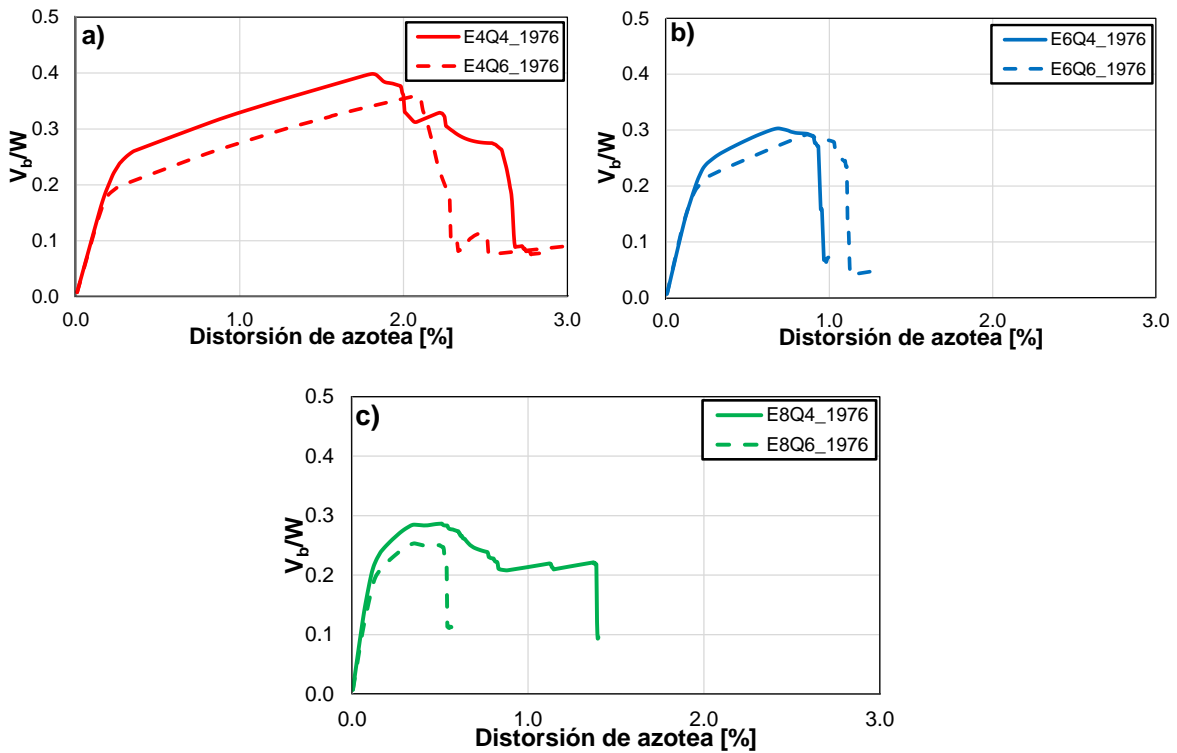


Figura 3.23 Curvas de capacidad de los edificios diseñado con las NTCS-1976, con  $Q=4$  y con  $Q=6$ : a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

En la Figura 3.24 se muestra la comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con el mismo factor de comportamiento sísmico  $Q$ .

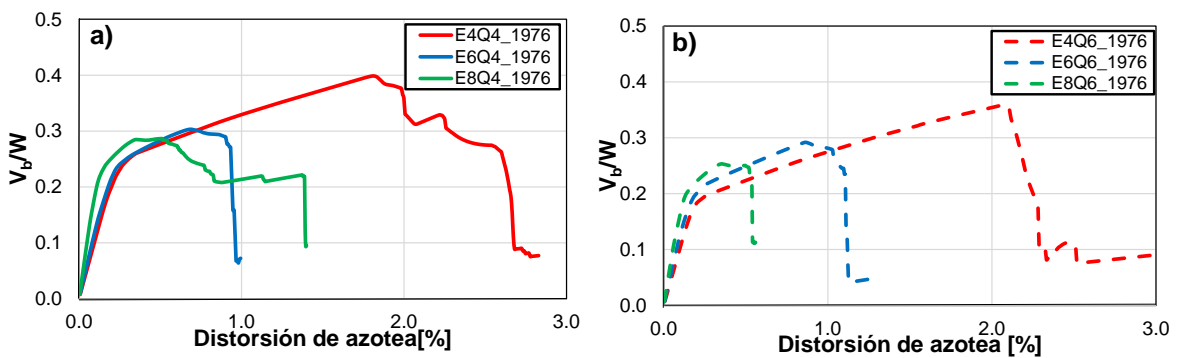


Figura 3.24 Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñado con las NTCS-1976, a) edificios diseñados con  $Q=4$  y b) edificios diseñados con  $Q=6$

Al realizar una comparativa de las curvas de capacidad, se puede observar que para los edificios de 4 niveles poseen mayor capacidad de deformación lateral y de resistencia lateral en comparación a los edificios de 6 y 8 niveles.

Para los modelos de cuatro niveles se presenta que el edificio diseñado con  $Q=4$  posee 10.81% mayor resistencia que el edificio de cuatro niveles con  $Q=6$ , además, se obtiene 3.85% y 14.49% para los edificios de 6 y 8 niveles respectivamente.

Además, se muestra en la Figura 3.24 que los edificios de 8 niveles poseen mayor rigidez lateral, sin embargo, se observa que los edificios de 4 niveles poseen mayor distorsión de azotea asociado a la fluencia, en la Tabla 3.3 se muestran las propiedades mecánicas y dinámicas de los edificios diseñados con las NTCS-1976.

Tabla 3.3 Propiedades mecánicas y dinámicas de los edificios diseñados con las NTCS-1976

Edificio	Propiedades dinámicas			Propiedades mecánicas		
	Periodo (s)			$C_y$	$D_y$ (%)	$\alpha$ (%)
$1^{ro}$	$2^{do}$	$3^{ro}$				
E4Q4_1976	0.6920	0.1052	0.0824	0.261	0.260	8.82
E4Q6_1976	0.7024	0.1059	0.0858	0.202	0.180	7.39
E6Q4_1976	0.6339	0.1477	0.0787	0.240	0.190	10.05
E6Q6_1976	0.7329	0.1544	0.0791	0.200	0.145	9.24
E8Q4_1976	0.6075	0.1790	0.0934	0.220	0.100	12.14
E8Q6_1976	0.6618	0.1885	0.0961	0.190	0.100	13.22

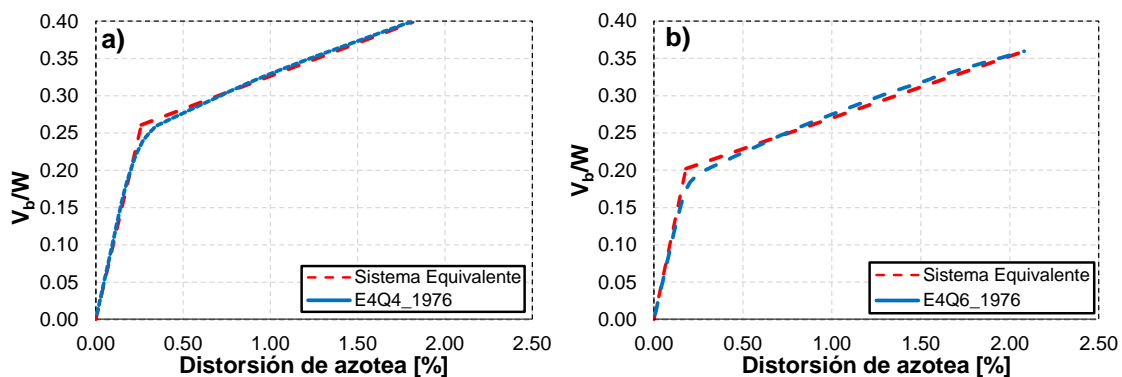


Figura 3.25 Curvas bilineales de los edificios diseñados con las NTCS-1976: a) edificio de 4 niveles con  $Q=4$ , y b) edificio de 4 niveles con  $Q=6$

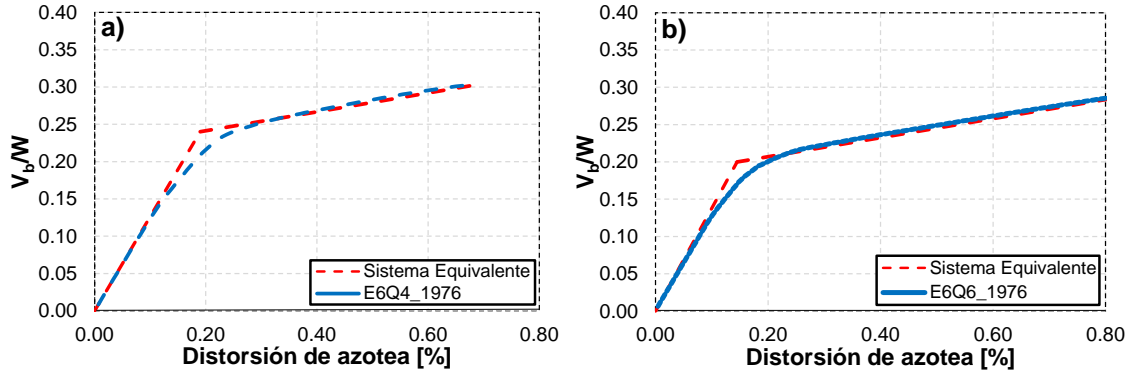


Figura 3.26 Curvas bilineales de los edificios diseñados con las NTCS-1976: a) edificio de 6 niveles con  $Q=4$ , y b) edificio de 6 niveles con  $Q=6$

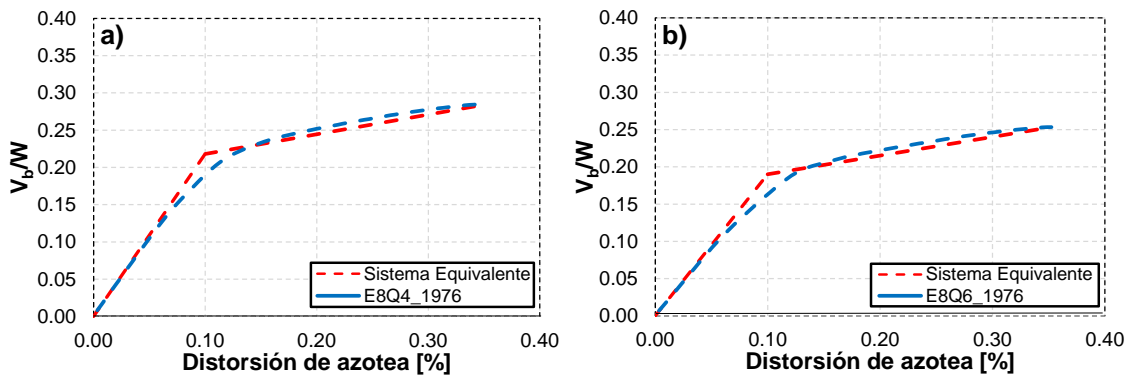


Figura 3.27 Curvas bilineales de los edificios diseñados con las NTCS-1976: a) edificio de 8 niveles con  $Q=4$ , y b) edificio de 8 niveles con  $Q=6$

Adicionalmente se realizaron análisis estáticos no lineales incrementales para los edificios diseñados con las NTCS-2017, en la Figura 3.28 se presentan curvas de capacidad. Con base en los resultados se muestra que el edificio de 4 niveles posee mayor resistencia lateral, así como mayor distorsión de fluencia, Se observa que al llegar al punto máximo decae la resistencia, pero continúa teniendo capacidad residual de deformación lateral. Adicionalmente se presenta que el edificio de 4 niveles posee 15.49% más resistencia que el modelo de 6 niveles y 42.03% que el edificio de 8 niveles, respectivamente.



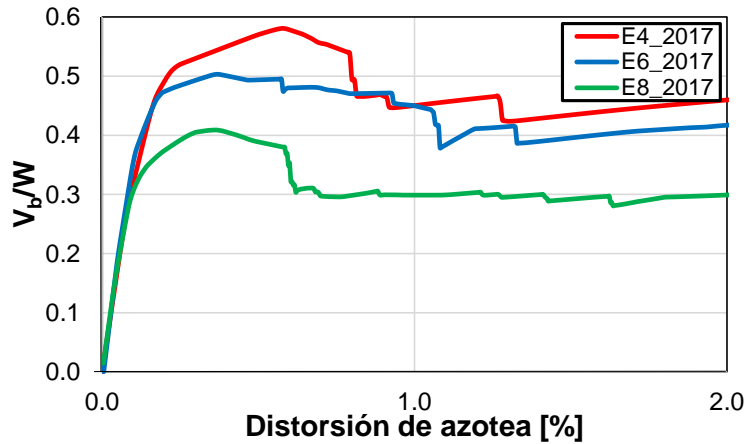


Figura 3.28 Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con las NTCS-2017

Con base en los resultados, se presentan las propiedades mecánicas y dinámicas de los edificios diseñados con las NTCS-2017 en la Tabla 3.4. Además, en la Figura 3.29 se presentan las idealizaciones bilineales de las curvas de capacidad.

Tabla 3.4 Propiedades mecánicas y dinámicas de los edificios diseñados con las NTCS-2017

Edificio	Propiedades dinámicas			Propiedades mecánicas		
	Periodo (s)			$C_y$	$D_y$ (%)	$\alpha$ (%)
$1^{ro}$	$2^{do}$	$3^{ro}$				
E4Q4_2017	0.3738	0.0926	0.0558	0.458	0.120	7.04
E6Q4_2017	0.4342	0.1294	0.0712	0.410	0.090	7.45
E8Q4_2017	0.4404	0.1461	0.0851	0.330	0.085	7.28

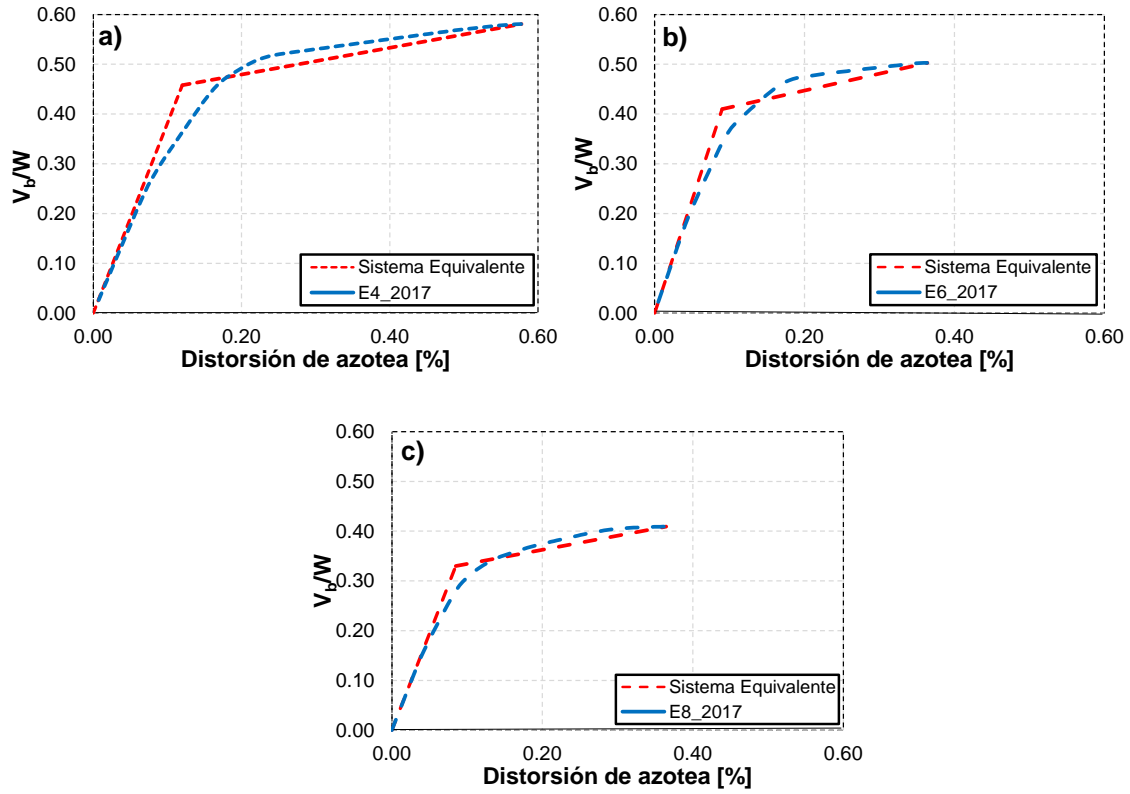


Figura 3.29 Curvas bilineales de los edificios diseñados con las NTCS-2017 a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

# Capítulo 4

## Movimientos del terreno

---

### 4.1 Selección de acelerogramas

Para fines de este estudio, seleccionaron 20 acelerogramas correspondientes a las dos componentes horizontales registradas en 10 estaciones acelerométricas ubicadas en la Ciudad de México durante el evento sísmico ocurrido el 19 de septiembre de 2017 ( $M_w=7.1$ ). Las estaciones se seleccionaron con base a su localización relativa a edificios con configuración de planta baja débil y que experimentaron un colapso parcial y/o total como se ilustra en la Figura 4.1. Cabe notar que nueve estaciones están ubicadas en la zona de terreno blando mientras que una está ubicada en la zona de transición, muy cerca de la frontera con la zona de terreno blando, como se muestra en la Figura 4.2. Nueve de las estaciones forman parte de la red acelerográfica de la Ciudad de México (RACM, 2021), mientras que la estación SC2 es administrada por la red sismométrica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RII, 2021).

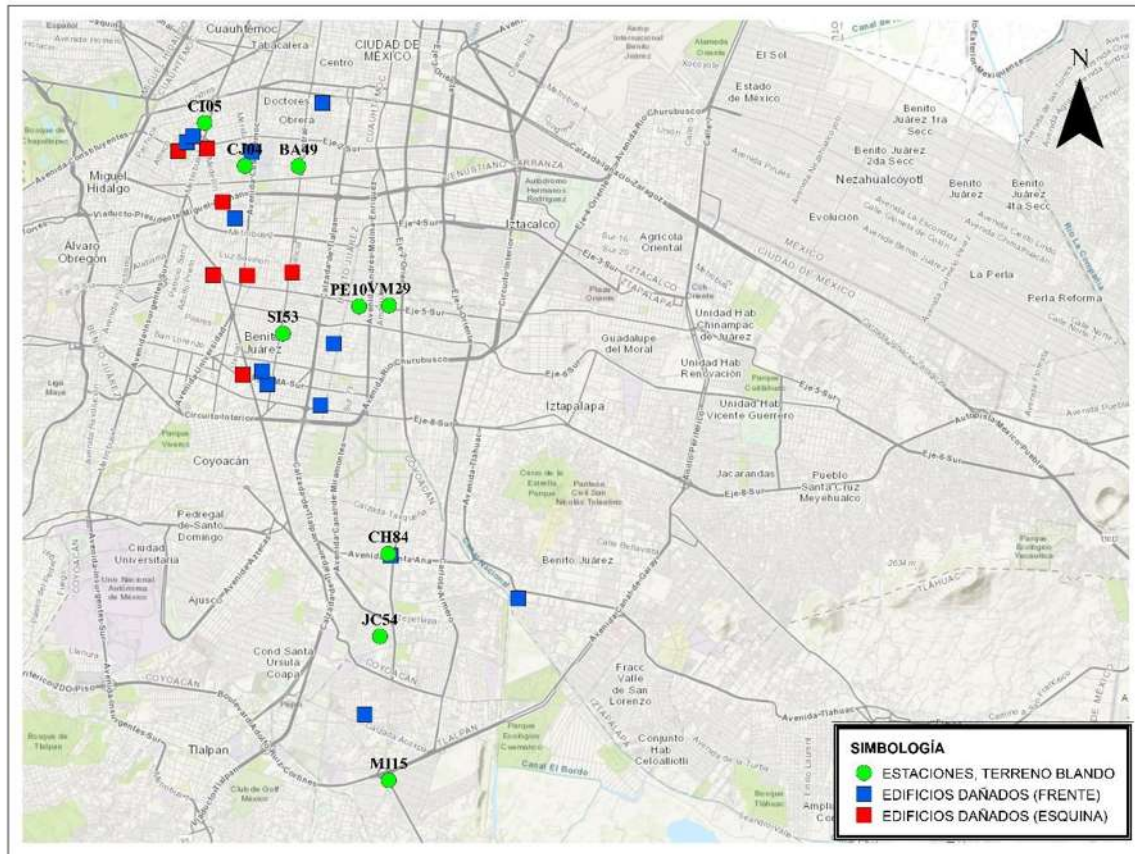


Figura 4.1 Ubicación espacial de las estaciones acelerométricas consideradas en este estudio

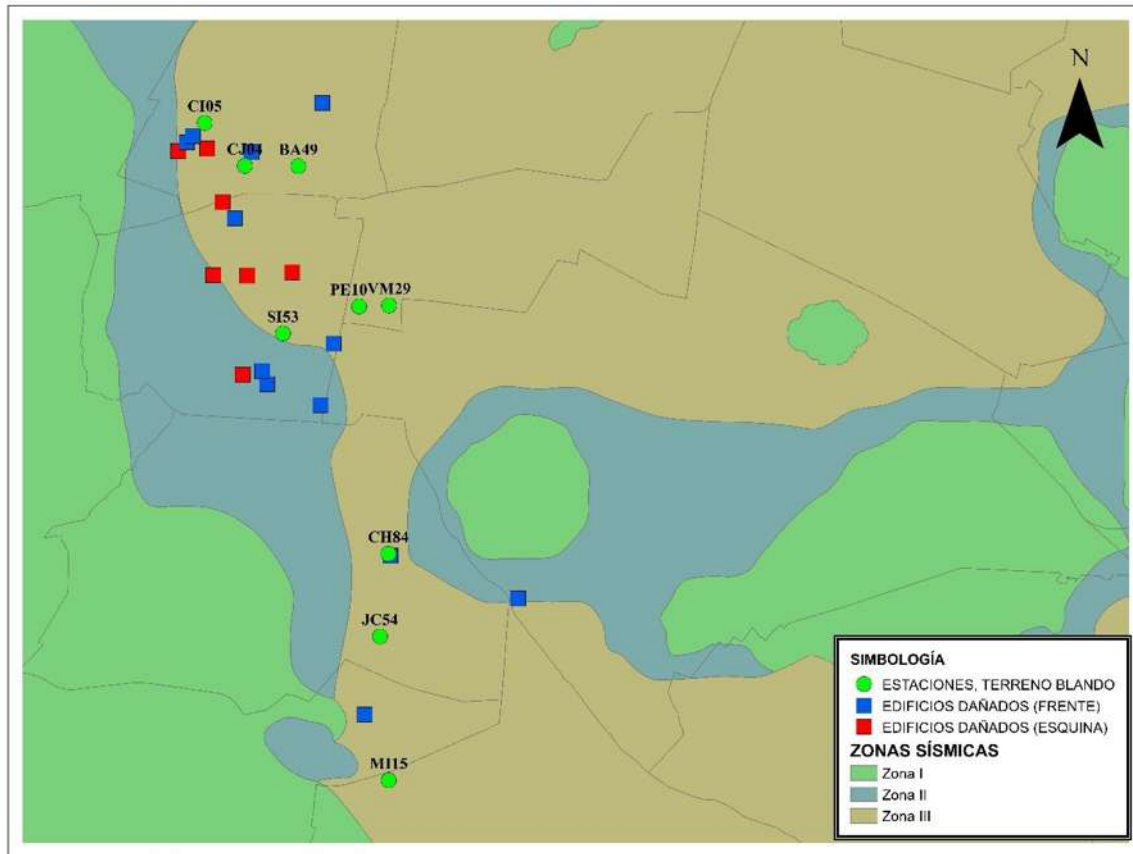


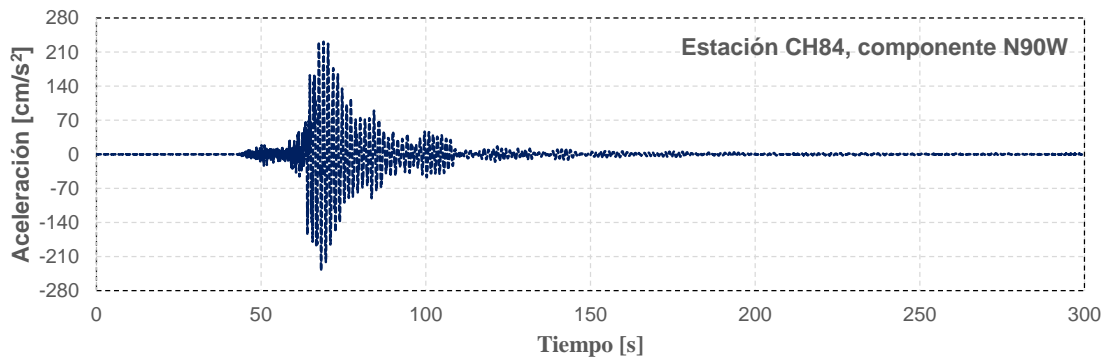
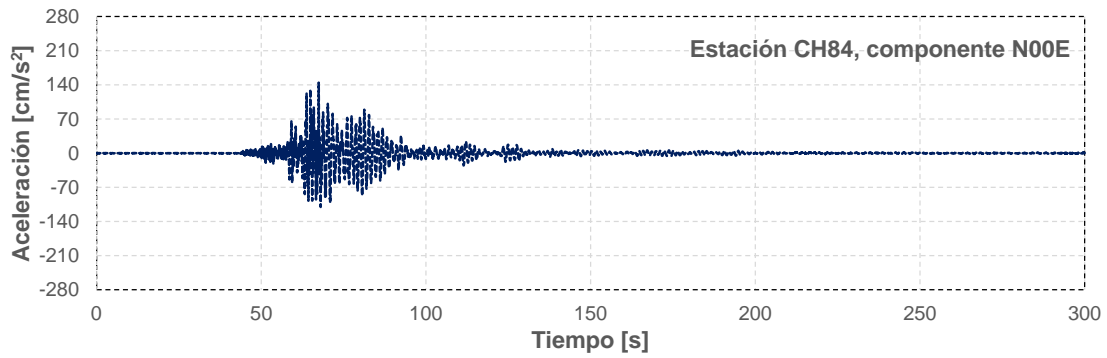
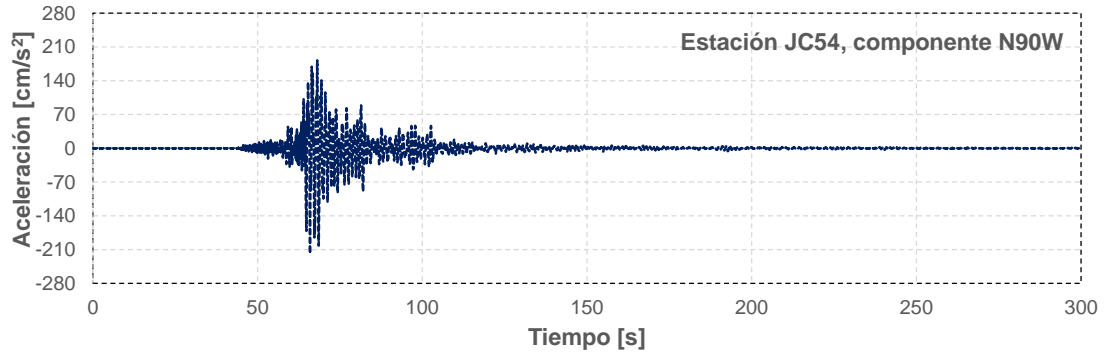
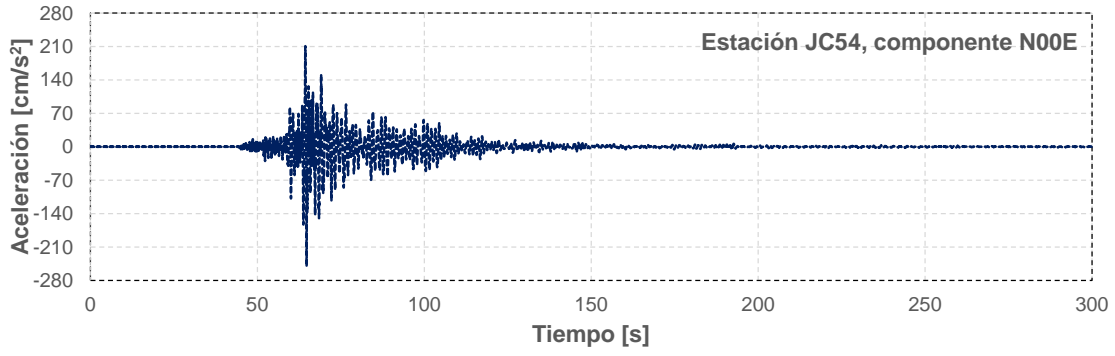
Figura 4.2 Ubicación espacial de las estaciones acelerométricas consideradas en este estudio en las zonas sísmicas

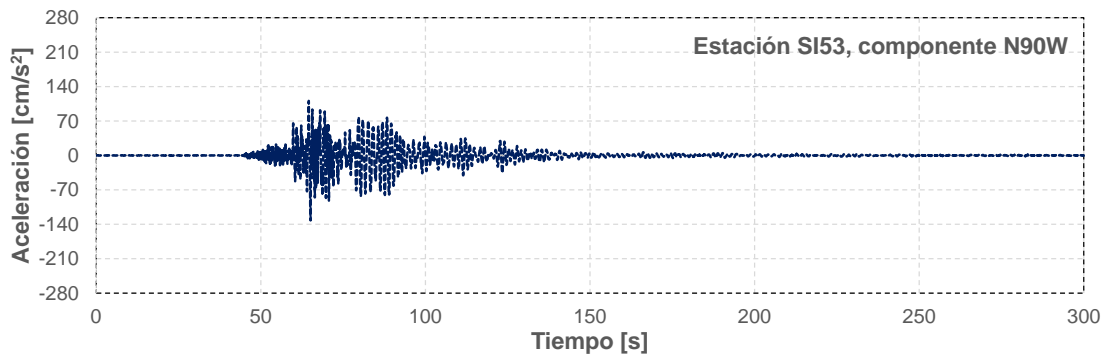
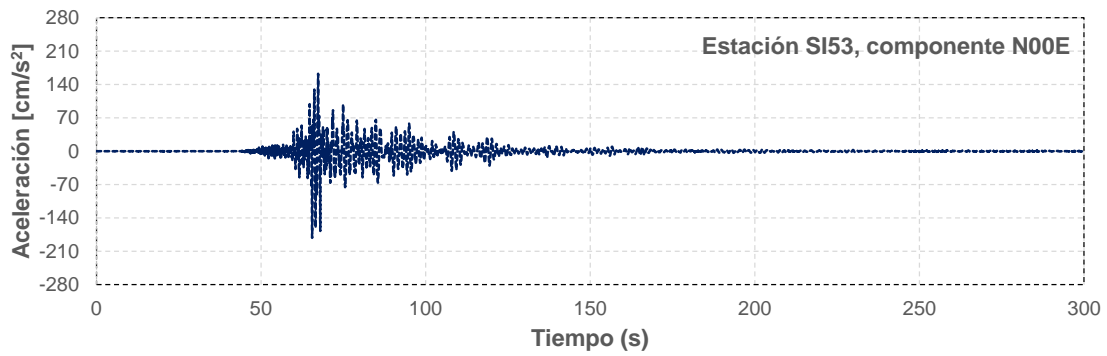
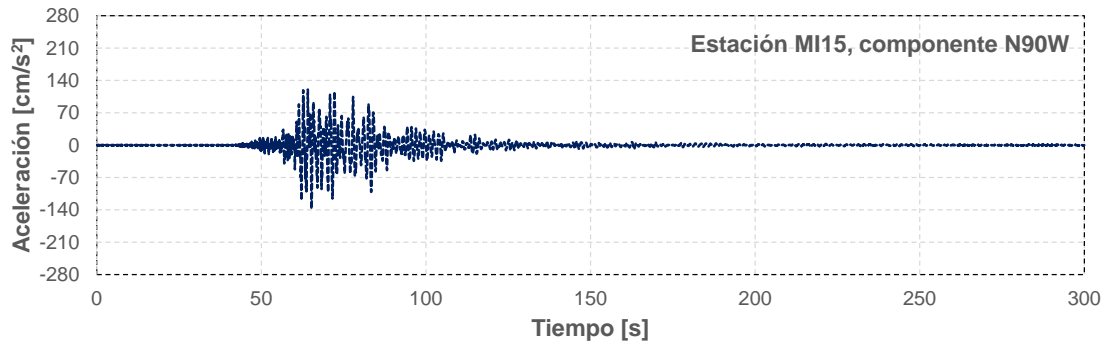
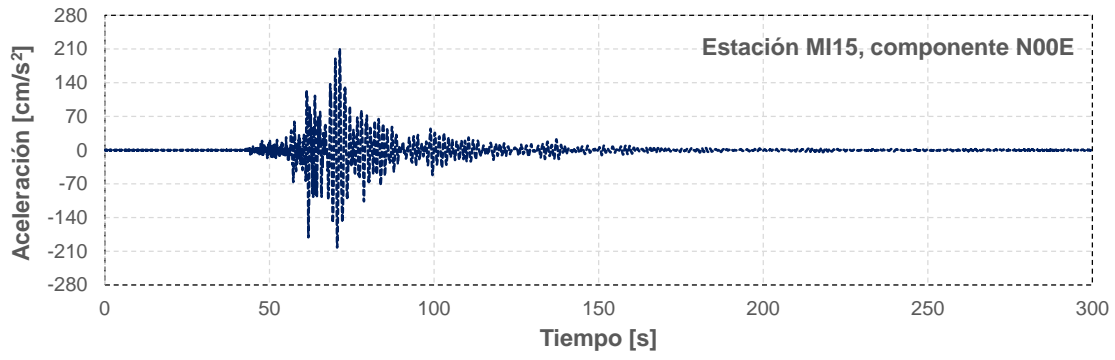
## 4.2 Filtrado y características de los acelerogramas

Se empleó el software *SEISMOSIGMAL* (Seismosoft, 2019) para corregir por línea base y filtrar cada uno de los acelerogramas empleados en esta investigación. En particular, se utilizó un filtro Butterworth Bandpass de 4to. orden, con frecuencia de corte de 0.1 Hz y 25 Hz. En la Tabla 4.1 se presentan las características de los acelerogramas contemplados en esta investigación, donde  $AMT$  es la aceleración máxima del terreno,  $T_g$  es el periodo predominante del terreno y  $t_D$  es la duración efectiva del movimiento del terreno. Cabe notar que la componente N00E registrada en la estación JC54 fue la que registró la mayor AMT durante este evento sísmico, igual a  $250.4 \text{ cm/s}^2$ , mientras que la componente N90W registrada en la estación CH84 registro una AMT de  $239.2 \text{ cm/s}^2$ .

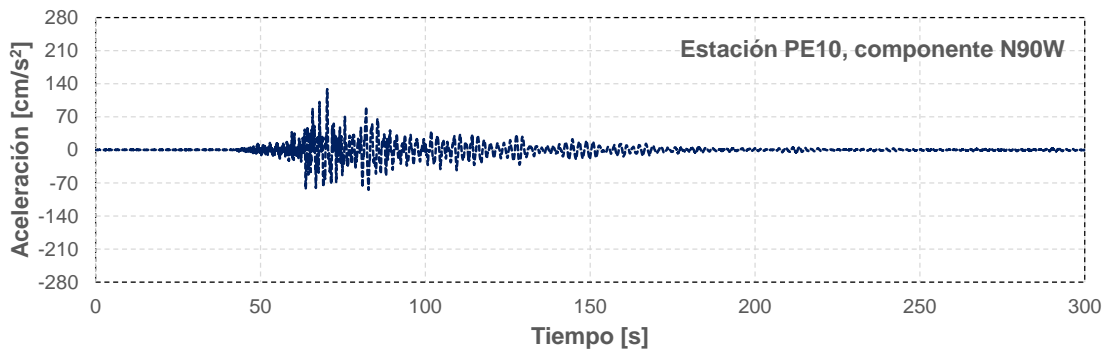
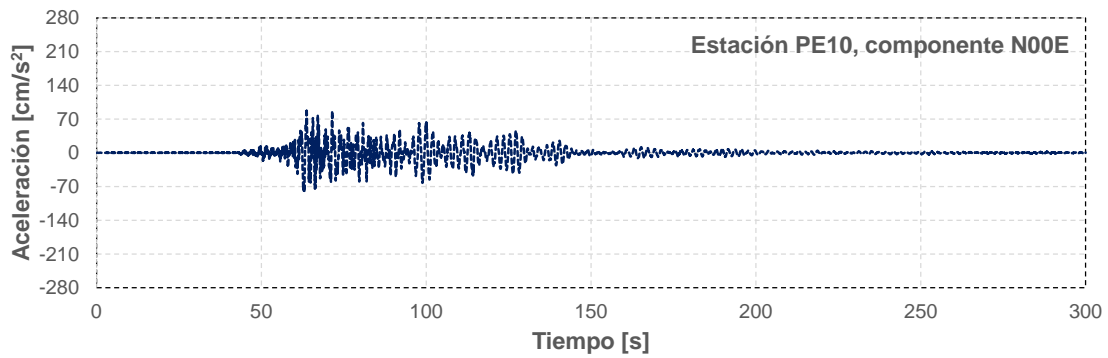
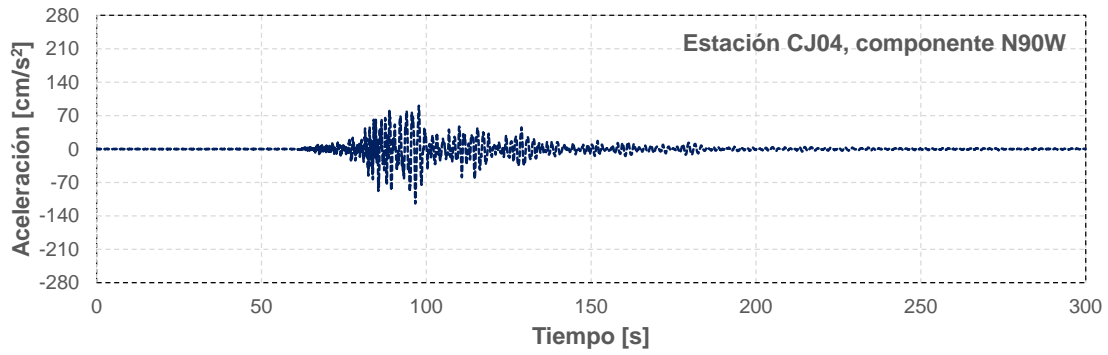
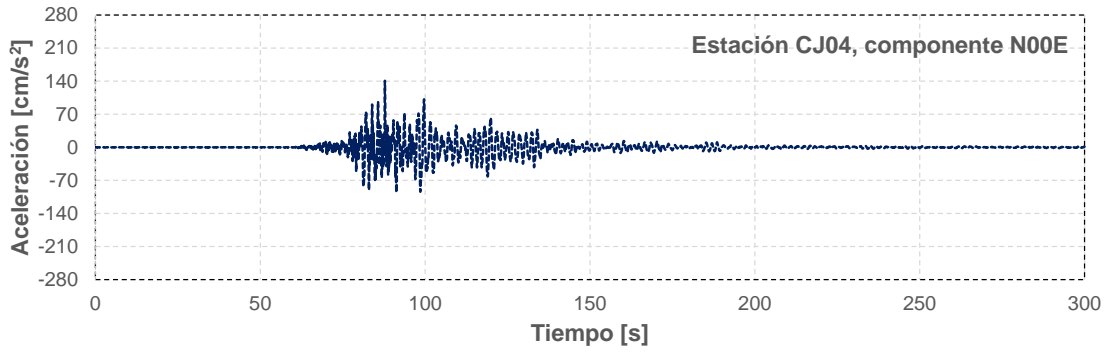
Tabla 4.1 Características de las 20 historias de aceleración del terreno consideradas en esta investigación

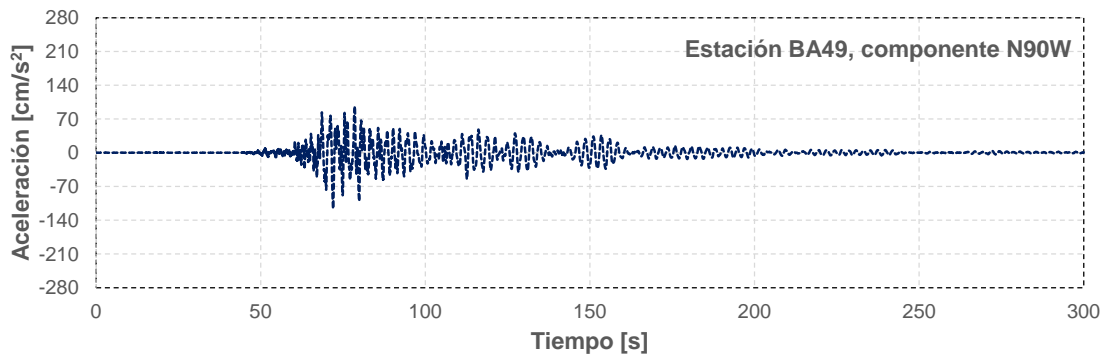
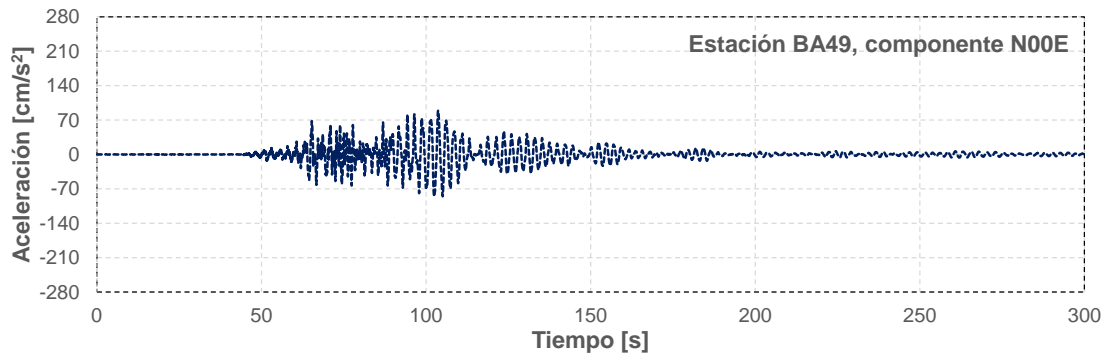
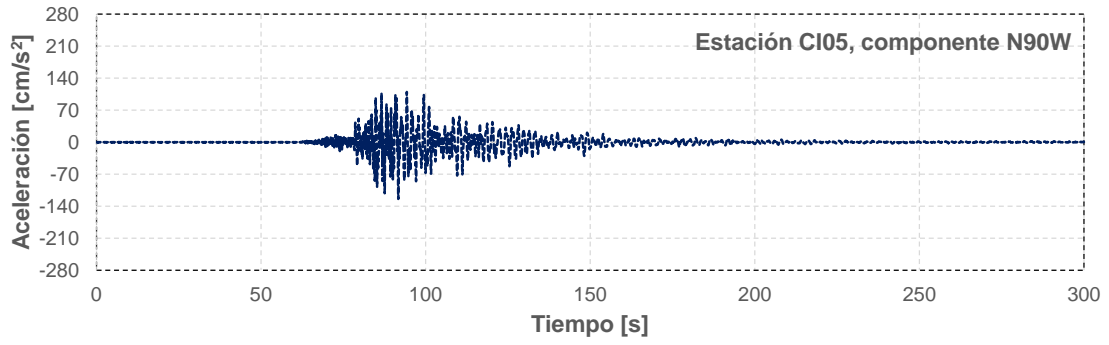
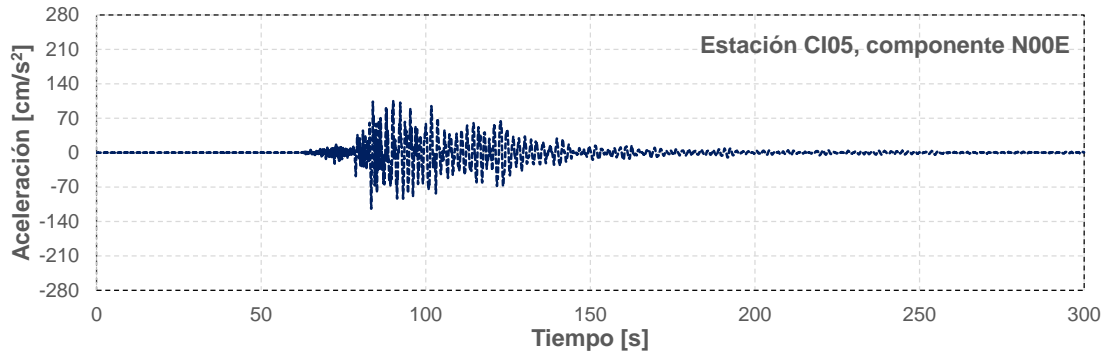
<b>Nombre de la estación</b>	<b>Código</b>	<b>Comp.</b>	<b>Latitud</b>	<b>Longitud</b>	<b>AMT [cm/s<sup>2</sup>]</b>	<b>T<sub>g</sub> [s]</b>	<b>t<sub>D</sub> [s]</b>
Buenos Aires	BA49	N00E	19.4097	-99.145	89.3	2.4	78.6
		N90W			116.1	2.5	87.2
Culhuacán	CH84	N00E	19.33	-99.1254	144.6	1.37	30.9
		N90W			239.2	1.42	28.9
Cibeles	CI05	N00E	19.4186	-99.1653	114.2	2.05	50.2
		N90W			124.2	1.71	49.5
Multifamiliar Juárez	CJ04	N00E	19.4098	-99.1566	140.8	1.95	51.7
		N90W			114	1.86	49.0
Jardines de Coyoacán	JC54	N00E	19.313	-99.1272	250.4	1.21	42.7
		N90W			218.1	1.32	32.1
Esc. Prim. Plutarco Elías Calles	PE10	N00E	19.3809	-99.1318	87.2	1.99	72.9
		N90W			124.6	1.95	79.8
San Simón	SI53	N00E	19.3753	-99.1483	132.2	1.44	51.2
		N90W			181.9	1.29	45.5
Villa del Mar	VM29	N00E	19.3811	-99.1253	84.8	2.3	97.2
		N90W			100.4	2.39	66.9
Miramontes	MI15	N00E	19.2834	-99.1253	207.39	1.51	38.18
		N90W			133.43	1.6	37.96
SCT	SC2	N00E	18.3353	-98.6763	98.49	1.77	58.7
		N90W			103.95	1.79	44.81











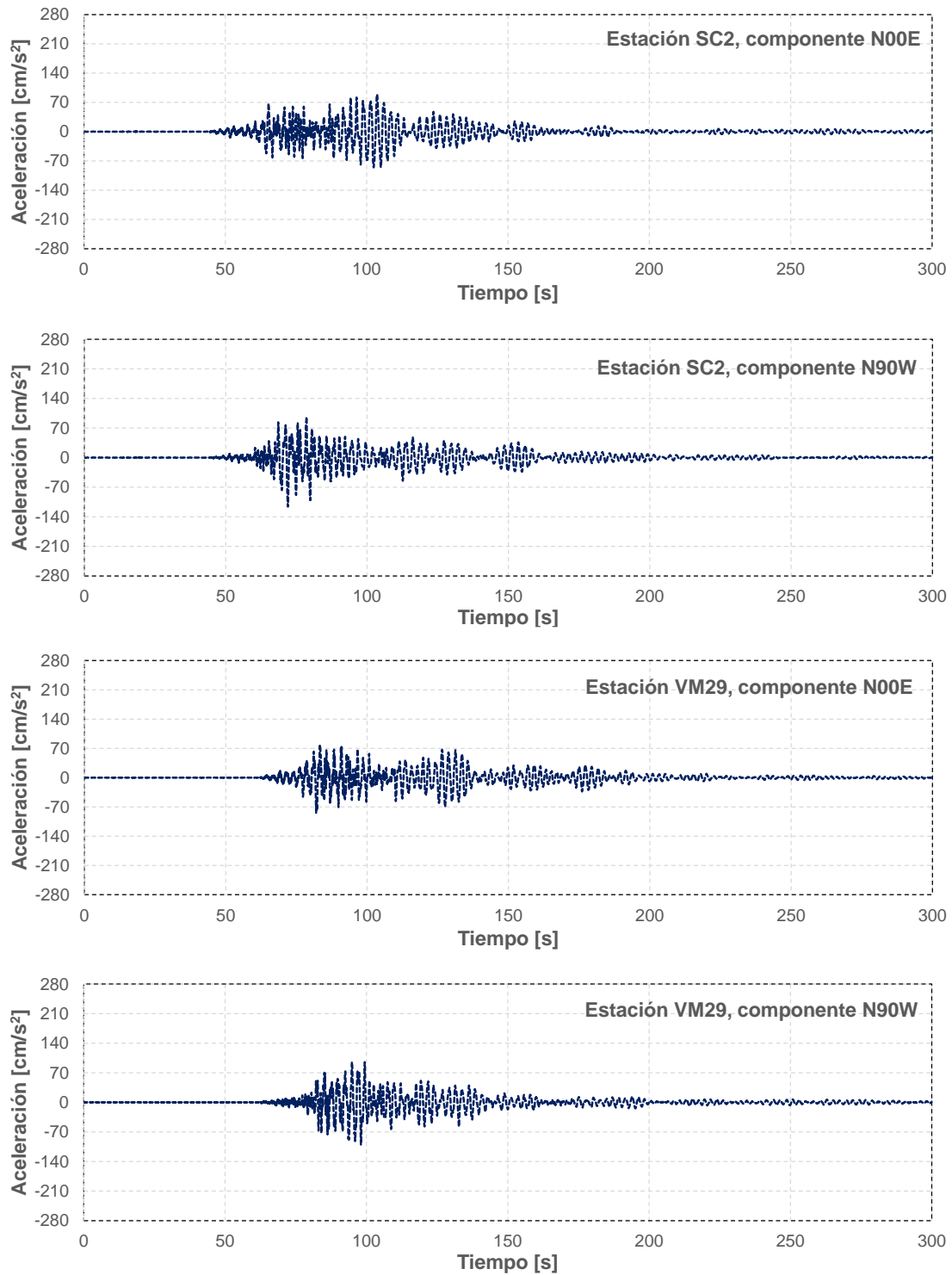


Figura 4.3 Historias de aceleración del terreno registradas en cada una de las estaciones, en sus dos componentes horizontales ortogonales, consideradas en este estudio

### 4.3 Espectros de respuesta

Se generaron los espectros de respuesta de aceleración para cada uno de los 20 movimientos del terreno. En la Figura 4.4 y Figura 4.5 se presenta una comparación de espectros de respuesta obtenidos para las componentes N00E y N90W, respectivamente, del conjunto de acelerogramas y la mediana de los espectros de respuesta.

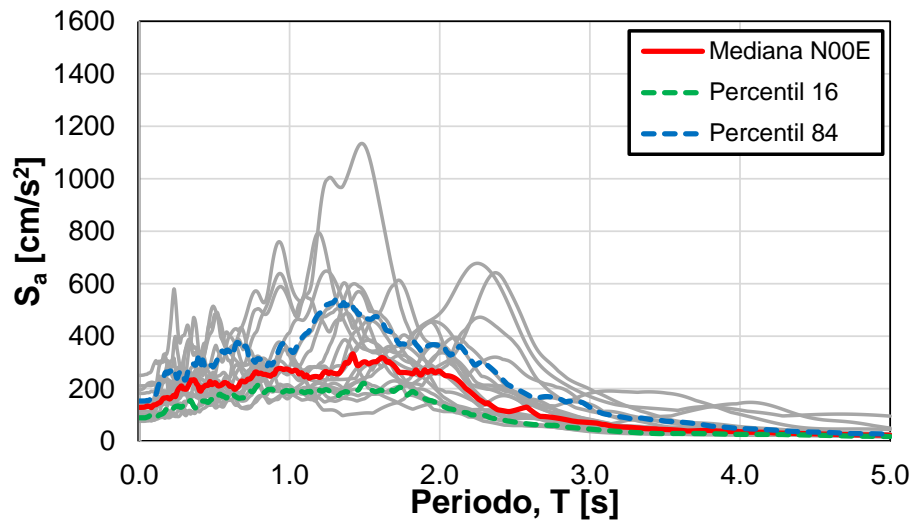


Figura 4.4 Comparación de espectros de respuesta obtenidos para la componente N00E del conjunto de acelerogramas y la mediana de los espectros de respuesta

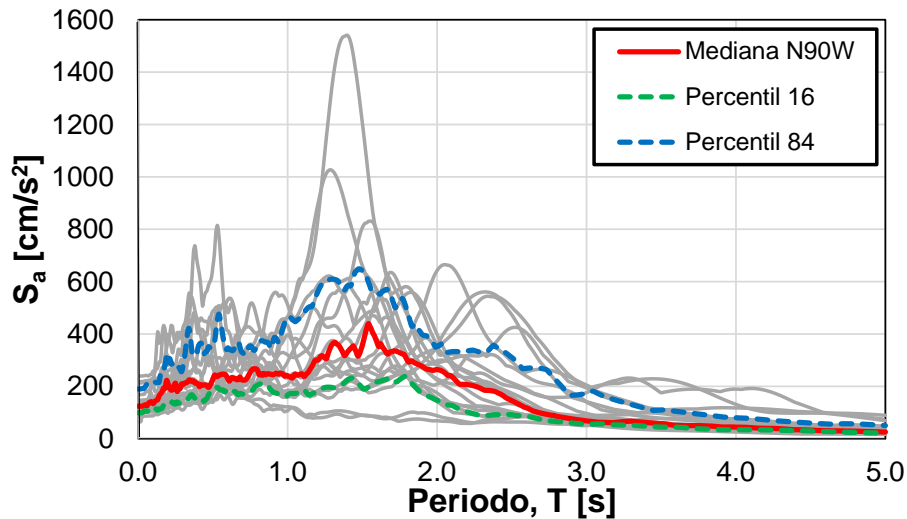


Figura 4.5 Comparación de espectros de respuesta obtenidos para la componente N90W del conjunto de acelerogramas y la mediana de los espectros de respuesta

# Capítulo 5

## Respuesta sísmica

---

### 5.1 Metodología

Los modelos analíticos de los edificios con configuración de planta baja débil empleados en la investigación se sometieron a un conjunto de registros sísmicos previamente descrito. Con base en su respuesta sísmica se obtuvieron las demandas de distorsión de entrepiso máxima, *IDR* (la cual se define como el desplazamiento lateral relativo normalizado con la altura del entrepiso), además, se obtuvo la distorsión de entrepiso residual (la cual se define como el desplazamiento lateral relativo normalizado con la altura del entrepiso una vez terminada la excitación sísmica). Para llevar a cabo esta actividad se empleó el software *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016).

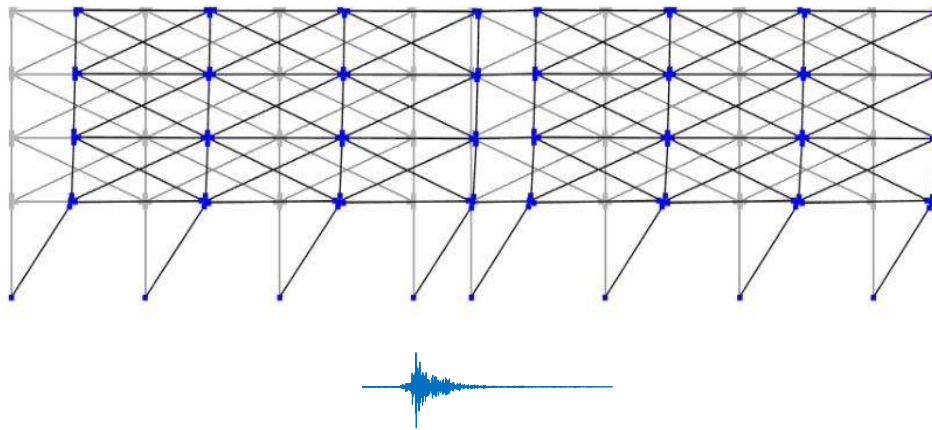


Figura 5.1 Edificio de 4 niveles ante un evento sísmico

### 5.2 Respuesta sísmica de los edificios ante la acción de registros individuales

Con base en los resultados y para evaluar la respuesta de los edificios ante los acelerogramas individuales, se seleccionaron 4 estaciones donde dos de ellas se registró las máximas aceleraciones del terreno (AMT), además, se obtuvieron los periodos del terreno  $T_g$ , la ordenada máxima del espectro de pseudoaceleración  $T_s$  y el periodo fundamental de los edificios  $T_l$ .

### 5.2.1 Respuesta ante registros de la estación Culhuacán (CH84)

De acuerdo con la RACM, esta estación obtuvo la mayor aceleración del terreno durante el sismo del 19 de septiembre de 2017. La estación está ubicada en la zona de terreno blando con coordenadas Latitud  $99^{\circ}19'48''$  y Longitud  $-99^{\circ}07'31''$ . La componente N90W fue la que obtuvo una mayor demanda de aceleraciones (*AMT*). El periodo de vibración asociado a la demanda máxima del espectro fue de  $T_s=1.34s$  y con la herramienta SASID ([www.SASID.df.gob.mx](http://www.SASID.df.gob.mx)) se obtuvo el periodo predominante del terreno de  $T_g=1.37s$ .

A continuación, se presentan los perfiles *IDR* y *RIDR* de los modelos estructurales.

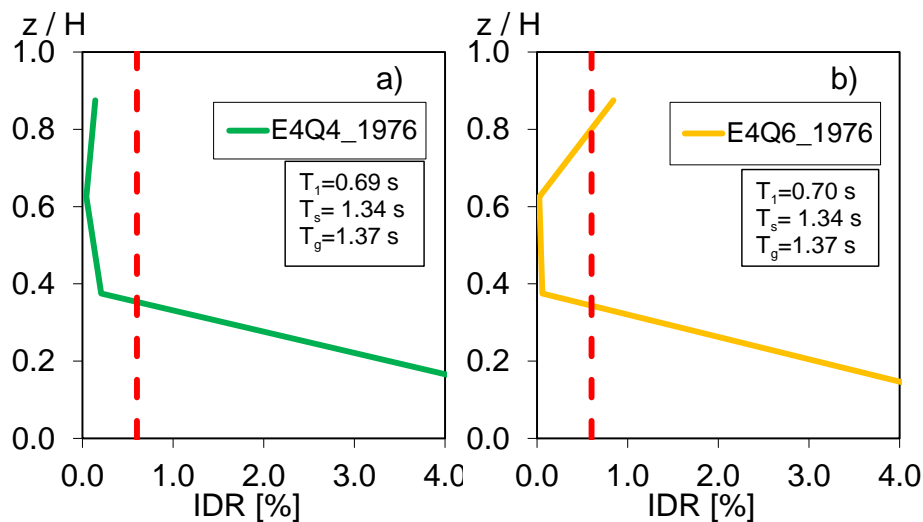


Figura 5.2 Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$  y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

En la Figura 5.2 se observa que la demanda de distorsión se concentra en la planta baja para ambos edificios, lo que ocasiona el mecanismo de colapso. Por otra parte, la Figura 5.2b se presenta una distorsión que sobre pasa el 0.6% en el nivel de azotea.

Adicionalmente en la Figura 5.3 se presenta el comportamiento histerético de los elementos estructurales, como se puede observar en las columnas de la planta baja débil no poseen suficiente capacidad lateral para resistir las demandas, lo cual ocasiona que las columnas fallen. Por otra parte, se observa que los puntales localizados en el marco interno experimentan un comportamiento elástico.

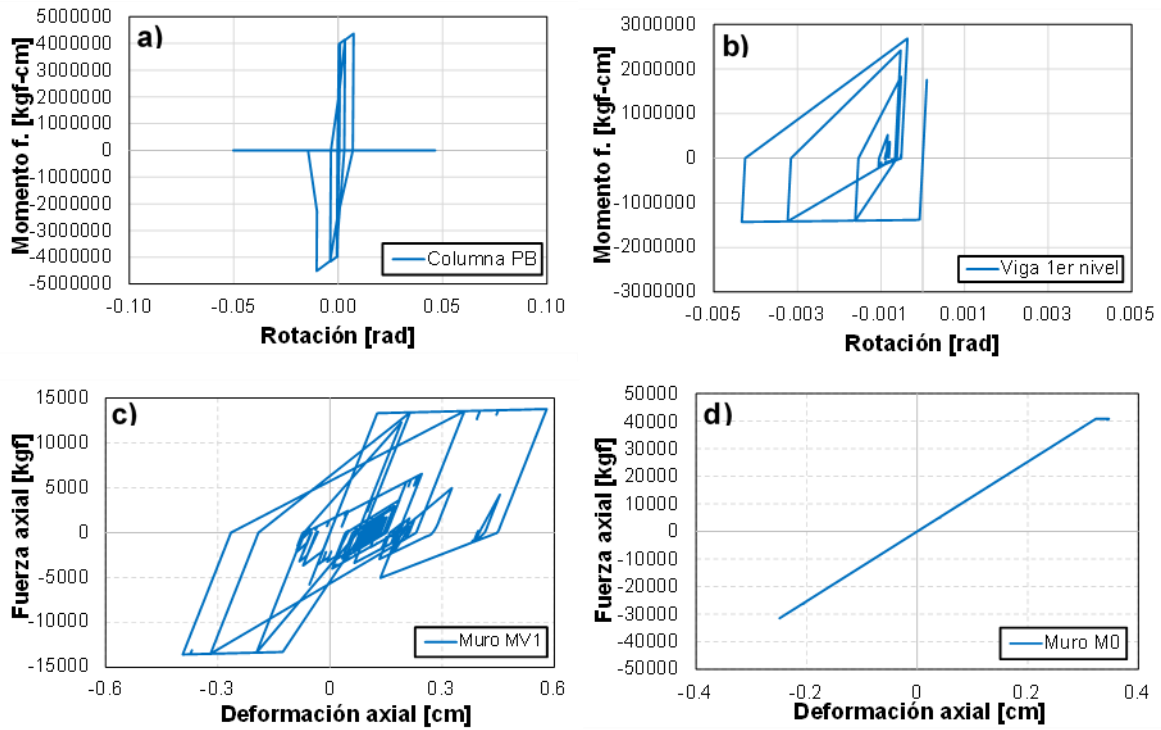


Figura 5.3 Comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio de cuatro niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$  ante el registro CH84 (comp. N90W): a) columna de concreto reforzado de la planta baja, b) viga de concreto reforzado del primer entrepiso, c) puntal equivalente ubicado en el marco exterior y d) puntal equivalente ubicado en el marco interior

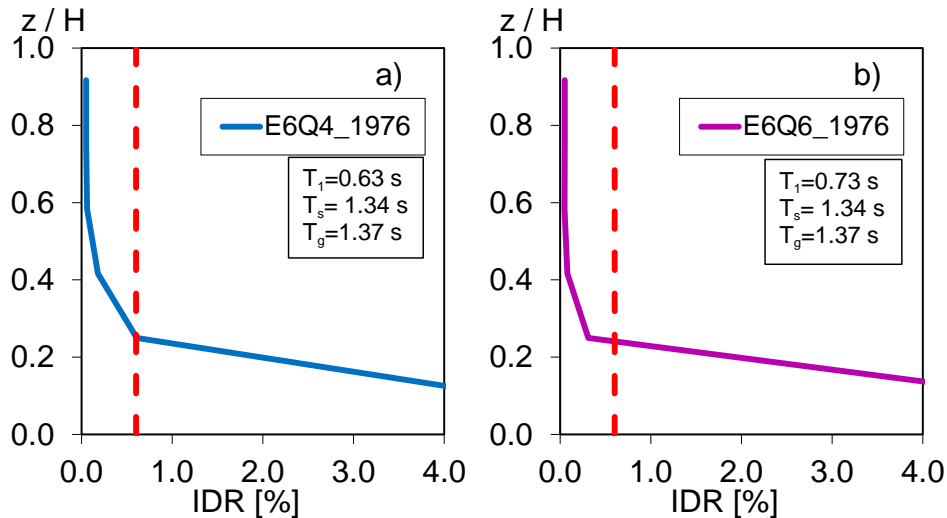


Figura 5.4 Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$  y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

La demanda de distorsión presentada en la Figura 5.4 presenta concentración en la planta baja, además de sobrepasar excesivamente el límite de distorsión de 0.6%. Dicho fenómeno se atribuyó al colapso de la estructura.

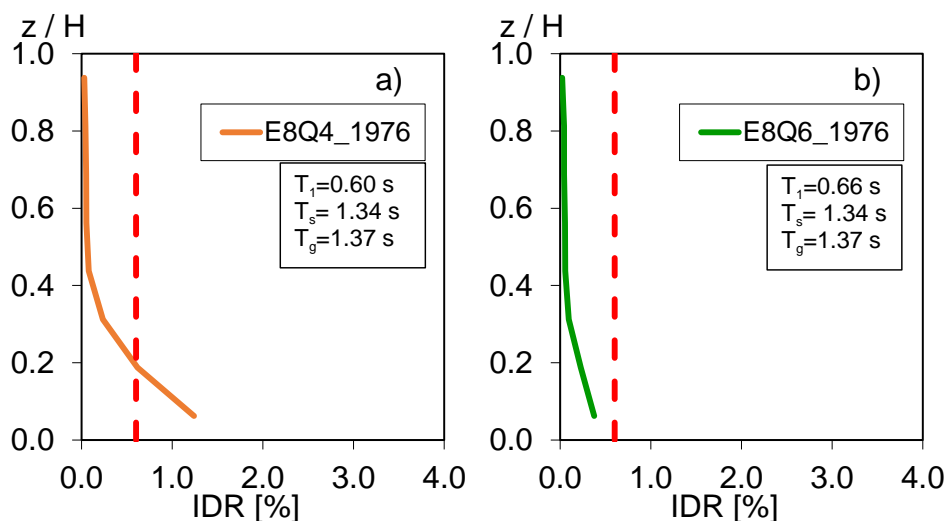


Figura 5.5 Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$  y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

En la Figura 5.5 se observa que la demanda de deformación se concentra en la planta baja, para el edificio presentado en la Figura 5.5a se observa que el perfil de distorsiones excede el nivel establecido mientras que en la Figura 5.5b se observa el mecanismo de planta baja débil, sin embargo, no sobrepasa el límite establecido.



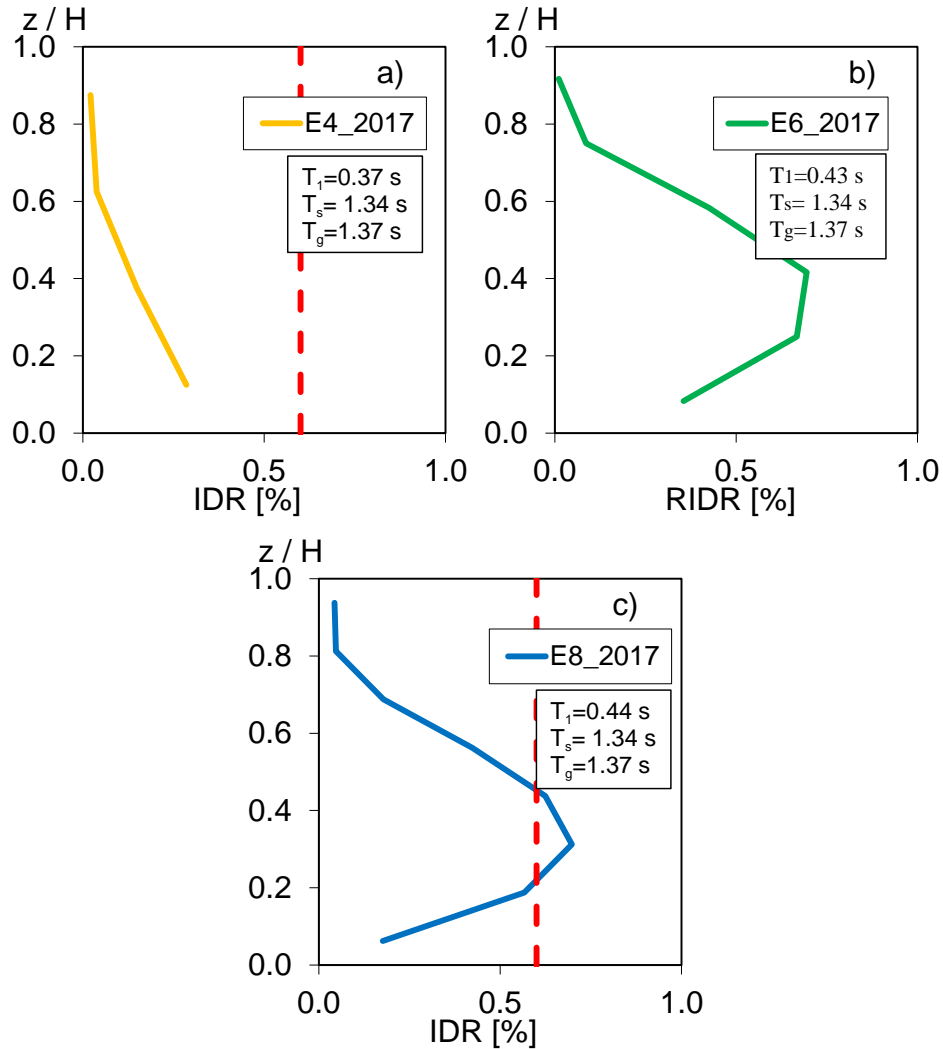


Figura 5.6 Perfiles de *IDR* de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

Por otra parte, en la Figura 5.6 se observa que para los requisitos de diseño de las NTCS-2017 el edificio de cuatro niveles concentra las demandas de deformación en la planta baja, sin embargo, no supera el límite establecido de distorsión. Además, para los edificios de 6 y 8 niveles la concentración de deformaciones se presenta en los niveles superiores, debido a la inestabilidad dinámica de los edificios, estos sobrepasaron el límite y a su vez experimentaron colapso. Este fenómeno puede ser atribuido a la participación de los modos superiores.

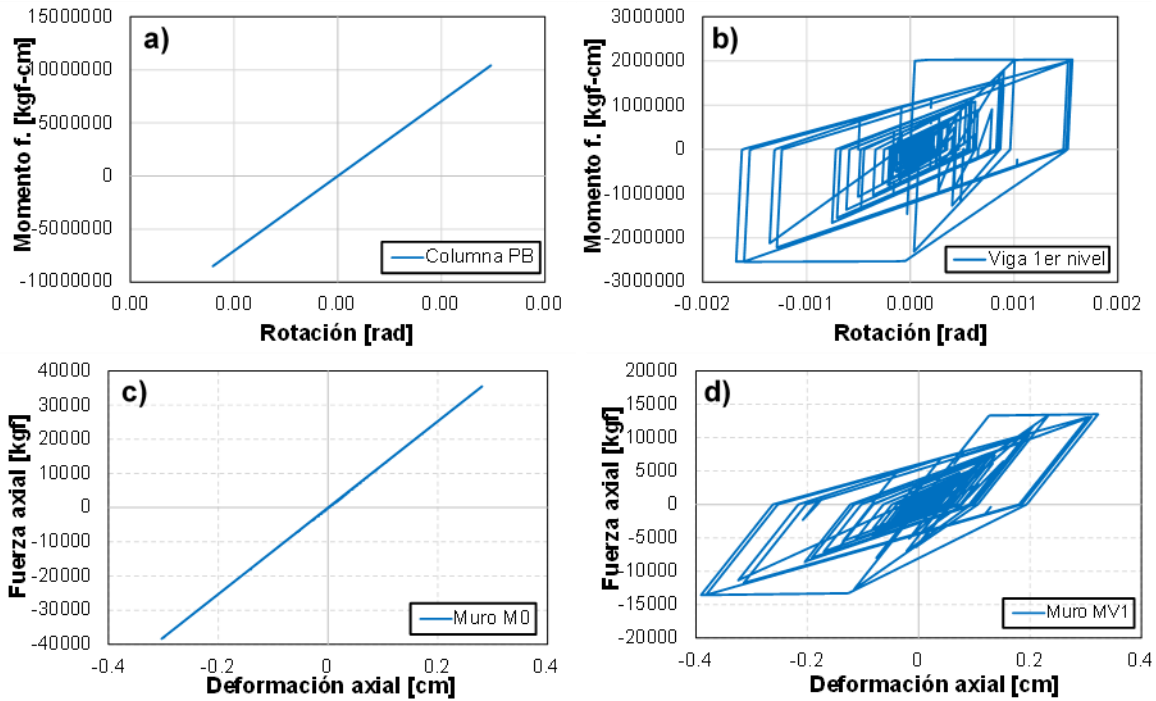


Figura 5.7 Comportamiento histerético de los elementos estructurales del edificio de cuatro niveles diseñado con las NTCS-2017 ante el registro CH84 (comp. N90W): a) columna de concreto reforzado de la planta baja débil, b) viga de concreto reforzado del primer entrepiso, c) puntal equivalente ubicado en el marco interior y d) puntal equivalente ubicado en el marco exterior

En la Figura 5.7 se presenta el comportamiento histerético de los principales elementos estructurales. Con base en los resultados se observa que las columnas de la planta baja no incursionan en el intervalo inelástico, mientras que las vigas si experimentan comportamiento inelástico, de acuerdo a esta observación se puede decir que el diseño que proporciona la NTCS-2017 utilizan la filosofía de diseño de viga débil – columna fuerte. Adicionalmente se observa en la Figura 5.7c que el comportamiento del puntal equivalente localizado en el marco interno experimenta comportamiento elástico mientras que en la Figura 5.7d se tiene comportamiento inelástico.

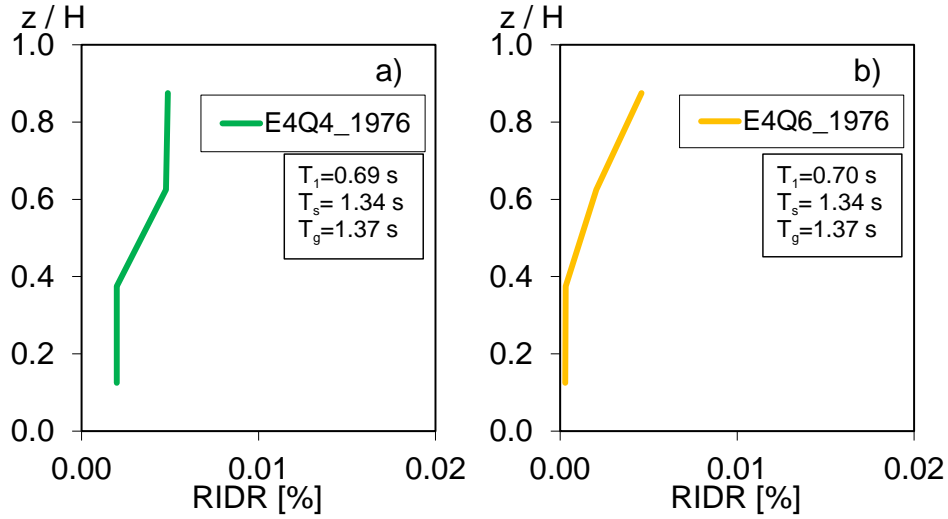


Figura 5.8 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

Cabe destacar que, al terminar un evento sísmico, los edificios presentan daño, esto se evidencia en los perfiles *RIDR* de los modelos. En la Figura 5.8, en ella se observa que los edificios están fuera de eje, en ambos edificios se concentró en el daño en los niveles superiores, sin embargo, en la Figura 5.8b se observa que no existe demandas de distorsión en la planta baja.

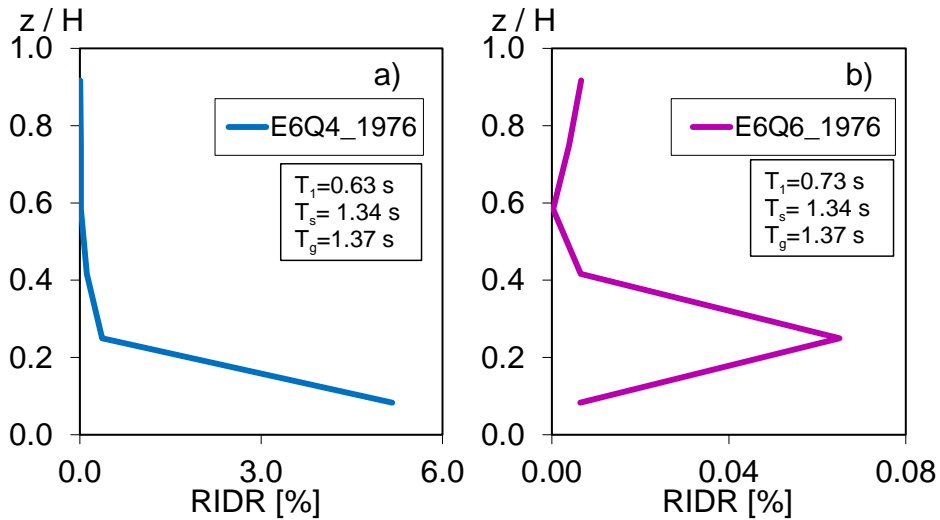


Figura 5.9 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

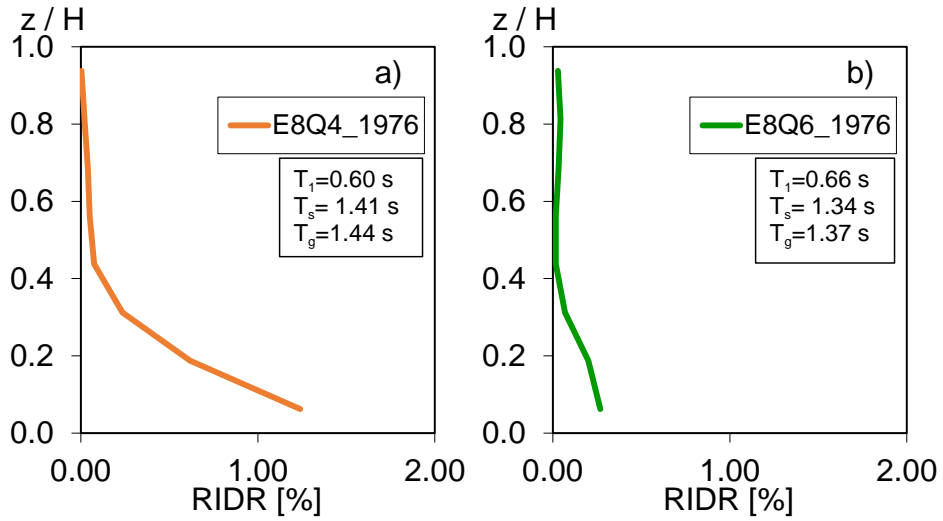


Figura 5.10 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

Con base a los resultados se observa que el edificio mostrado en la Figura 5.9a y Figura 5.10 se concentra la demanda de distorsión en la planta baja a comparación de la Figura 5.9b. Para los edificios que presentaron una *RIDR* mayor al 0.6% se concluye que experimentaron colpaso estructural.

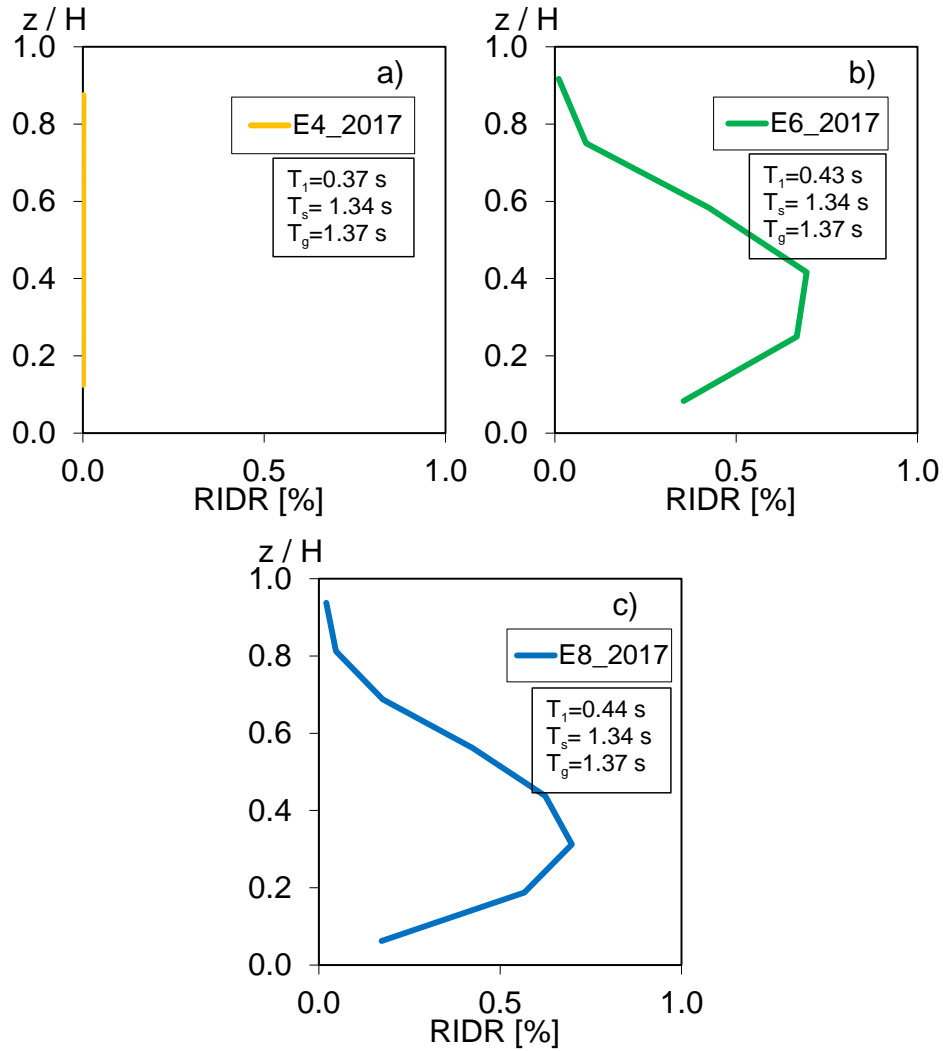


Figura 5.11 Perfiles de *RIDR* de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

Para los edificios diseñados con las NTCS-2017 se observa que para el edificio de 4 niveles no son excesivas las demandas de deformación residual, mientras que en los edificios de 6 y 8 niveles la deformación residual supera el límite de 0.6% lo cual se atribuye al colapso de ellos.

### 5.2.2 Respuesta ante registros individuales de la estación Miramontes (MI15)

La estación Miramontes (MI15) está ubicada en la zona de terreno blando con coordenadas Latitud  $99^{\circ}17'00''$  y Longitud  $-99^{\circ}07'31''$ . La componente N00E fue la que obtuvo una mayor demanda de aceleraciones. El periodo de vibración máximo del espectro fue de  $T_s=1.24s$  y con la herramienta SASID ([www.SASID.df.gob.mx](http://www.SASID.df.gob.mx)) se obtuvo el periodo predominante del terreno de  $T_g=1.51s$ .

A continuación, se presentan los perfiles *IDR* y *RIDR* de los modelos estructurales.

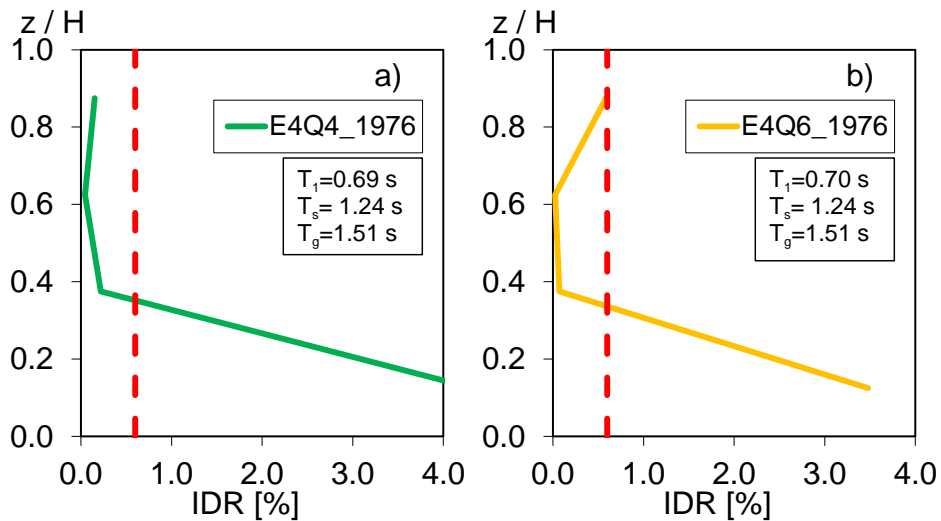


Figura 5.12 Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

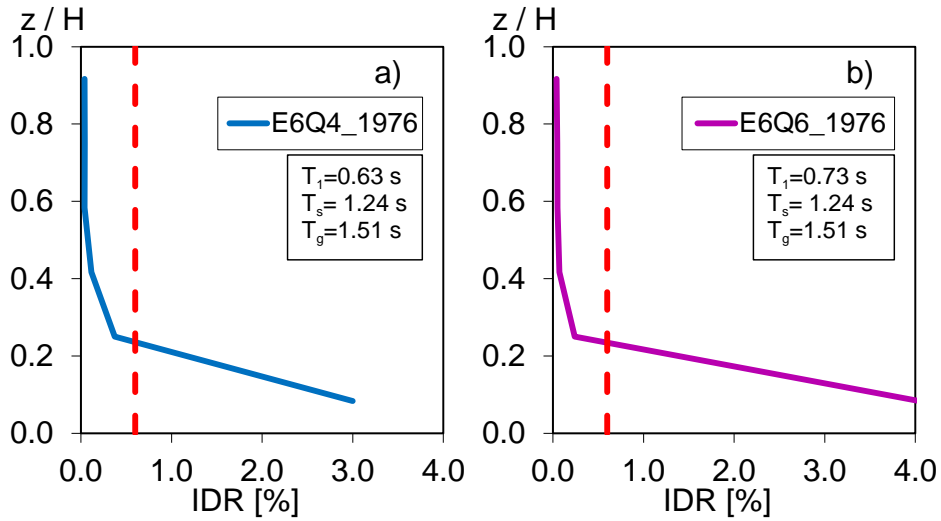


Figura 5.13 Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

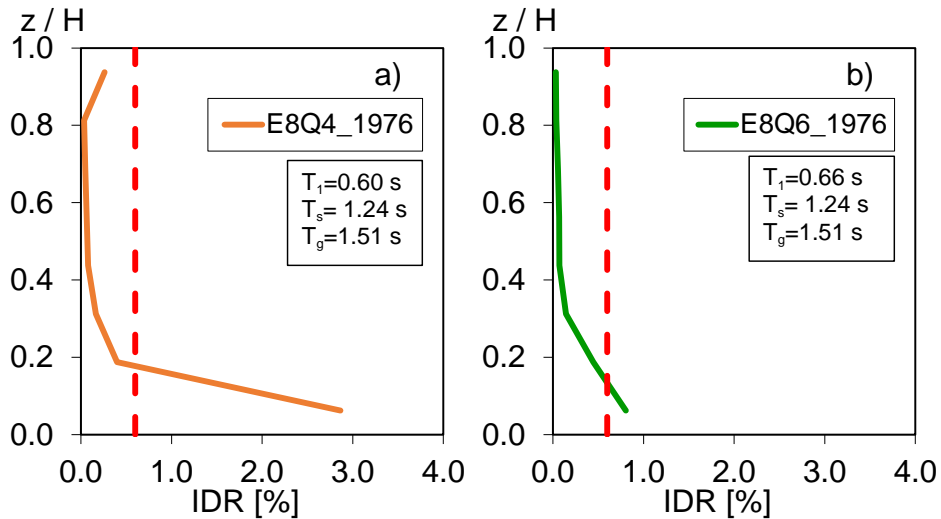


Figura 5.14 Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

Con base a los requisitos de las NTCS-1976, todos los edificios sometidos ante este registro experimentaron la configuración de planta baja débil, como se observa en la Figura 5.12, Figura 5.13 y Figura 5.14.

Los edificios presentados en la Figura 5.12 y Figura 5.13 presentan concentración en la planta baja, aunado a ello, se propicia el colapso del edificio. Por otra parte, en la Figura 5.14 se

observa el mismo fenómeno, pero esta vez el edificio diseñado con  $Q=6$  experimenta menor distorsión que su contraparte.

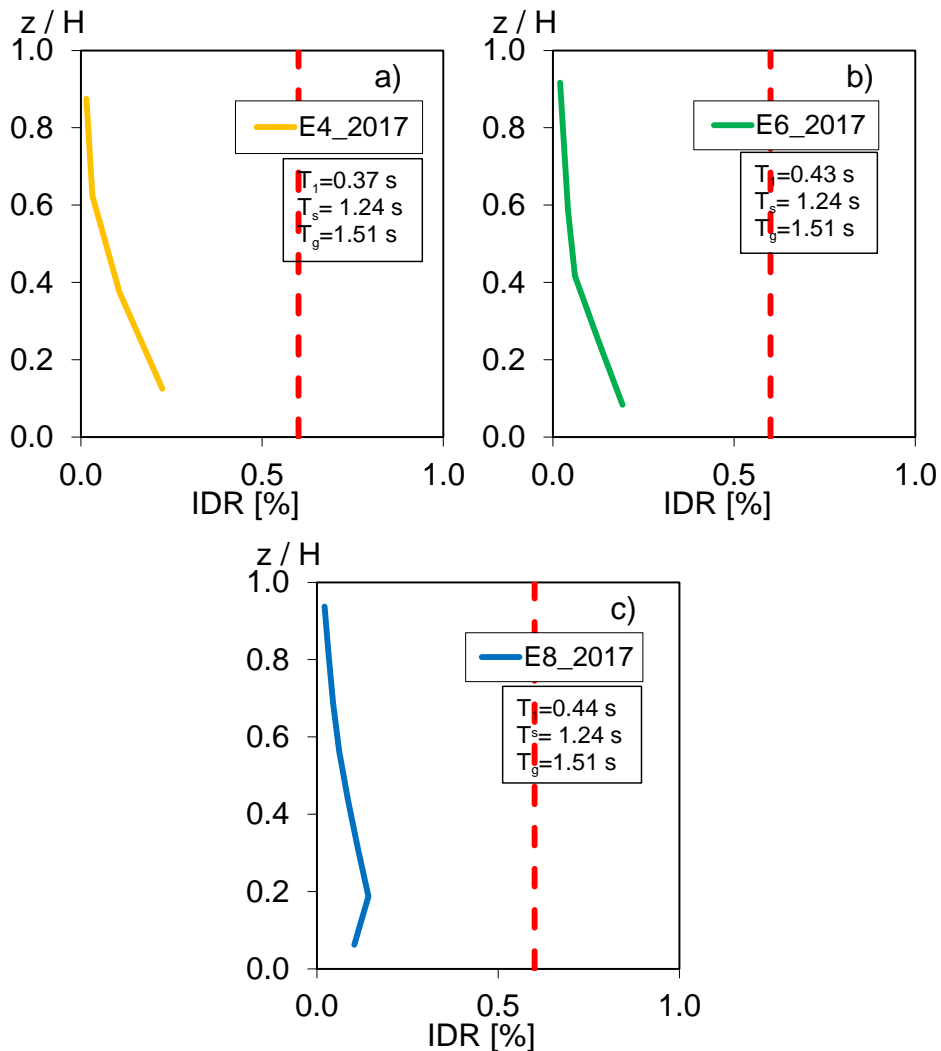


Figura 5.15 Perfiles de *IDR* de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

Cabe destacar que los edificios diseñados con las NTCS-2017 aminoran las demandas de deformación, aun así, se observa en la Figura 5.15 que existe una ligera concentración de deformaciones en la planta baja en los edificios de 4 y 6 niveles. Aunque para el edificio de 8 niveles se observa que la concentración de deformaciones se presenta en el nivel superior a la planta baja.



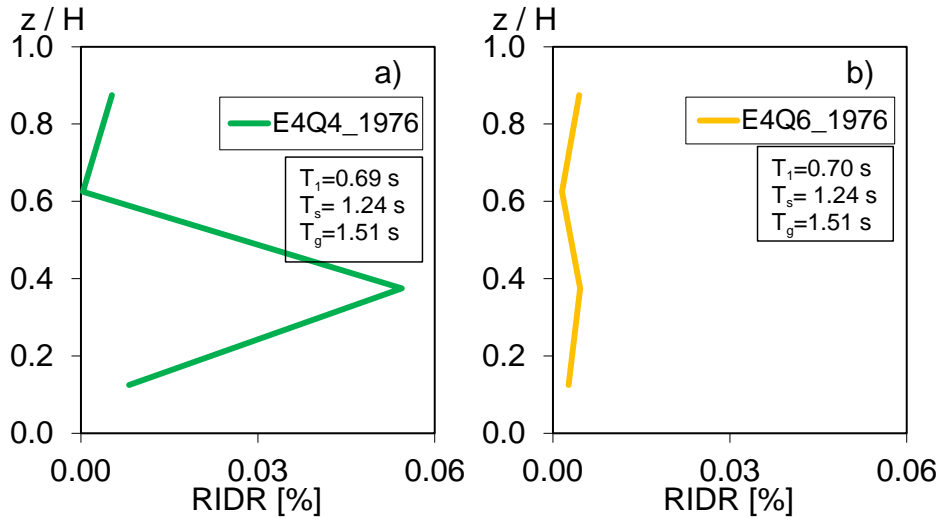


Figura 5.16 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

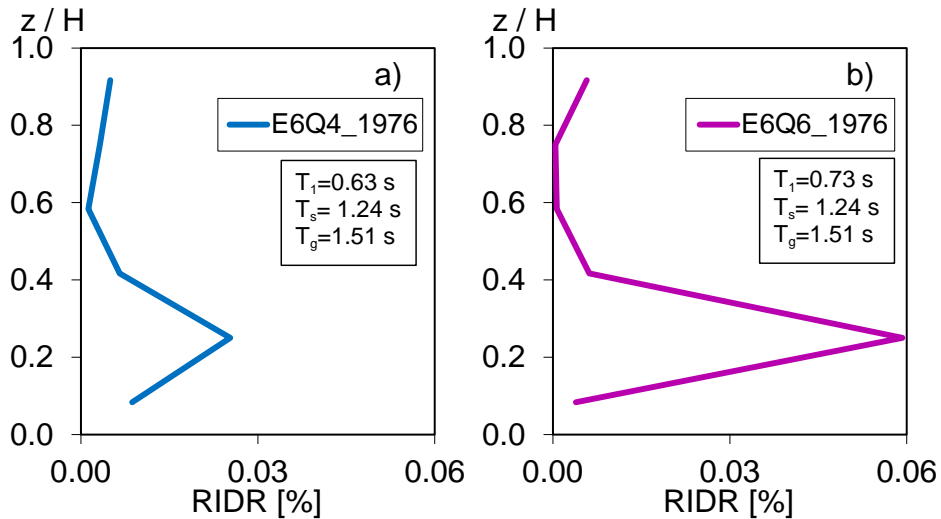


Figura 5.17 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

De la Figura 5.16 y Figura 5.17 se observa que las demandas de distorsión se concentran en el nivel superior a la planta baja, además, en la Figura 5.18b se evidencia la formación del mecanismo de planta baja débil. Por otra parte, en la Figura 5.18a las deformaciones no se concentran en la planta baja.

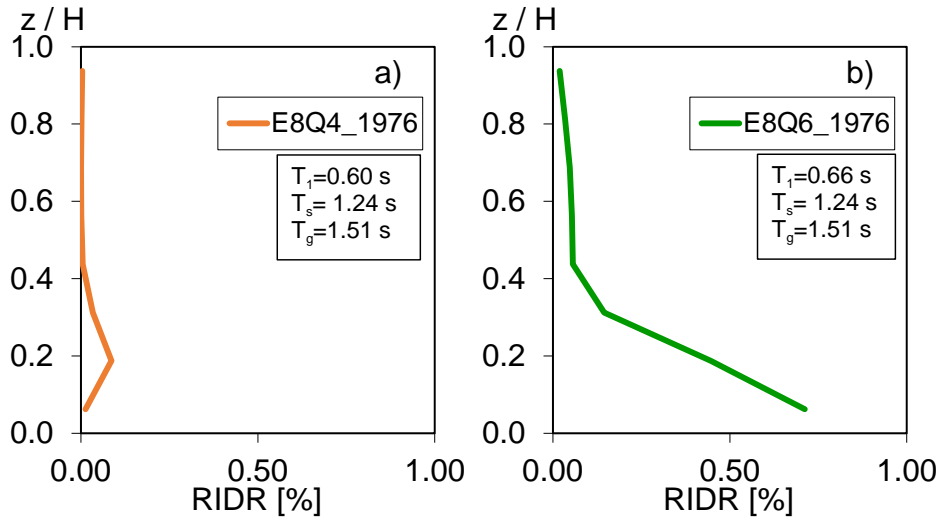
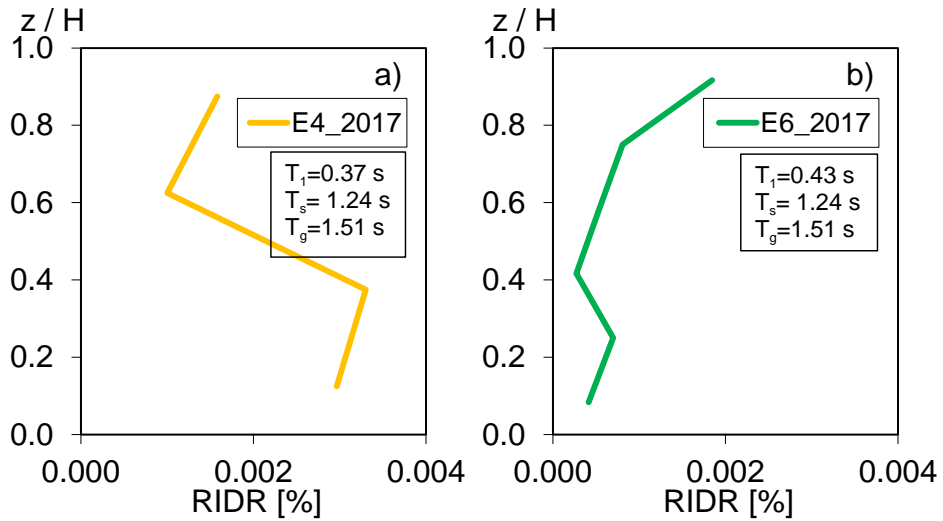


Figura 5.18 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$



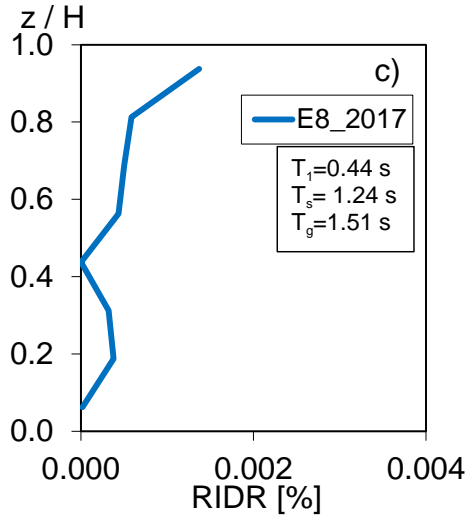


Figura 5.19 Perfiles de *RIDR* de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

Los edificios diseñados con las NTCS-2017 por contemplar el fenómeno de planta baja débil, disminuye considerablemente las deformaciones, sin embargo, se presenta mayor deformación en los niveles superiores de la planta baja débil para los edificios de 6 y 8 niveles.

### 5.2.3 Respuesta ante registros individuales de la estación Buenos Aires (BA49)

La estación Buenos Aires (BA49) está ubicada en la zona del antiguo lago, este tipo de suelos se caracteriza por tener depósitos lacustres muy blandos y con alto contenido de agua, con coordenadas Latitud 99°24'34'' y Longitud -99°08'42''. La componente N00E fue la que obtuvo una mayor demanda de aceleraciones. El periodo de vibración máximo del espectro fue de  $T_s=2.34s$  y con la herramienta SASID ([www.SASID.df.gob.mx](http://www.SASID.df.gob.mx)) se obtuvo el periodo predominante del terreno de  $T_g=2.42s$ .

A continuación, se presentan los perfiles *IDR* y *RIDR* de los modelos estructurales.

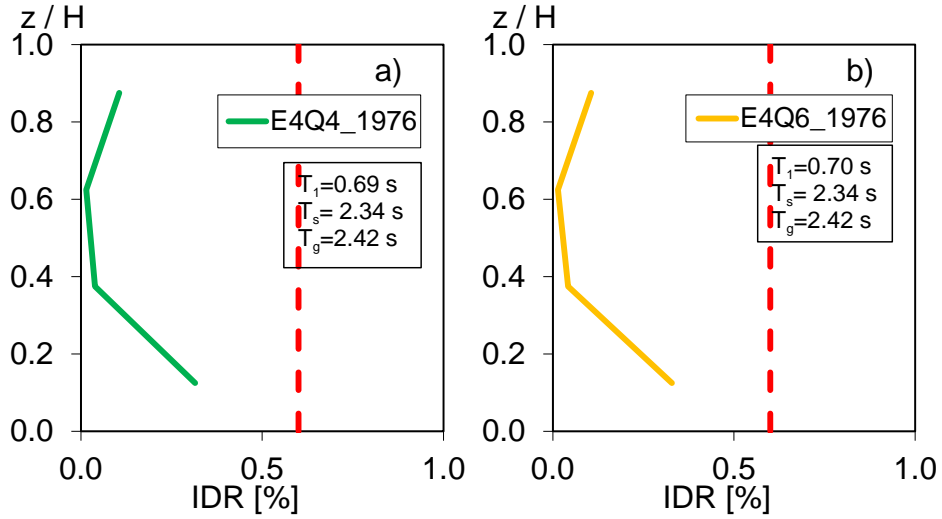


Figura 5.20 Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

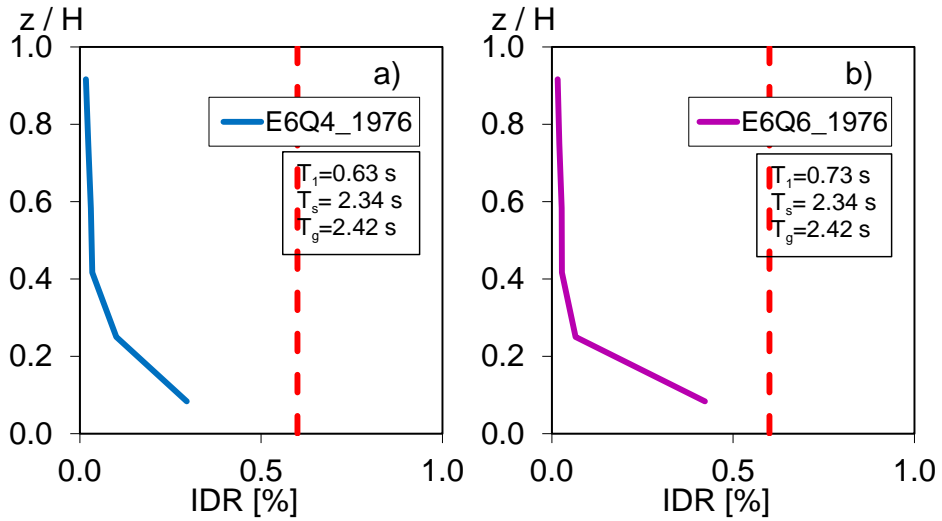


Figura 5.21 Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

En las Figura 5.20 y Figura 5.21 se presentan los perfiles de *IDR*, de ellos se observa que la demanda de deformaciones se concentra en la planta baja, sin embargo, no se excede del límite establecido en la NTCS-1976, este fenómeno puede atribuirse a la gran variación del periodo del suelo y del movimiento con respecto al del edificio.

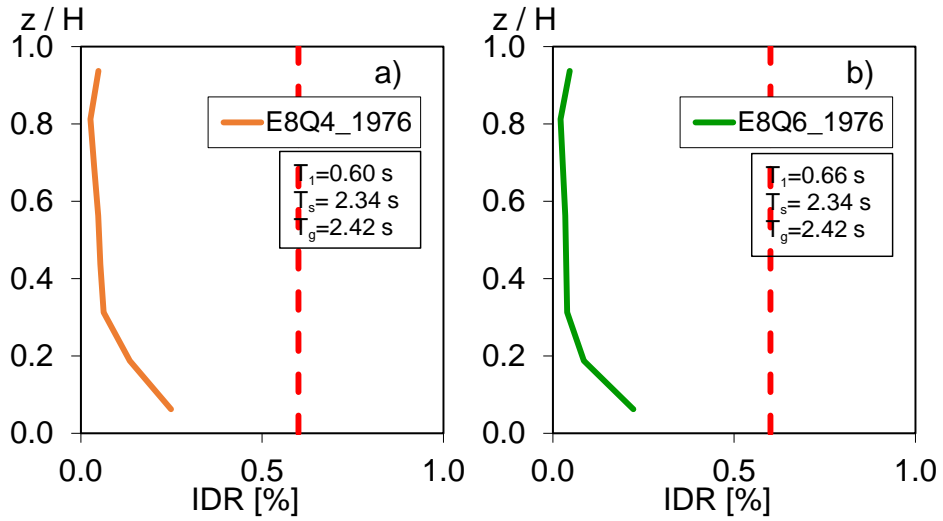


Figura 5.22 Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

Para los edificios presentados en la Figura 5.22 se experimentan concentración en la planta baja, sin embargo, no se sobrepasa el límite de distorsión.

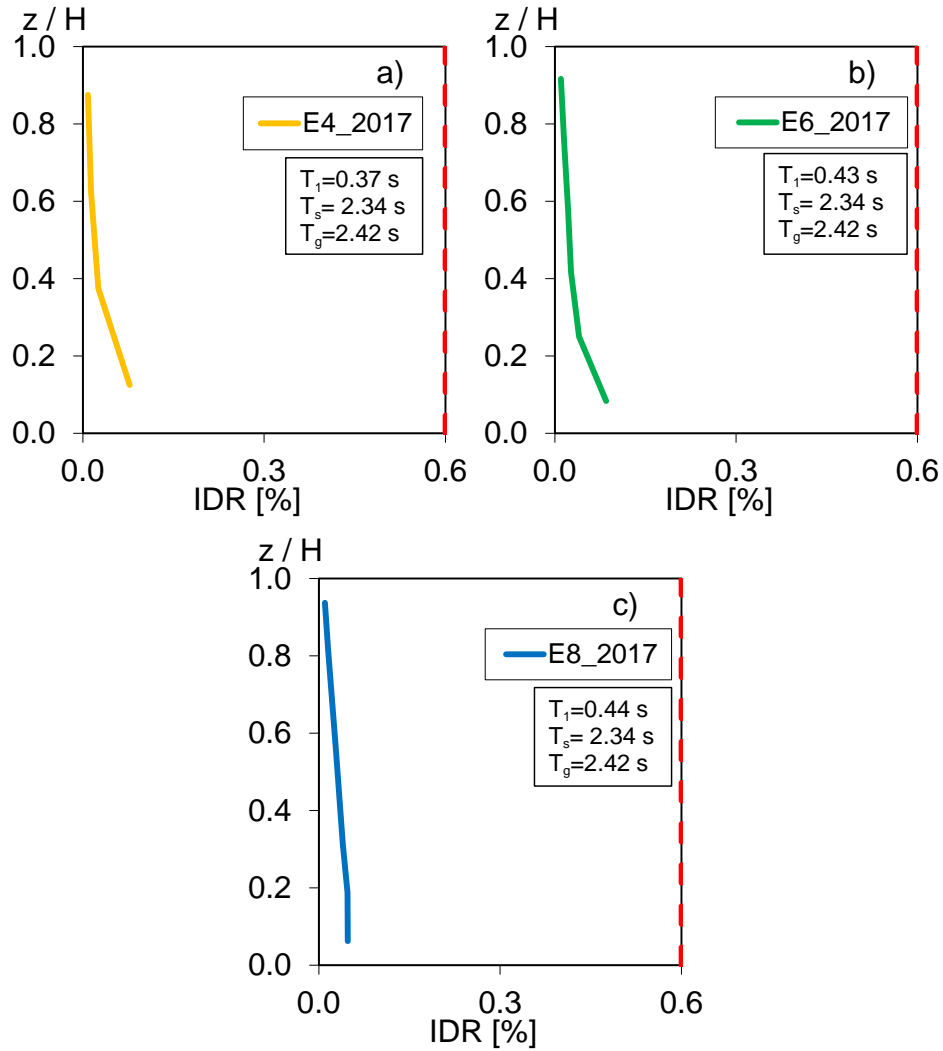


Figura 5.23 Perfiles de *IDR* de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

Para los edificios diseñados con las NTCS-2017 se observa que las demandas de deformación fueron menores al 0.6%. Si embargo para los edificios de 4 y 6 niveles se presenta la configuración de planta baja débil, caso contrario en el edificio de 8 niveles las demandas de deformación se concentran en el nivel superior.

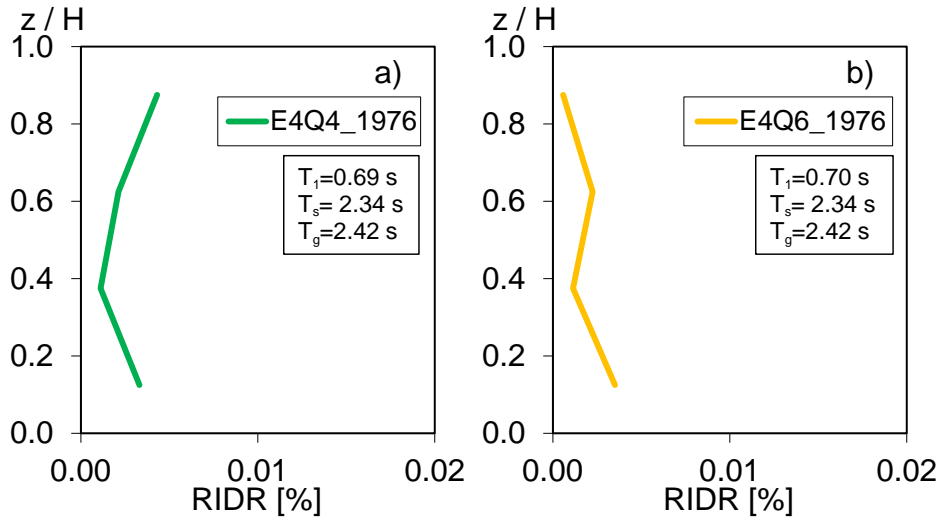


Figura 5.24 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

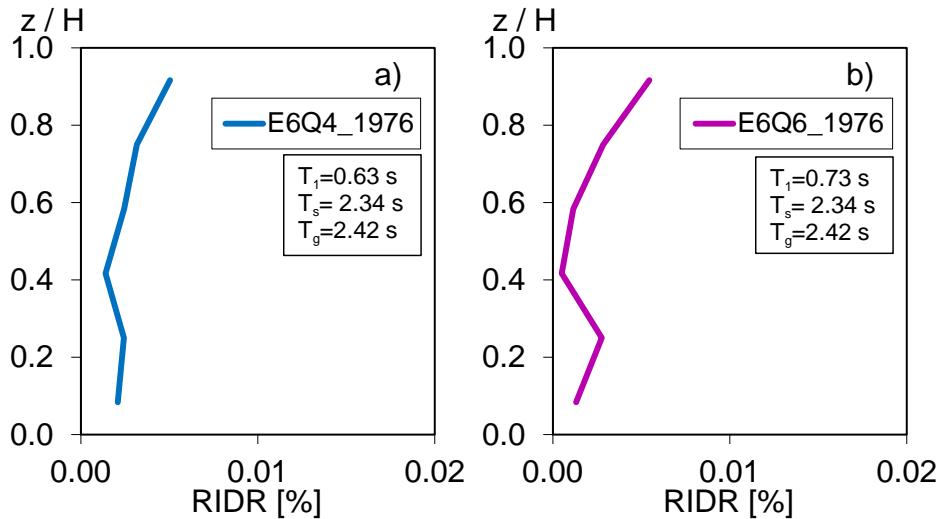


Figura 5.25 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

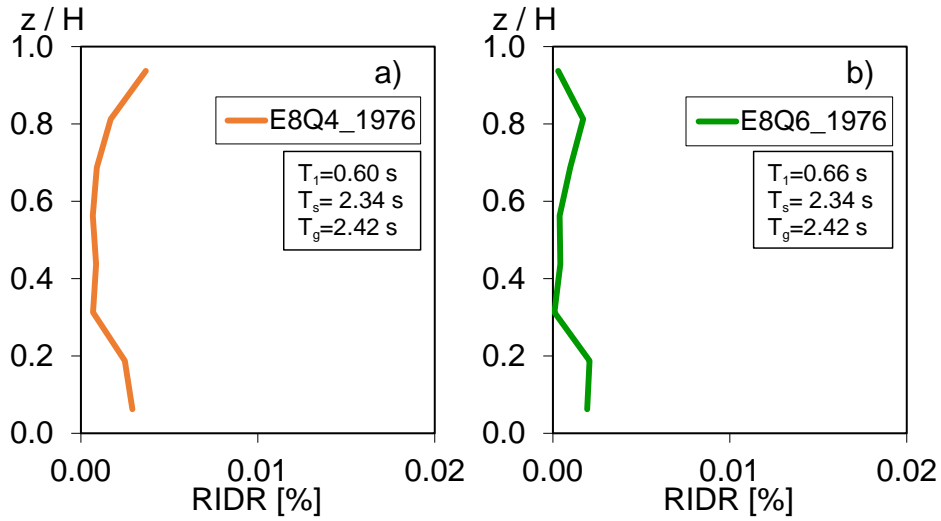


Figura 5.26 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

De la Figura 5.24 se observa que los edificios presentaron la configuración de planta baja débil, mientras que los edificios de la Figura 5.25 y Figura 5.26 experimentan daño a lo alto de los edificios.



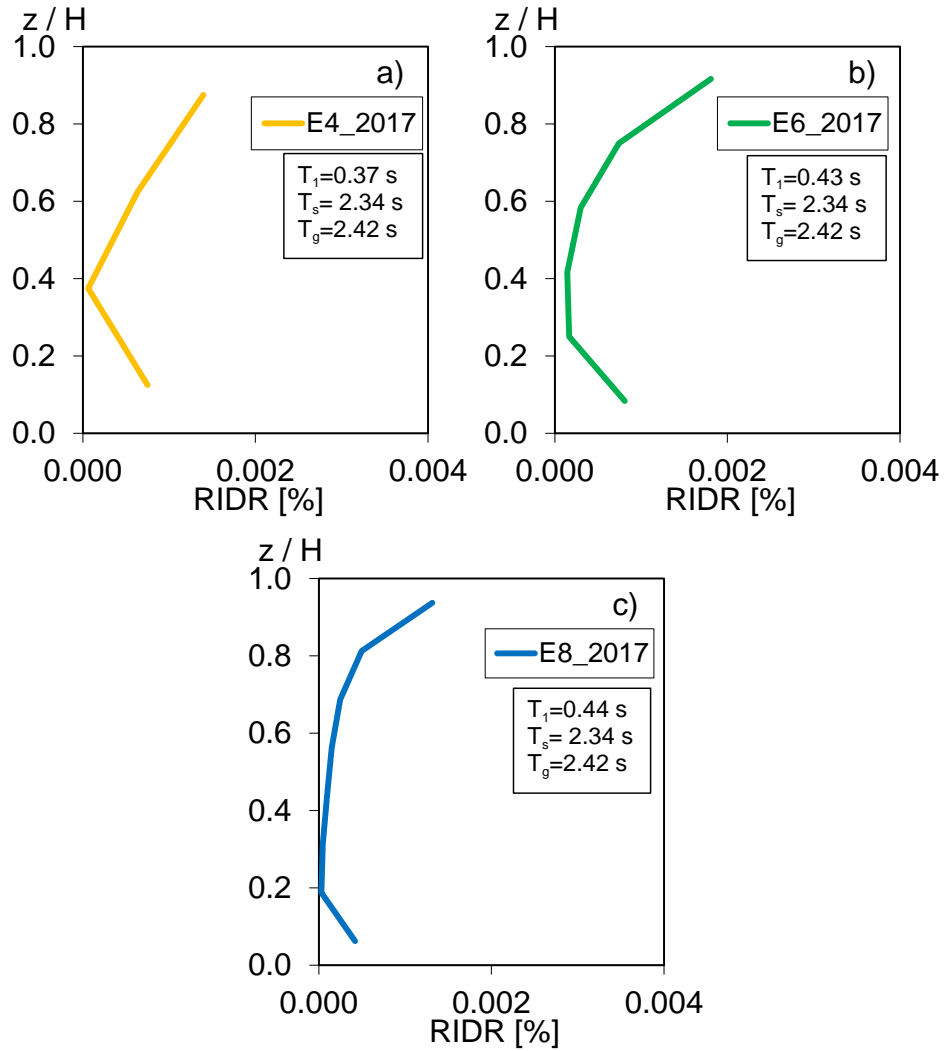


Figura 5.27 Perfiles de *RIDR* de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

La configuración final de los edificios diseñados con las NTCS-2017, se observa que todos los edificios presentados en la Figura 5.27 experimentaron el efecto de planta baja débil.



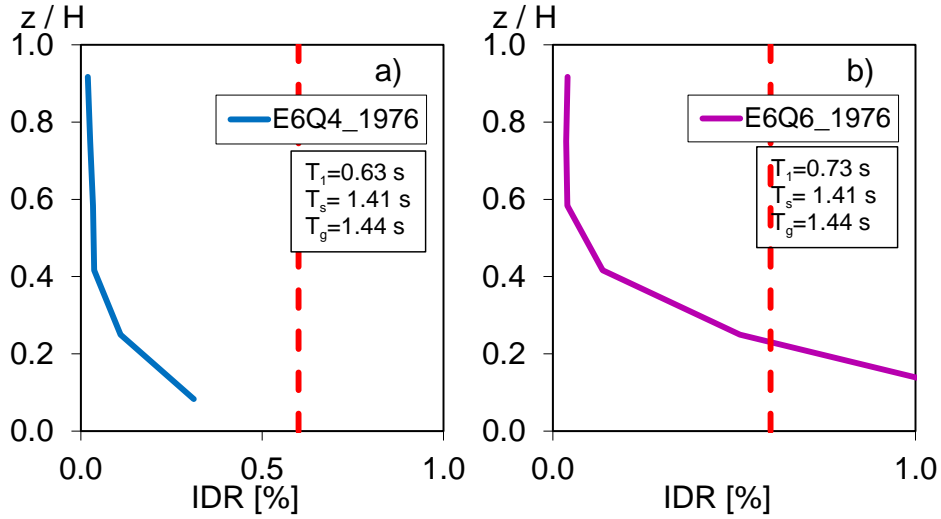


Figura 5.29 Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

En la Figura 5.28 se muestran los perfiles, con base en los resultados se observa que el E4Q4 concentra la deformación en la planta baja, sin embargo, el E4Q6 presento problemas de colapso. En la Figura 5.29a se observa que la deformación no pasa el límite mientras que en la Figura 5.29b se excede el valor.

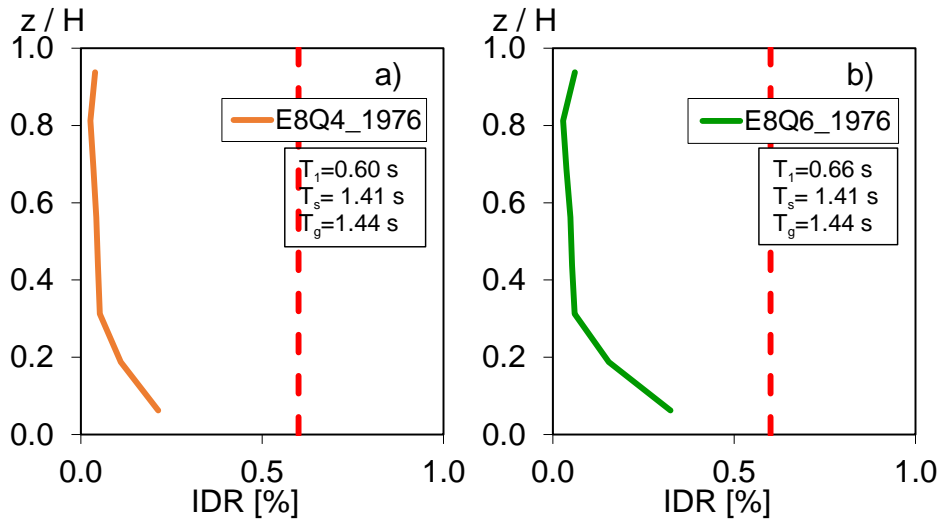


Figura 5.30 Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

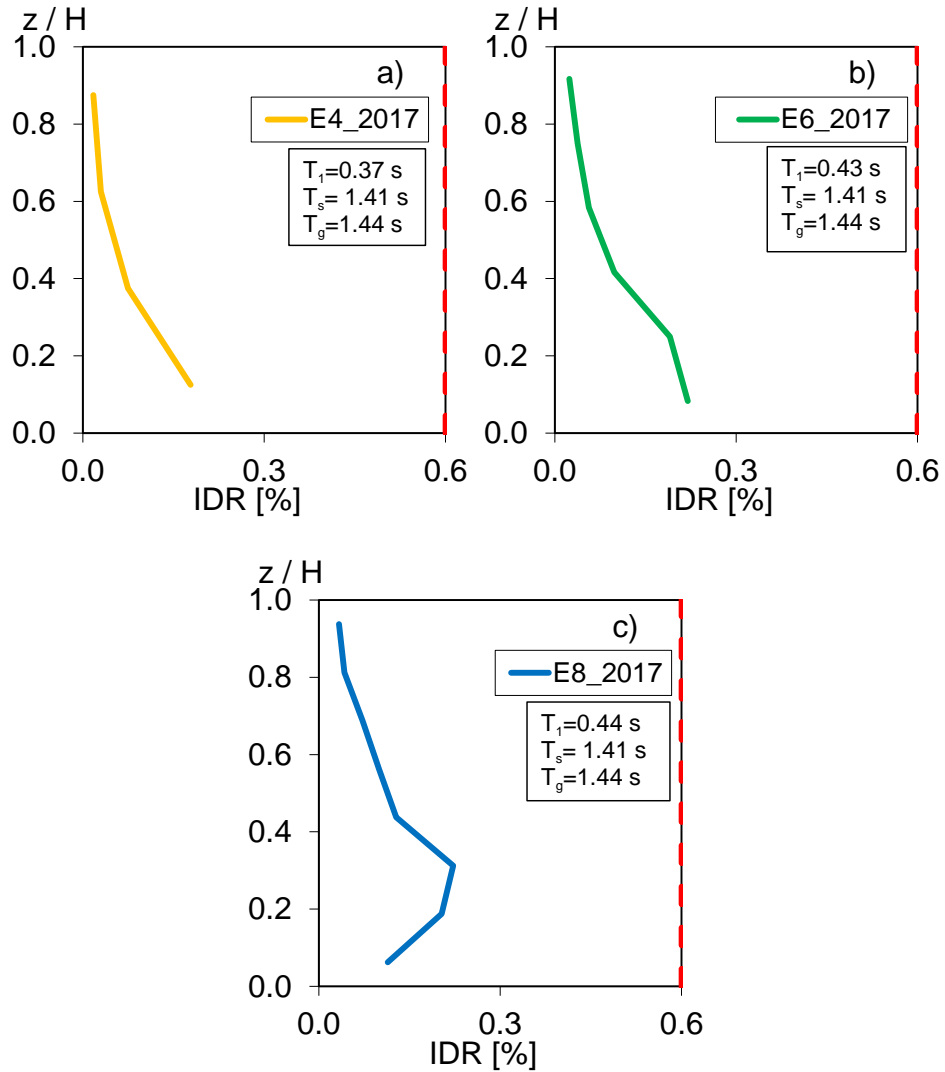


Figura 5.31 Perfiles de *IDR* de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

Los perfiles mostrados en la Figura 5.31a y Figura 5.31b se observa que ambos edificios experimentan el fenómeno de planta baja débil, por otra parte, se observa que el edificio de ocho niveles experimenta mayores demandas de deformación en los niveles superiores.

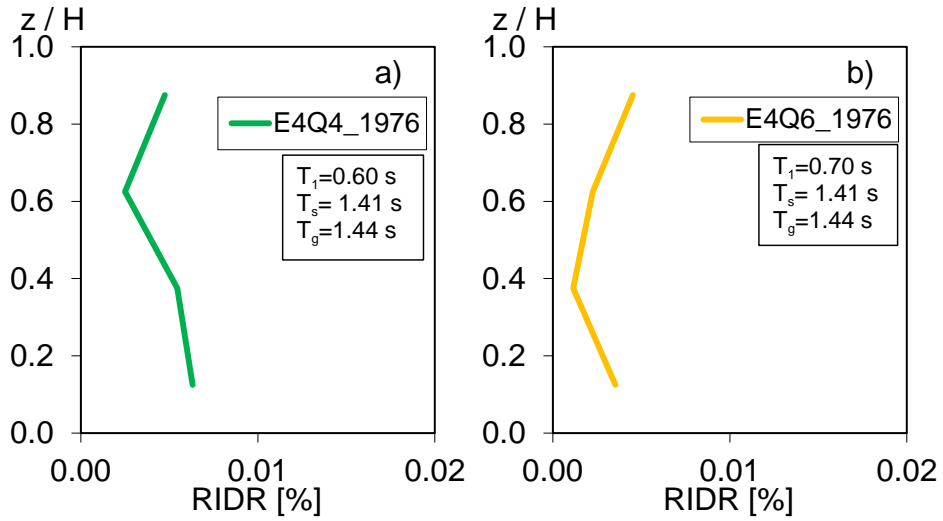


Figura 5.32 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

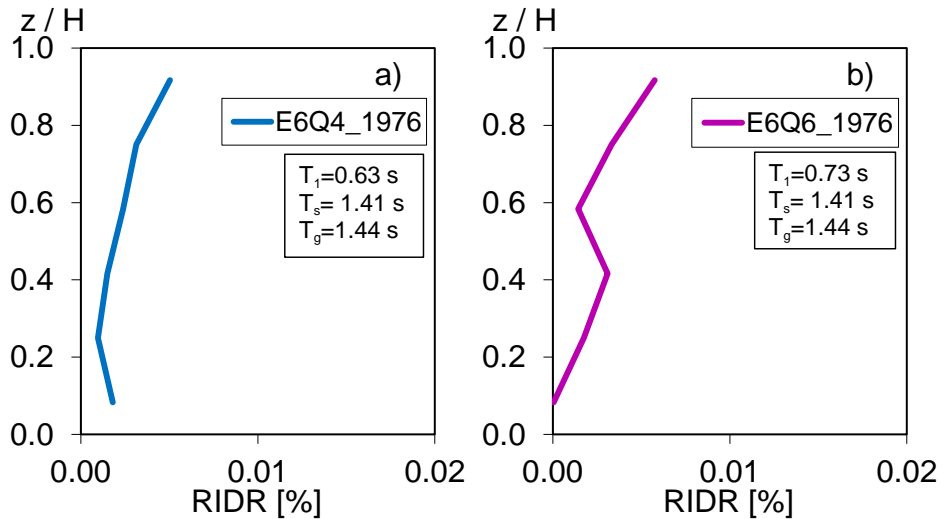


Figura 5.33 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 6 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

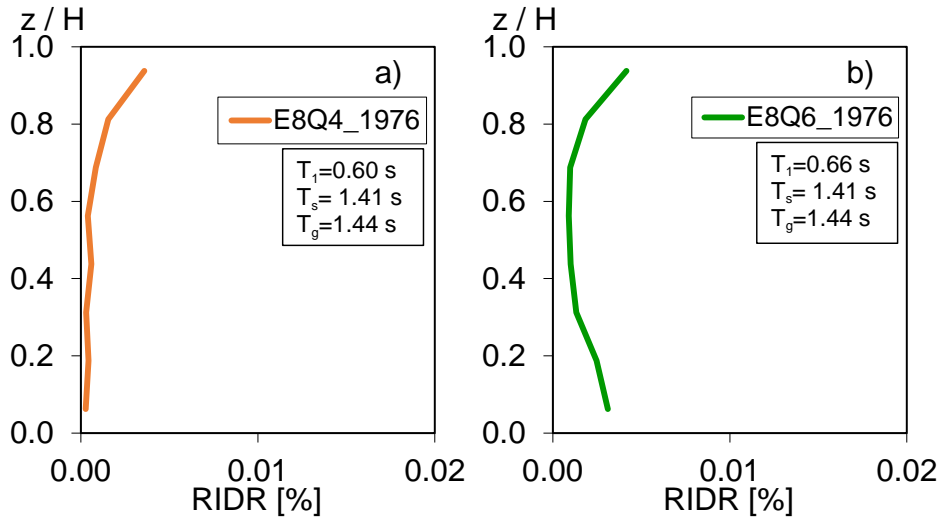


Figura 5.34 Perfiles de *RIDR* de los edificios de 8 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$ , y b) edificio diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$

Los perfiles *RIDR* presentan el mecanismo de planta baja débil, además de presentan excesivas deformaciones en los niveles de azotea para los edificios de 8 niveles mostrados en la Figura 5.34.

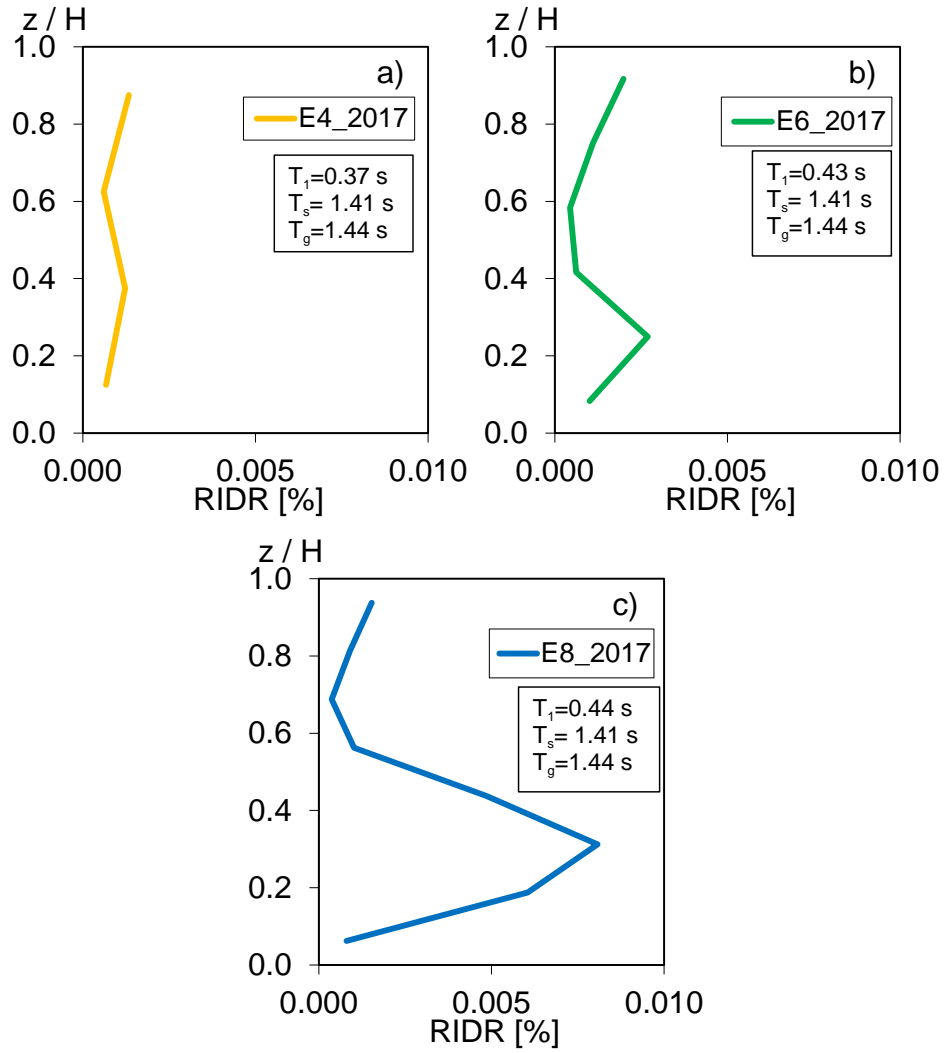


Figura 5.35 Perfiles de *RIDR* de los edificios diseñado con las NTCS-2017, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación SI53 (comp. N00E): a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles

### 5.3 Respuesta ante todos los registros

A continuación, se presentan las medidas de tendencia central en medianas y percentiles de los perfiles *IDR* y *RIDR* de todos los conjuntos de movimientos del suelo utilizados en esta investigación del sismo del 17 de septiembre de 2017.

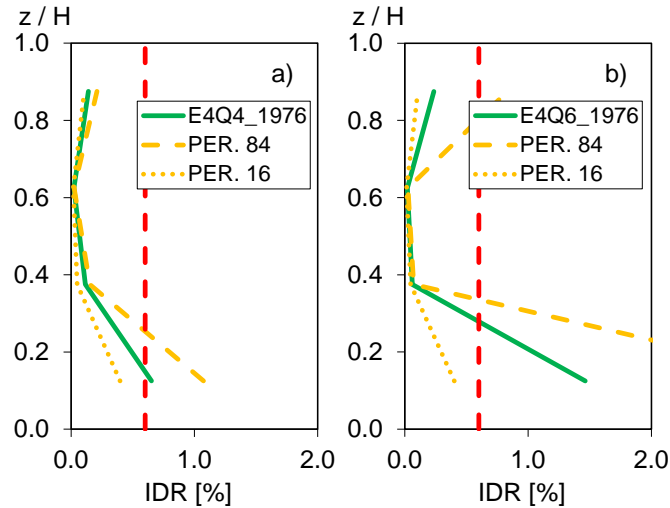


Figura 5.36 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles *IDR*: a) edificio de 4 niveles con  $Q=4$  diseñado con las NTCS-1976, y b) edificio de 4 niveles con  $Q=6$  diseñado con las NTCS-1976

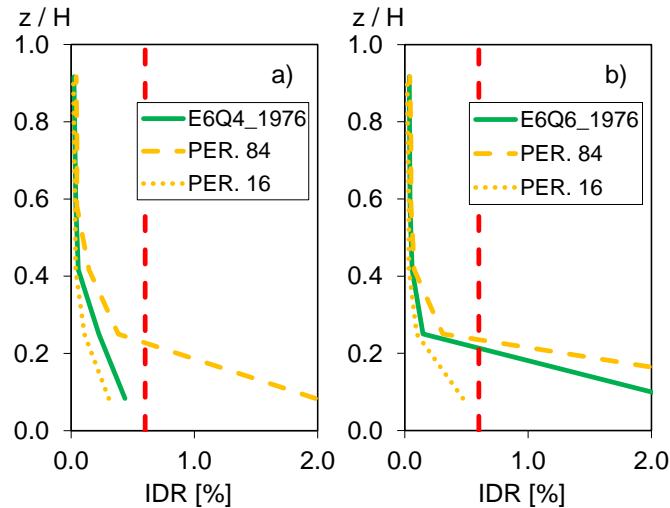


Figura 5.37 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles *IDR*: a) edificio de 6 niveles con  $Q=4$  diseñado con las NTCS-1976, y b) edificio de 6 niveles con  $Q=6$  diseñado con las NTCS-1976



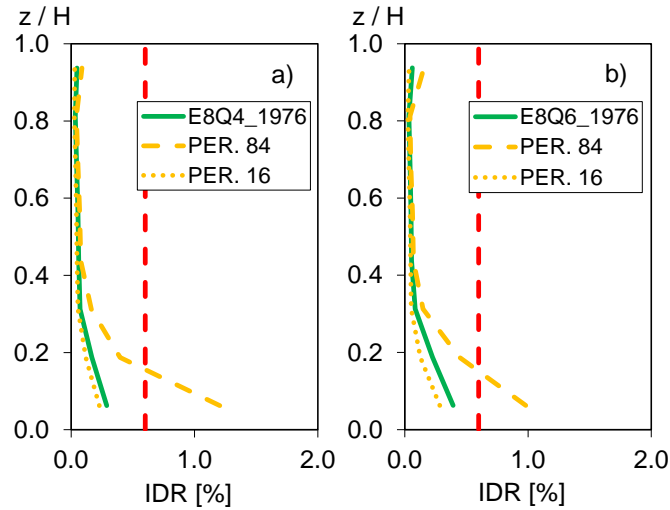


Figura 5.38 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles *IDR*: a) edificio de 8 niveles con  $Q=4$  diseñado con las NTCS-1976, y b) Edificio de 8 niveles con  $Q=6$  diseñado con las NTCS-1976

Como puede observarse en la Figura 5.36, Figura 5.37 y Figura 5.38 todos los edificios experimentaron el mecanismo de planta baja débil, sin embargo, para los edificios de 8 niveles no se excedió el límite de 0.6% caso contrario para los edificios de 4 niveles, así como el edificio de 6 niveles diseñado con factor  $Q=6$ .

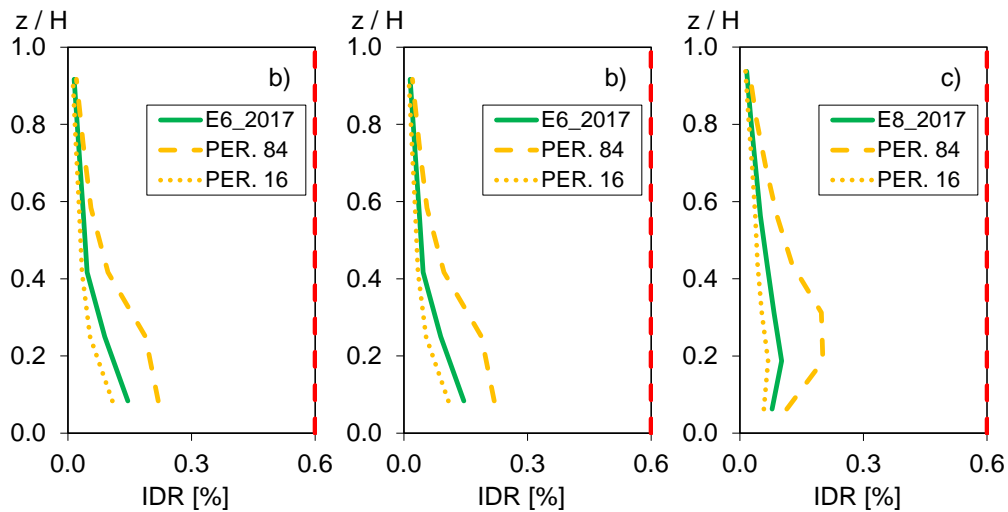


Figura 5.39 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles *IDR*: a) edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017, b) edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-2017, y c) edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-2017

Para los edificios diseñados con las nuevas disposiciones de las NTCS-2017, se observa que aun así se experimenta la configuración de planta baja débil para los edificios de 4 y 6 niveles, sin embargo, no exceden el límite de distorsión. Para el edificio de 8 niveles la demanda de deformaciones se experimenta en el nivel superior a la planta baja, quitando así la posibilidad de falla. Esta característica puede asociarse a la contribución de los modos superiores.

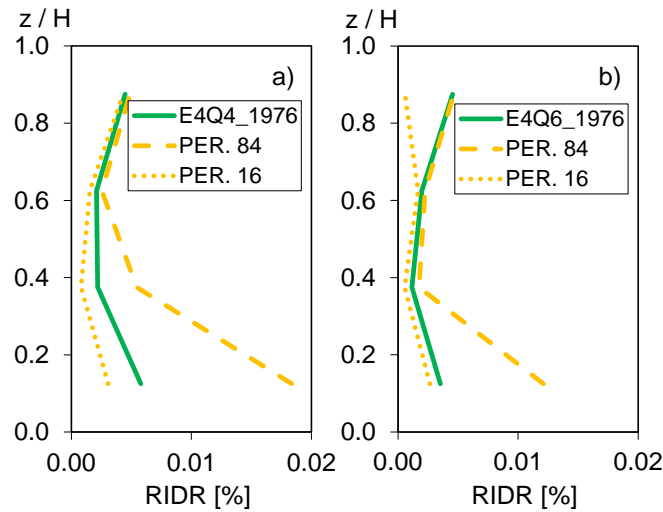


Figura 5.40 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles *RIDR*: a) edificio de 4 niveles con  $Q=4$  diseñado con las NTCS-1976, y b) edificio de 4 niveles con  $Q=6$  diseñado con las NTCS-1976

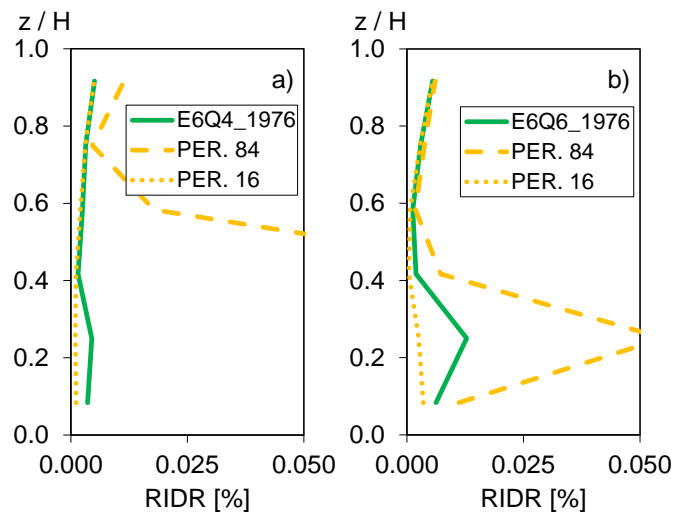


Figura 5.41 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles *RIDR*: a) edificio de 6 niveles con  $Q=4$  diseñado con las NTCS-1976, y b) edificio de 6 niveles con  $Q=6$  diseñado con las NTCS-1976

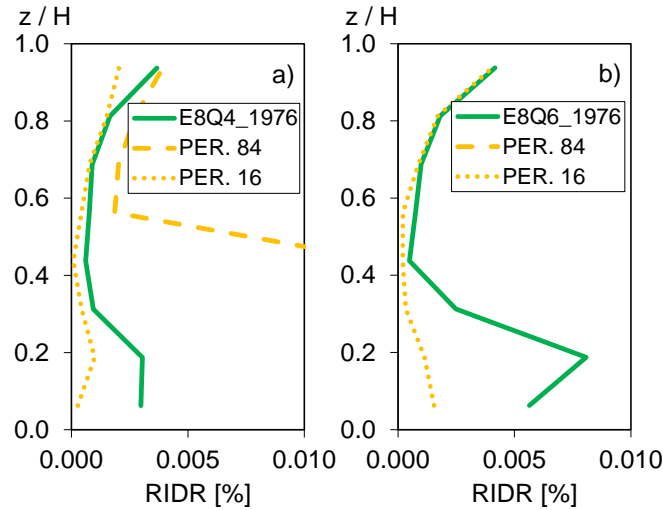


Figura 5.42 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles *RIDR*: a) edificio de 8 niveles con  $Q=4$  diseñado con las NTCS-1976, y b) Edificio de 8 niveles con  $Q=6$  diseñado con las NTCS-1976

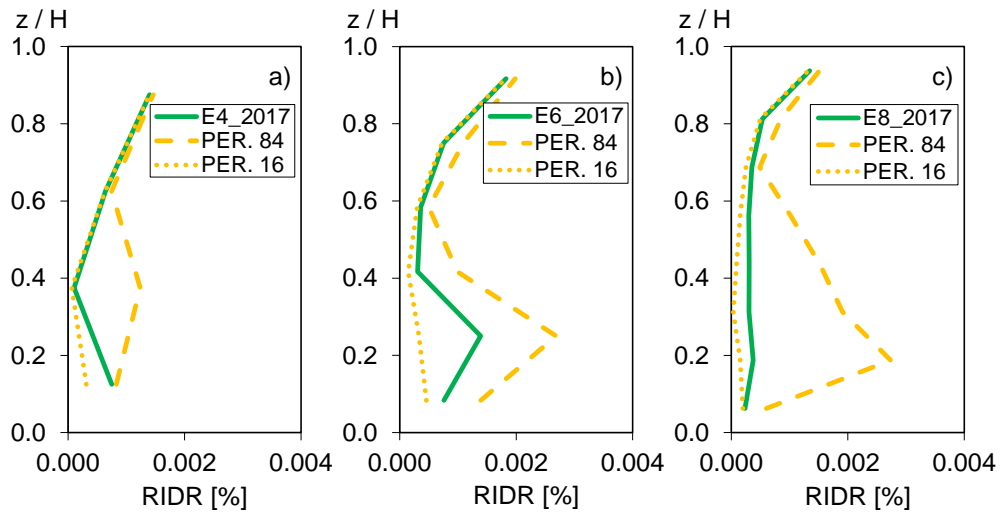


Figura 5.43 Mediana y percentiles 16, 84 de los perfiles *RIDR*: a) edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017, b) edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-2017, y c) edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-2017

Con base en los resultados obtenidos de todos los registros sísmicos, se evaluó las principales características de los modelos como la influencia del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , el número de niveles, la estrategia de modelado y el reglamento que se utilizó para el diseño.

### 5.3.1 Influencia de $Q$

Con base en los resultados obtenidos de todos los edificios diseñados con las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* en su versión de 1976 (NTCS-1976), se analiza la influencia que se obtiene al emplear dos factores de comportamiento sísmico,  $Q$ . Se emplea la mediana como medida de tendencia central en las demandas de distorsión  $IDR$ .

En la Figura 5.44 se presenta las demandas de  $IDR$  de los edificios modelados.

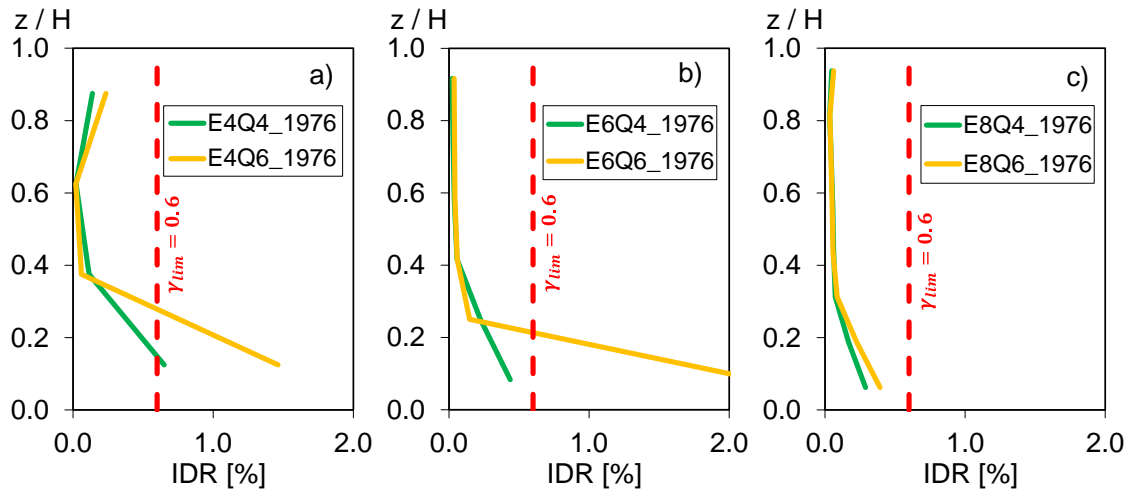


Figura 5.44 Comparación de los perfiles  $IDR$  para los edificios diseñados con diferente  $Q$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles, y c) edificios de 8 niveles

Como se puede observar en la Figura 5.44, los edificios diseñados con un factor  $Q=6$  experimentan mayores demandas de  $IDR$  que los edificios diseñados con un factor  $Q=4$ . El mecanismo de planta baja débil se presenta en todos los edificios, además, se observa que para los edificios de 4 niveles se experimenta una distorsión en el nivel de azotea. Dicho fenómeno se genera porque la mayoría de los edificios experimentaron un mecanismo de colapso de planta baja débil. Por otra parte, se observa que el edificio de cuatro niveles diseñado con  $Q=6$ , el nivel de azotea sobre pasa la distorsión  $\gamma_{lim} = 0.2\%$  de las *Normas Técnicas Complementarias de Mampostería* (NTCM-2017).

### 5.3.2 Influencia del número de niveles

Con el fin de comparar las demandas de *IDR* de los edificios diseñados con el mismo factor *Q* y el mismo reglamento NTCS-1976 se presentan los perfiles en la Figura 5.45.

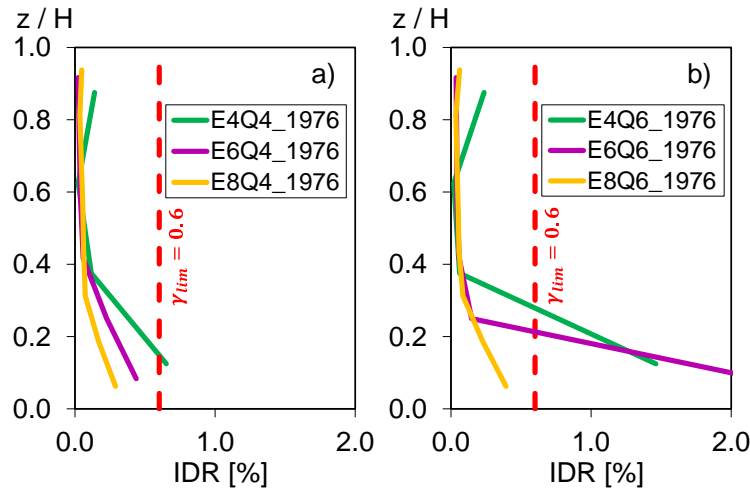


Figura 5.45 Comparación de los perfiles *IDR* para los edificios de 4, 6 y 8 niveles: a) edificios diseñados con  $Q=4$ , b) edificios diseñados con  $Q=6$

Con base en los resultados se observa que los edificios diseñados con  $Q=4$  tienden a disminuir las demandas de distorsión cuando se incrementa el número de niveles. Dicho fenómeno se puede producir debido a la participación de los modos superiores.

Adicionalmente, en la Figura 5.45 se observa que los edificios diseñados con  $Q=6$  experimentan mayores demandas *IDR*, en particular para los edificios de cuatro y seis niveles los cuales superan el límite de 0.6%.

De acuerdo con las demandas *IDR* en la planta baja del edificio de seis niveles y diseñado con  $Q=6$  el edificio experimenta un *recentramiento*, dicho fenómeno se observa en la figura Figura 5.7, que consiste en devolver los lazos histéreticos de las columnas al origen.

### 5.3.3 Influencia del reglamento

A continuación, se presentan los perfiles de las demandas *IDR* para los edificios diseñados con el factor de comportamiento sísmico  $Q=4$  y las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo* en sus versiones 1976 y 2017.

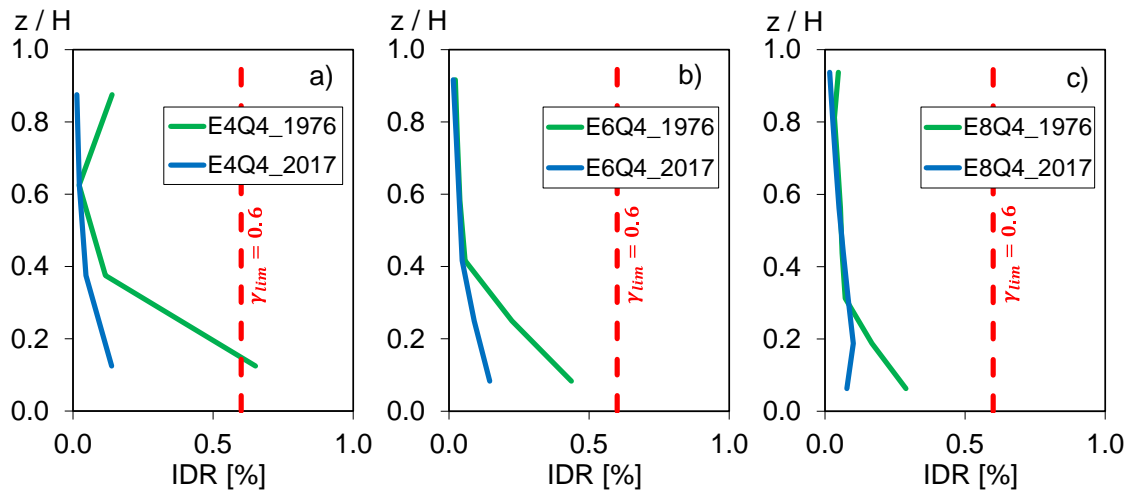


Figura 5.46 Comparación de los perfiles *IDR* de los edificios con  $Q=4$  y ambos reglamentos: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles

En la Figura 5.46, se observa que al emplear las NTCS-2017 se reduce considerablemente las demandas *IDR*, sin embargo, no se evita el fenómeno de planta baja débil. Además, se observa que en los niveles superiores a la planta baja no se supera el límite que establece las NTCS-2017 de 0.2%.

Para los edificios de seis niveles se observa una reducción en las demandas *IDR* de los tres primeros entresijos, además, se observa que en los niveles superiores se tiene un comportamiento igual, el cual puede atribuirse a que el edificio se comporta como un cuerpo rígido.

En la Figura 5.46c, se presentan las demandas *IDR* para los edificios de ocho niveles, ambos edificios experimentaron demandas menores que el límite de 0.6%, sin embargo, se presenta la configuración de la planta baja débil para el edificio diseñado con las NTCS-1976. Para el edificio diseñado con las NTCS-2017 las distorsiones se concentraron en el segundo nivel.

# Capítulo 6

## Evaluación de la capacidad remanente y capacidad de demolición

### 6.1 Descripción

En este apartado se revisará la capacidad residual y la rigidez remanente de las columnas de la planta baja débil de los edificios diseñados con las NTCS-1976 y NTCS-2017, para lo cual se utilizarán las funciones empíricas previamente definidas. Además, con base a resultados experimentales de muros de mampostería confinada se emplearán la función empírica para evaluar la rigidez remanente de los niveles superiores.

### 6.2. Capacidad remanente de los edificios diseñados con las NTCS-1976

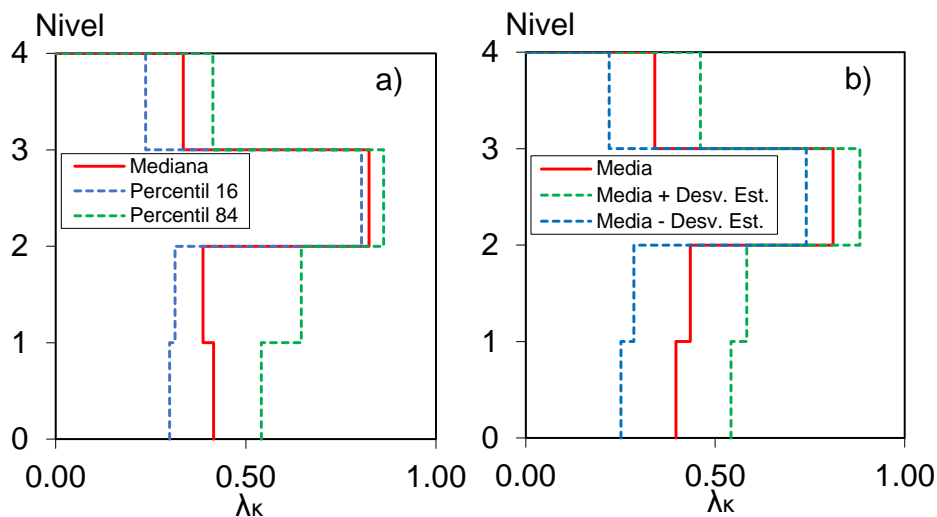


Figura 6.1 Rigidez remanente del E4Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Con base en las medidas de tendencia central se observa que el valor medio de la rigidez remanente para las columnas de la planta baja 0.4153, es decir, la columna perdió 59.47% de su rigidez inicial. Por otra parte, se observa que en los niveles superiores la rigidez remanente varía de 0.3874, 0.8238 y 0.3352 respectivamente.

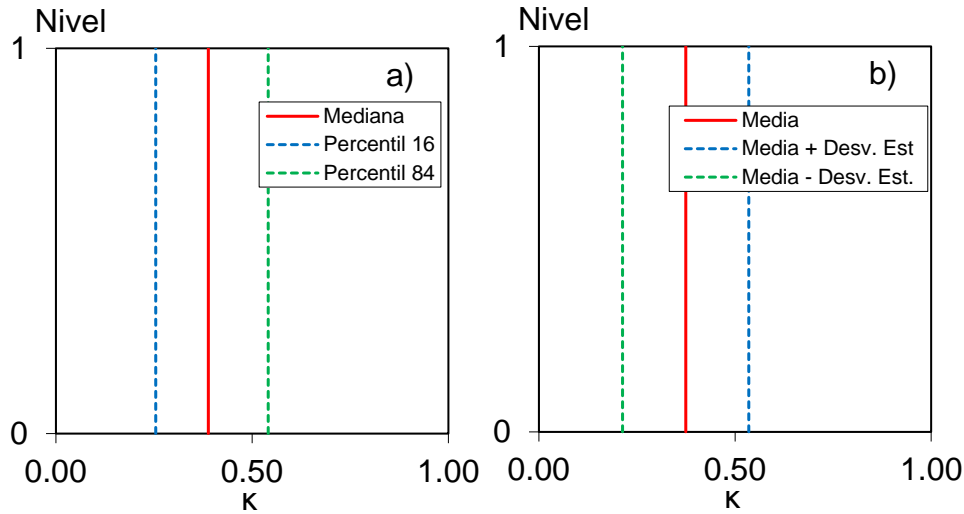


Figura 6.2 Reserva de capacidad del E4Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Adicionalmente las demandas de distorsión de las columnas de la planta baja, se experimentó una mediana de *IDR* que no superaba el 2%, lo cual trajo consigo que las columnas tuvieran una reserva de capacidad, siendo para este edificio de 38.58% para futuras réplicas.

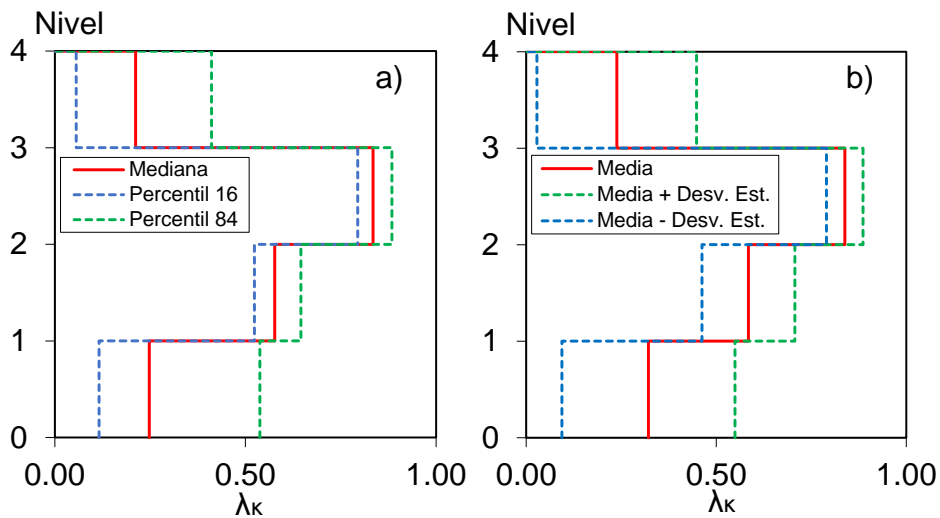


Figura 6.3 Rigidez remanente del E4Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Es importante conocer que para el edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=6$ , se tendría una menor rigidez remanente ya que de acuerdo a su diseño este edificio tiene mayor capacidad de deformación. Por ende, se obtuvo que el valor medio de la rigidez remanente para las columnas de la planta baja es de 0.3217 (32.17%), es decir, perdió 67.83%, por otra parte, se



observa que para los niveles 2 y 3 se tiene una rigidez remanente de 0.5767 y 0.8345 respectivamente. Además, en el nivel de azotea se experimentó una rigidez remanente de 0.2116.

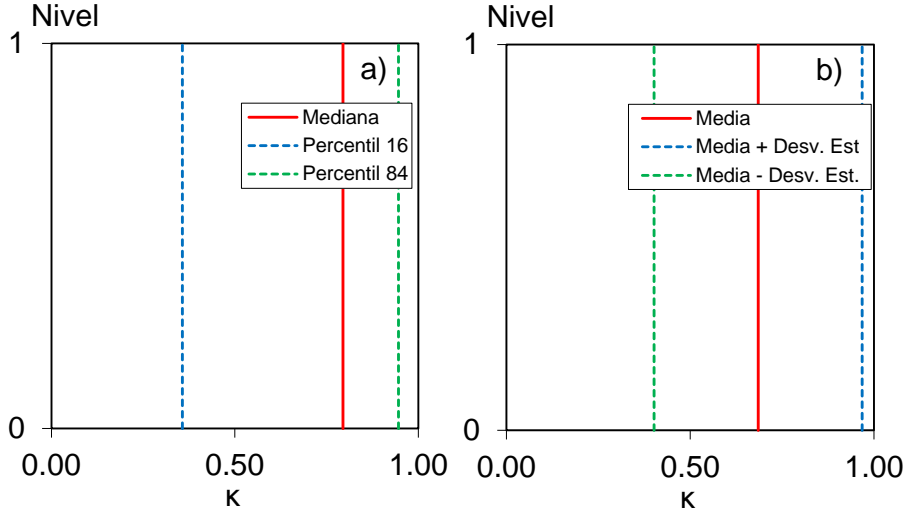


Figura 6.4 Reserva de capacidad del E4Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Adicionalmente se experimentó un valor medio de reserva de capacidad de las columnas de la planta baja de 0.6847.

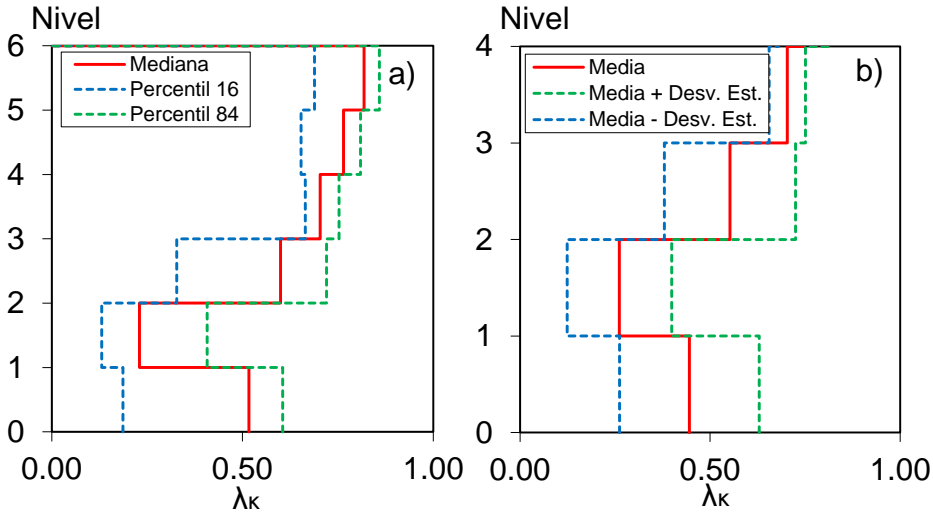


Figura 6.5 Rigidez remanente del E6Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Este edificio experimento una rigidez remanente de 0.4457 en las columnas de la planta baja, además se experimentó en los niveles superiores valores de 0.2612, 0.5523 y 0.7030 respectivamente.

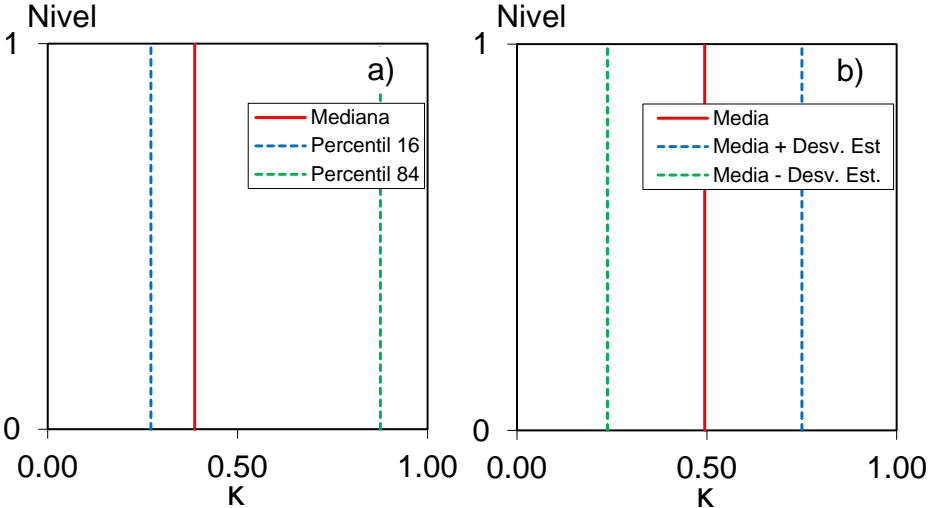


Figura 6.6 Reserva de capacidad del E6Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

En términos de reserva de capacidad se registró un valor medio de 0.4786 (47.86 %).

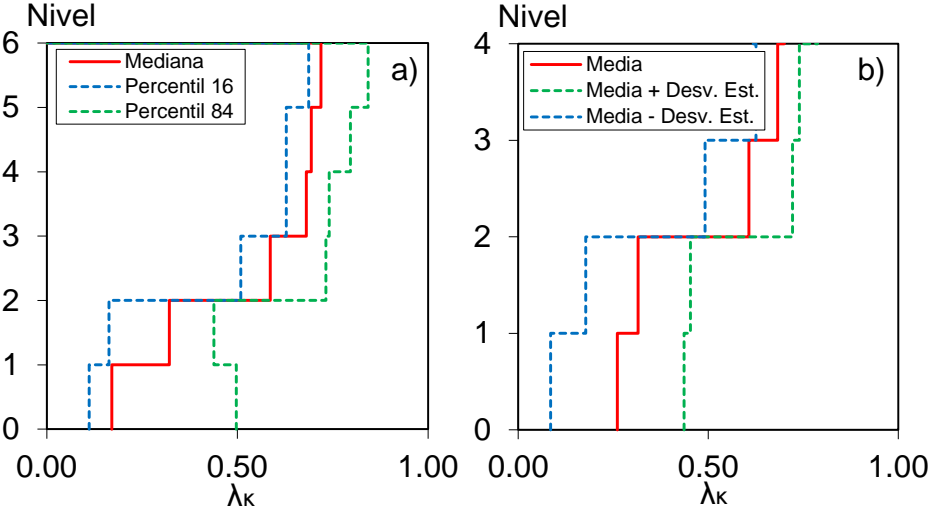


Figura 6.7 Rigidez remanente del E6Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Se experimento una rigidez remanente media de 0.2608 en la planta baja, para los niveles superiores se obtuvo valores de 0.3152, 0.6068 y 0.6828 respectivamente. Es claro notar que

se obtuvo menor rigidez remanente en la planta baja de este edificio en comparación con el mostrado en la Figura 6.7.

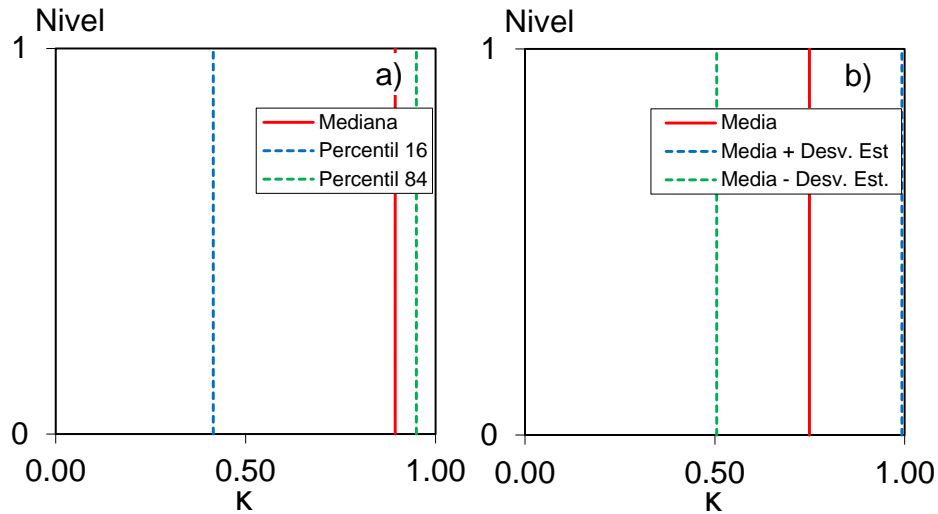


Figura 6.8 Reserva de capacidad del E6Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

En términos de reserva de capacidad se experimentó un valor de 0.749 (74.90 %), mayor valor que el experimentado en el edificio de la Figura 6.8.

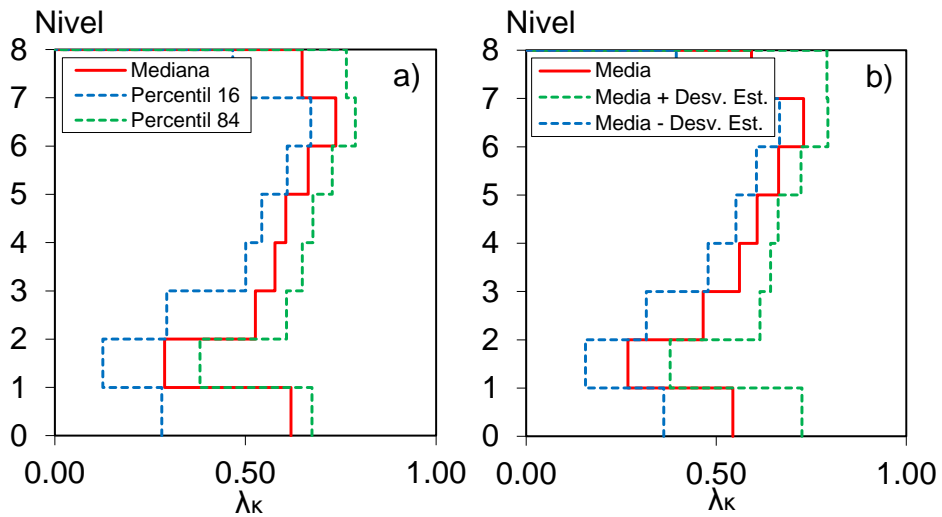


Figura 6.9 Rigidez remanente del E8Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16 y 84, b) media y desviación estándar

Este edificio experimentó una rigidez remanente de 0.5437 para la planta baja, además, se observa que la rigidez remanente de los niveles superiores aumenta de forma considerable

con valores del nivel 2 hasta el nivel 7 con valores de 0.2673, 0.4654, 0.5608, 0.6074, 0.6644 y 0.73. Para el nivel de azotea se tiene un valor de 0.5930.

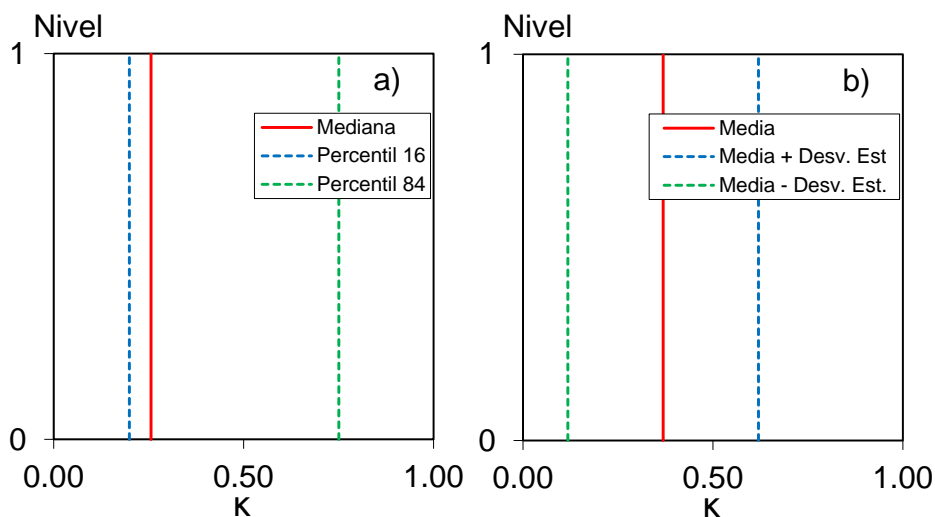


Figura 6.10 Reserva de capacidad del E8Q4-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Las columnas experimentaron una reserva de capacidad de 0.3691.

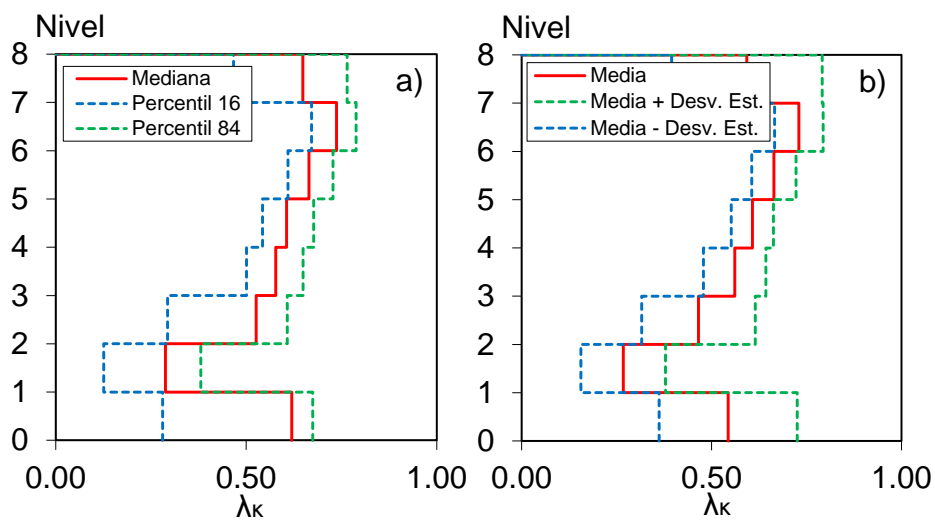


Figura 6.11 Rigidez remanente del E8Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Se experimento una rigidez remanente media de 0.5437 en la planta baja, para los niveles superiores se obtuvieron valores de 0.2673, 0.4654, 0.5608, 0.6074, 0.6644, 0.73 y 0.593.

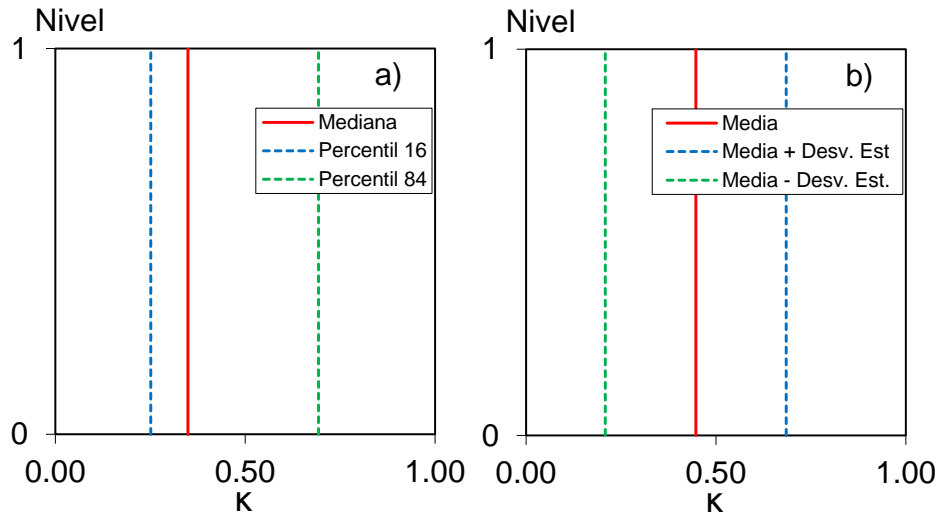


Figura 6.12 Reserva de capacidad del E8Q6-NTCS-1976: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

En el edificio se experimentó una reserva de capacidad de 0.4469. De acuerdo a los resultados, se evidencio que los edificios de 4 niveles son los que experimentan mayores demandas de deformación y por ende disminuye considerablemente la rigidez remanente, sin embargo, se evidencio que las columnas poseen reserva de capacidad. Además, se puede concluir que para los edificios de 8 niveles exhiben mayor capacidad remanente, este hecho se corrobora con los estudios en campo realizado por Galvis et al. (2020) donde los colapsos se concentraron en edificios de 5 niveles.

### 6.3. Capacidad remanente de los edificios diseñados con las NTCS-2017

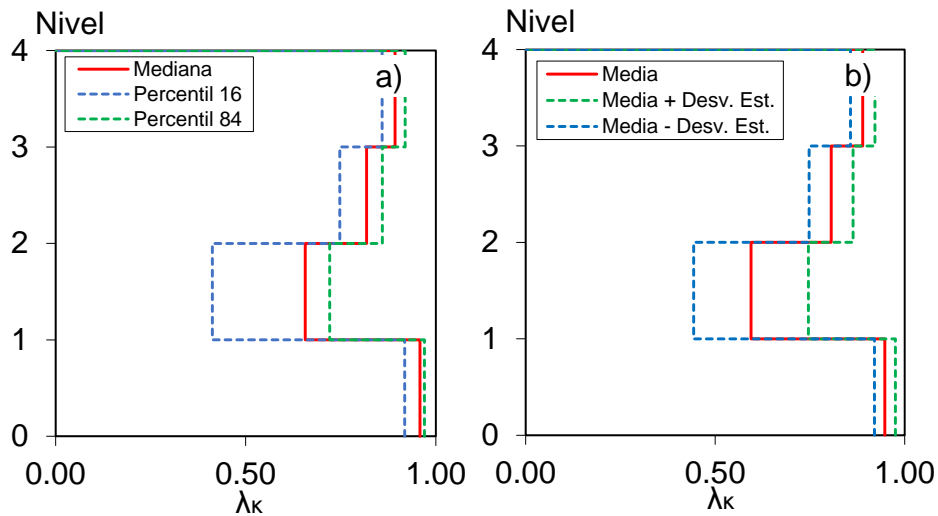


Figura 6.13 Rigidez remanente del E4-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16 y 84, b) media y desviación estándar

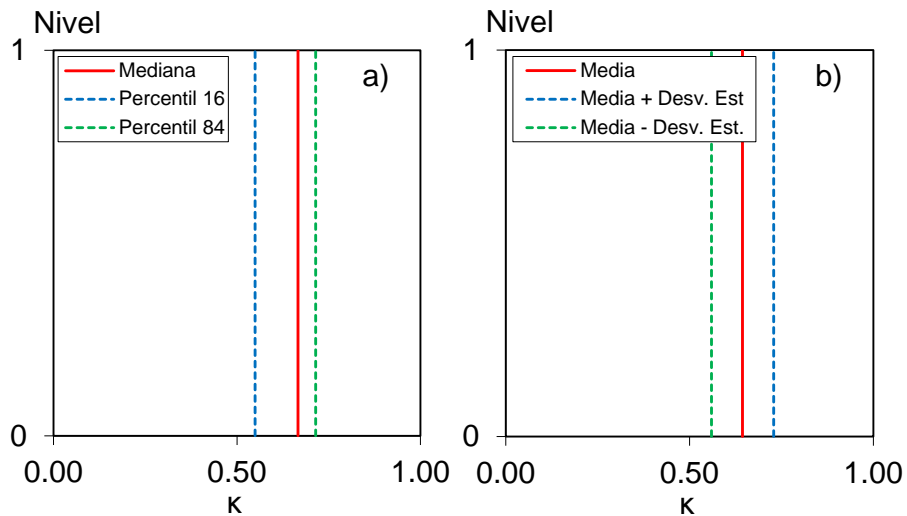


Figura 6.14 Reserva de capacidad del E4-NTCS-2017: a) Mediana y percentiles 16 y 84, b) Media y desviación estándar

Con base en los resultados se observa que el valor medio del edificio mostrado en la Figura 6.13 experimenta una rigidez remanente de 0.9478, mientras que en los niveles superiores los valores son 0.5946, 0.806 y 0.8892 respectivamente. En cuanto a la reserva de capacidad de las columnas de la planta baja se experimentó un valor de 0.6444.

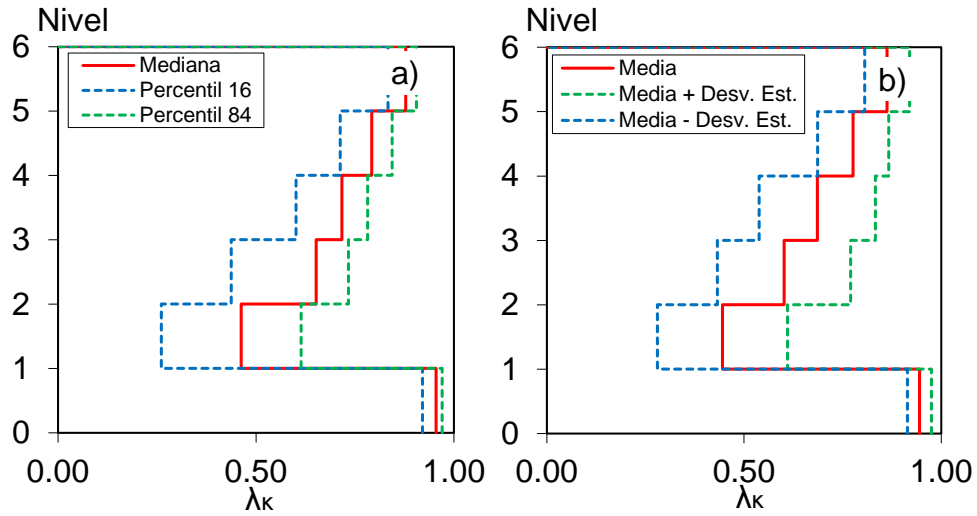


Figura 6.15 Rigidez remanente del E6-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

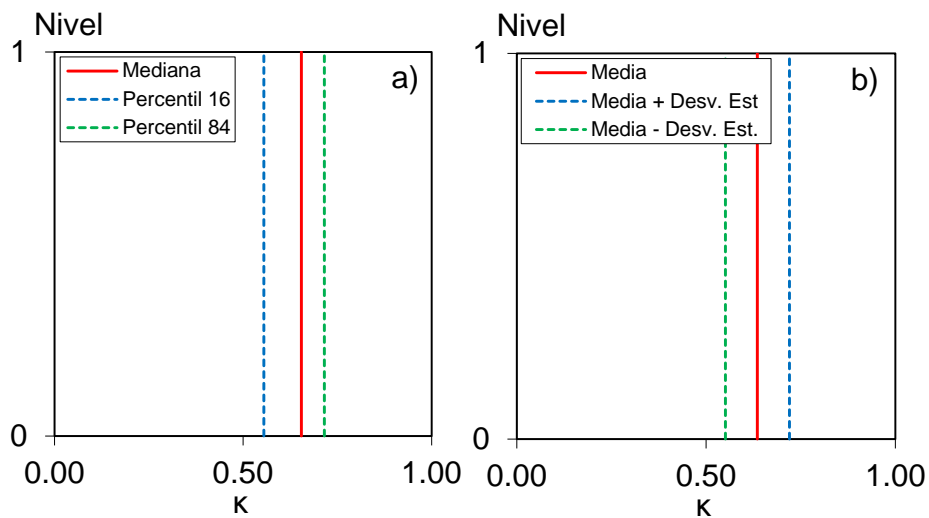


Figura 6.16 Reserva de capacidad del E6-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

Para el edificio de 6 niveles se experimentó una rigidez remanente de 0.9449 en la planta baja, mientras que en los niveles superiores se experimentó los siguientes valores 0.4452, 0.6015, 0.6857, 0.7766 y 0.8627 respectivamente. Las columnas en la planta baja experimentaron una reserva de capacidad de 0.6355.

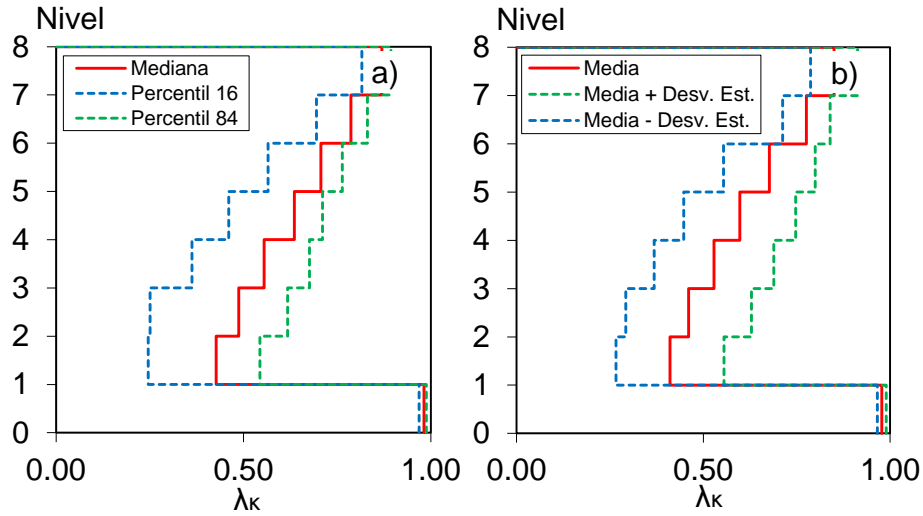


Figura 6.17 Rigidez remanente del E8-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

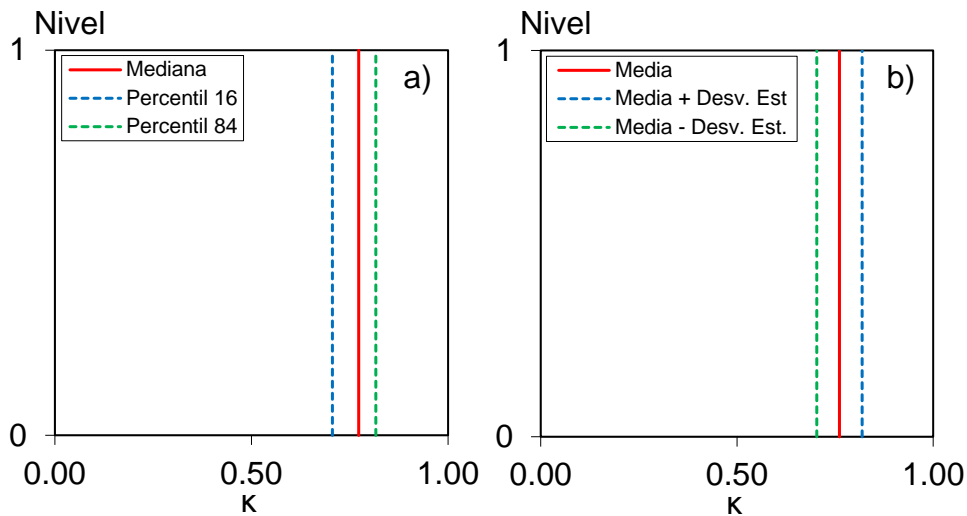


Figura 6.18 Reserva de capacidad del E8-NTCS-2017: a) mediana y percentiles 16-84, b) media y desviación estándar

El edificio de 8 niveles experimento una rigidez remanente de 0.9779 en la planta baja, mientras que en los niveles superiores fue de 0.4107, 0.4607, 0.5288, 0.5974, 0.6767, 0.7758 y 0.85 respectivamente. En cuanto a la reserva de capacidad de las columnas de la planta baja se experimentó un valor de 0.7610.



# Capítulo 7

## Conclusiones

---

En esta investigación se evaluó la capacidad remanente y de demolición de dos grupos de edificios de 4, 6 y 8 niveles estructurados a base de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería confinada en los niveles superiores a la planta baja. Para el primer grupo de edificios se utilizó las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico* (NTCS) en su versión 1976 con dos factores de comportamiento sísmico  $Q=4$  y  $Q=6$ . Para el segundo grupo de edificios se utilizó las NTCS en la versión 2017.

Para columnas de concreto reforzado que exhiben falla a flexión-cortante se desarrollaron ecuaciones empíricas para evaluar la capacidad residual y la rigidez remanente, así como para columnas que exhiben falla a flexión.

Ambos grupos de edificios se modelaron en la plataforma computacional *OpenSees* (McKenna *et al.*, 2016). Los edificios se modelaron con el criterio de plasticidad concentrada mediante el modelo histerético de IMK (2005) en vigas y columnas. Para representar el comportamiento de los muros de mampostería se utilizó el criterio de puntales equivalentes, a los cuales se les implemento comportamiento no lineal mediante procesos de calibración de pruebas experimentales.

Los edificios fueron sometidos a 20 historias de aceleración registradas en 10 estaciones acelerográficas durante el sismo intraplaca de profundidad intermedia ocurrido el 19 de septiembre de 2017.

Con base en los resultados obtenidos de los análisis dinámicos no lineales de los edificios, se ofrecen las siguientes conclusiones:

- 1) Los edificios diseñados con las NTCS-1976 con ambos valores de comportamiento sísmico  $Q$  no poseen suficiente capacidad ante cargas laterales, es decir, una vez alcanzado la resistencia lateral máxima del edificio la resistencia decae significativamente, esto genera una inestabilidad dinámica.

- 2) Los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-1976 con factores de comportamiento sísmico  $Q=4$  y  $Q=6$  presenta fallas frágiles, debido a la formación de la planta baja débil.
- 3) Los edificios de cuatro niveles diseñados con las NTCS-1976 fueron los que presentaron colapso estructural por efectos de la configuración de planta baja débil.
- 4) Los edificios diseñados con las NTCS-2017 poseen mayor capacidad ante cargas laterales, sin embargo, el uso de comportamiento no lineal en los muros de mampostería en los puntales equivalentes proporciona un ligero decaimiento de la resistencia lateral.
- 5) Los edificios diseñados con las NTCS-1976 presentan mayores demandas *IDR* que los edificios diseñados con las NTCS-2017. En la gran mayoría de los análisis dinámicos en los edificios diseñados con las NTCS-1976 superaron el límite de 0.6% de *IDR*.
- 6) La evaluación de la capacidad residual y rigidez remanente de los edificios diseñados con las NTCS-1976, demuestra que estos edificios no poseen suficiente reserva para futuros eventos sísmicos.
- 7) Los edificios diseñados con las NTCS-2017, presentan degradación de rigidez en los muros de mampostería localizados en los niveles superiores a la planta baja, sin embargo, las columnas de la planta poseen suficiente capacidad residual para resistir demandas de eventos futuros.
- 8) Los edificios diseñados con las NTCS-1976 alcanzan niveles de *RIDR* excesivas lo cual compromete la integridad de los edificios, además, propicia la demolición de los edificios.
- 9) Los edificios diseñados con las NTCS-2017 no alcanzan niveles excesivos de *RIDR*, por lo tanto, no experimentan la capacidad de colapso.

## Referencias

---

Arnold, C., & Reitherman, R. (1982), "Building configuration and seismic design", *John Wiley & Sons*.

Esteva, L. (1987), "Earthquake engineering research and practice in Mexico after the 1985 earthquakes", *Bulletin of the New Zealand Seismic Society of Earthquake Engineering*, 20(3): 159-200.

Bazzurro P., Cornell C., Menun C., Motahari M. (2004), "Guidelines for seismic assessment of damaged buildings", *13th WCEE*, Vancouver Canada.

Miranda E. (2005), "Aspectos fundamentales de la respuesta sísmica de edificios con entresijos blandos", *4° Simposio Nacional de Ing. Estructural en la Vivienda, Veracruz*.

Jara-Guerrero J., Hernández-Mazariegos, E. (2019), "Seismic Vulnerability and Retrofit Alternatives for Typical Soft-story Buildings in Earthquake Prone Areas", *Structural Engineering International*

Arteta, C., *et al.* (2019), "Response of Mid-Rise Reinforced Concrete Frame Buildings to the 2017 Puebla Earthquake", *Earthquake Spectra*, 35(4):1763-1793.

Ruiz-García J., *et al.* (2019), "Comportamiento sísmico de edificios de concreto reforzado con planta baja débil sujetos a temblores de intraplaca", *XXII CNIS*.

Chien-Kuo, C., Hsin-Fang, S. (2019), "Experimental Quantification on the Residual Seismic Capacity of Damaged RC Column Members", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 13(17):1-22.

Reinoso, E., Quinde, P. (2020), "Intensity and damage statistics of the September 19, 2017 Mexico earthquake: Influence of soft story and corner asymmetry on the damage reported during the earthquake", *Earthquake Spectra*, 1-25.

Galvis F., *et al.* (2020), "Overview of collapsed buildings in Mexico City after the 19 September 2017 (Mw7.1) earthquake", *Earthquake Spectra*.

Ruiz, S., Jiménez R., Santos M. (2020), "Evaluación de la fragilidad de dos soluciones de rehabilitación para un edificio con planta baja débil dañado durante el sismo 19/S17", *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 102, 1-25.

INIFED *et al.* (2021), "Evaluación post-sísmica de la infraestructura física educativa de México", *Directorio INIFED*, Vol. 2.

PEER (2005), "Structural Performance Database", *Pacific Earthquake Engineering Research Center*; Richmond, CA. <https://nisee.berkeley.edu/spd/index.html> [última consulta: 19/02/2021].

Aslani, H. (2005), "Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings", Tesis de Doctorado, Universidad de Stanford.

Olvera A., R.N. (2020), "Evaluación de la resiliencia sísmica en edificios escolares del estado de Michoacán", Tesis de Licenciatura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Ruiz, G., J. (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", Tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.

Ruiz-García, J. (2009), "Evaluación de la fragilidad basada en distorsión lateral para muros de mampostería confinada"; *Revista de Ingeniería Sísmica*, No. 80: 63-83.

McKenna, F., Fenves G. L., Scott M., Filippou F. C., Lu J., Yang Z., Elgamal A., McKenzie P., Deierlein G. G. OpenSees. (s.f.). Open System for Earthquake Engineering Simulation - Home Page. Disponible en: <http://opensees.berkeley.edu/>

Mohammad Noh, N., Liberatore, L., Mollaioli, F., Tesfamariam, S. (2017), "Modelling of Masonry Infilled RC Frames Subjected to Cyclic Loads: State of the Art Review and Modelling with OpenSees"; *Engineering Structures* 150: 599-621.

Burton, H., Deirlein, G. (2014), "Simulation of Seismic Collapse in Nonductile Reinforced Concrete Frame Buildings with Masonry Infills", *Journal of Structural Engineering* 140:1-11.

OpenSees (2020). [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified\\_Ibarra-Medina-Krawinkler\\_Deterioration\\_Model\\_with\\_Pinched\\_Hysteretic\\_Response\\_\(ModIMKPinching\\_Material\)](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Modified_Ibarra-Medina-Krawinkler_Deterioration_Model_with_Pinched_Hysteretic_Response_(ModIMKPinching_Material)) [última consulta: 12/09/2020].

Ibarra L. F., Medina R. A., Krawinkler H. (2005), "Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 34: 1489–1511.

Gregorio, L. (2020), "Evaluación de las nuevas disposiciones normativas para el diseño sísmico de edificios de concreto reforzado con planta baja débil", Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Otani S. (1980), "Nonlinear Dynamic Analysis of Reinforced Concrete Building Structures", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 7: 333-344.

Takeda T., Sozen, M. A., y Neilsen, N. N. (1970), "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", *ASCE Journal of the Structural Division*, 96(ST12): 2557-2573.

Haselton, C. (2006), "Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame building", Tesis de Doctorado, Universidad de Stanford.

Liberatore L, Decanini LD. (2011), "Effect of infills on the seismic response of high-rise RC buildings designed as bare according to Eurocode 8". *Ing Sismica*: 28 (3):7–23.

Corley W. G. (1966), "Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams", *ASCE Journal of the Structural Division*, 92(ST5): 121-146.

Biskinis D., Fardis M. N. (2009), "Deformations of Concrete Members at Yielding and Ultimate under Monotonic or Cyclic Loading (including repaired and retrofitted members)", Universidad de Patras, reporte No. SEE 2009-01.

# Apéndice A

## Distribución del acero de refuerzo de las secciones de vigas y columnas diseñadas con las NTCS-1976

### A.1 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 4 niveles

Para un coeficiente del comportamiento sísmico  $Q=4$ .

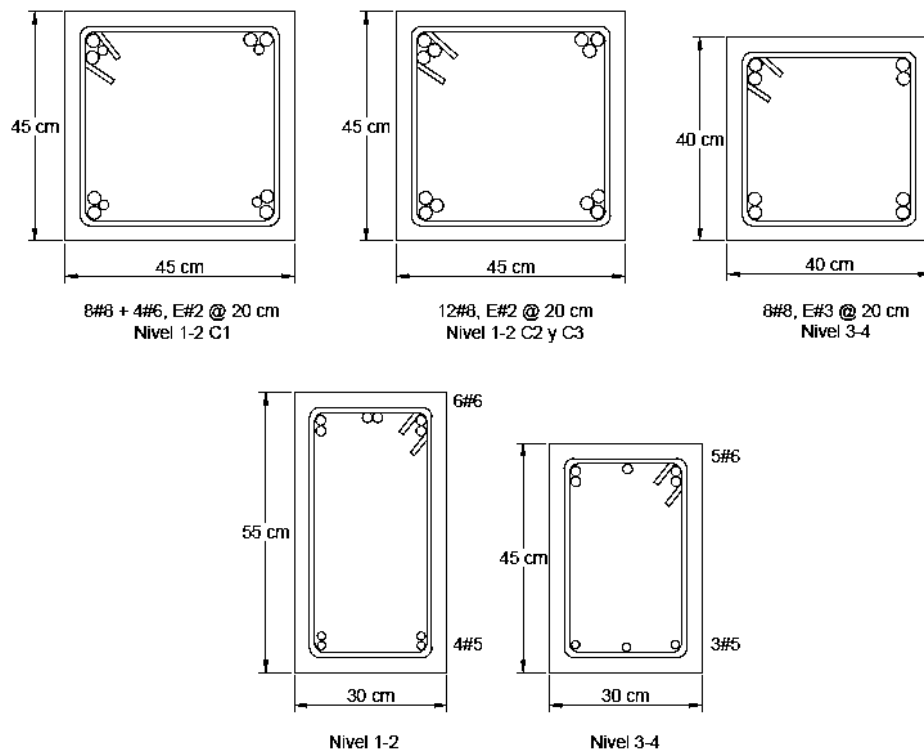


Figura A.1 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

Para un coeficiente del comportamiento sísmico  $Q=6$ .

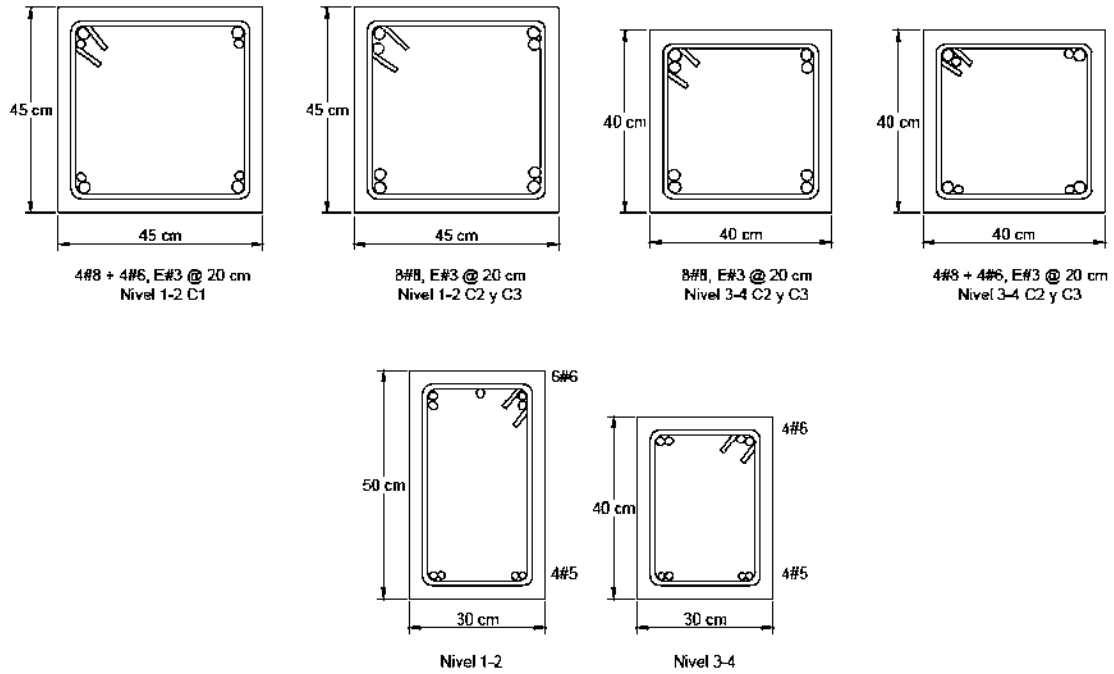


Figura A.2 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

## A.2 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 6 niveles

Para un coeficiente del comportamiento sísmico  $Q=4$ .

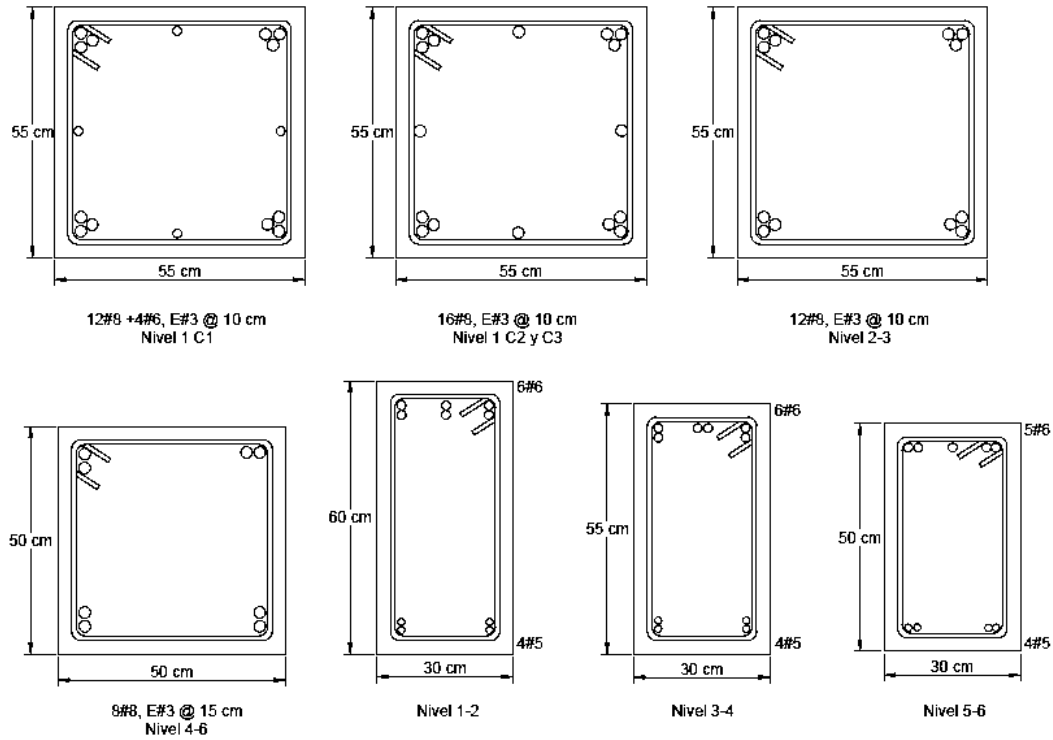


Figura A.3 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

Para un coeficiente del comportamiento sísmico  $Q=6$ .



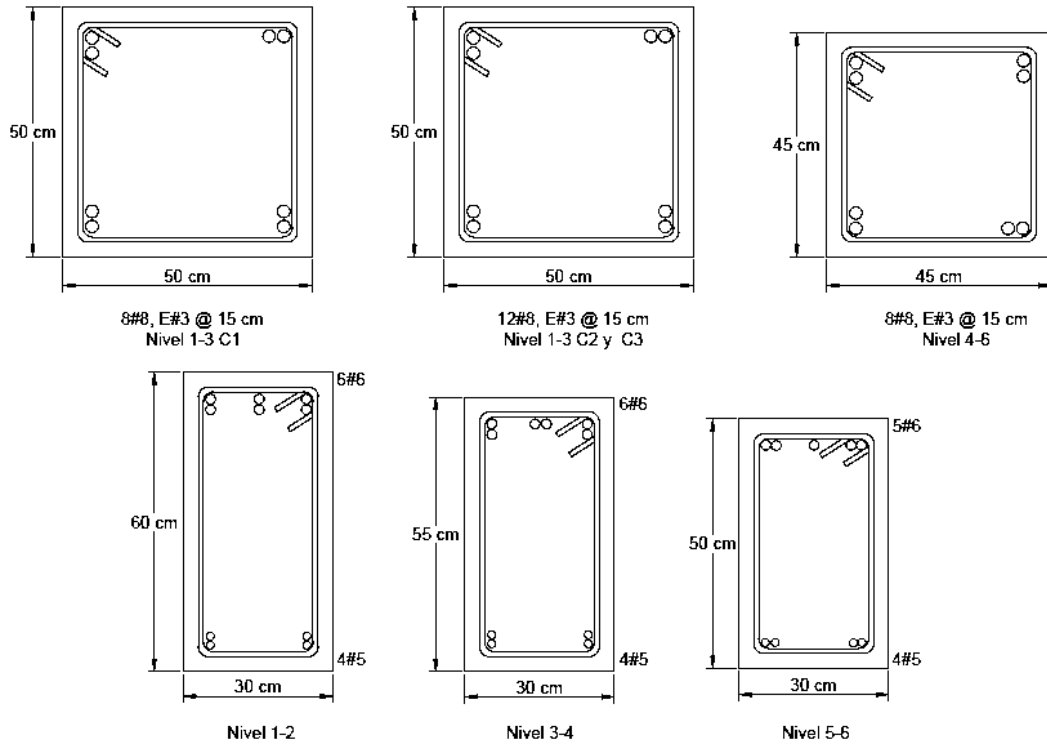


Figura A.4 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

### A.3 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 8 niveles

Para un coeficiente del comportamiento sísmico  $Q=4$ .

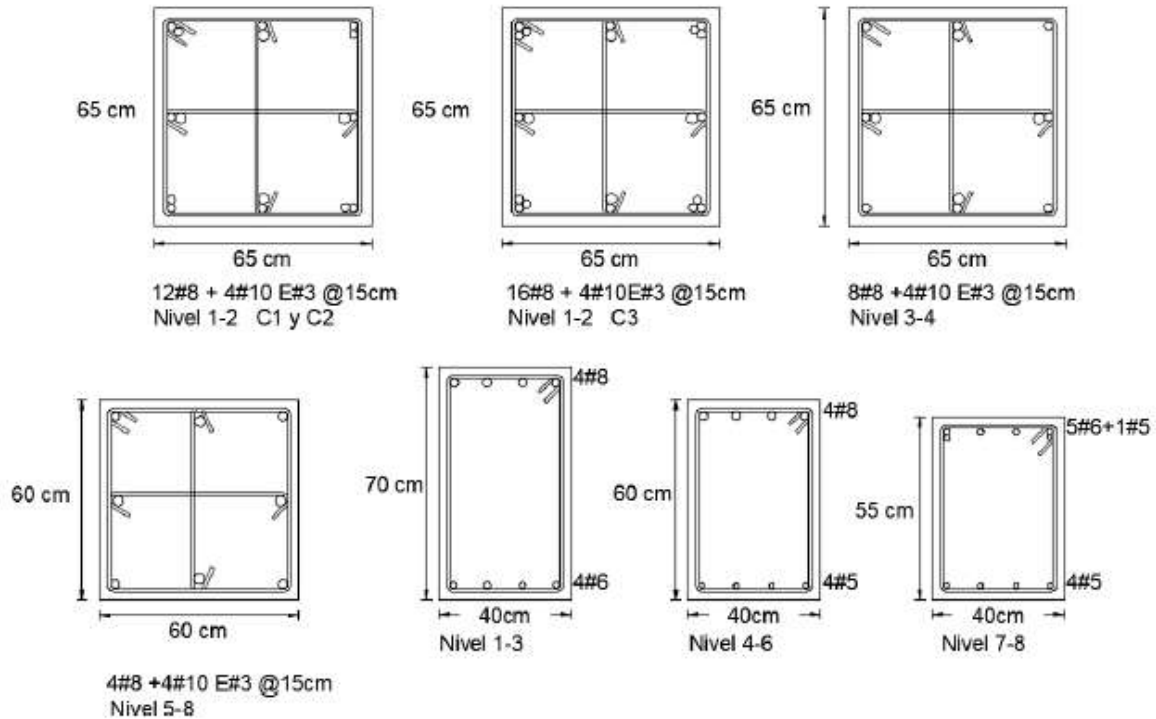


Figura A.5 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

Para un coeficiente del comportamiento sísmico  $Q=6$ .

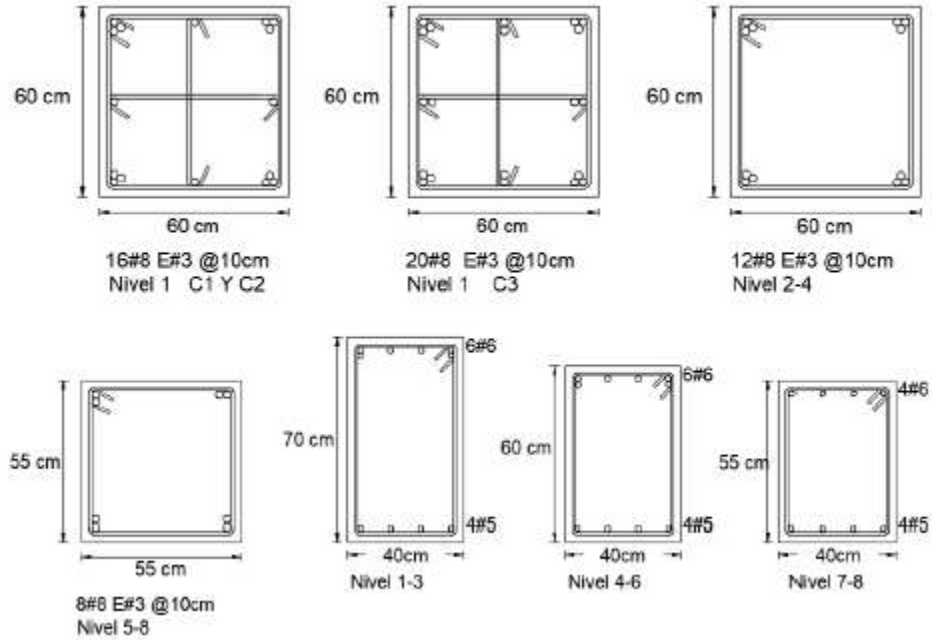


Figura A.6 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

# Apéndice B

## Distribución del acero de refuerzo de las secciones de vigas y columnas diseñadas con las NTCS-2017 y $Q=4$

### B.1 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 4 niveles

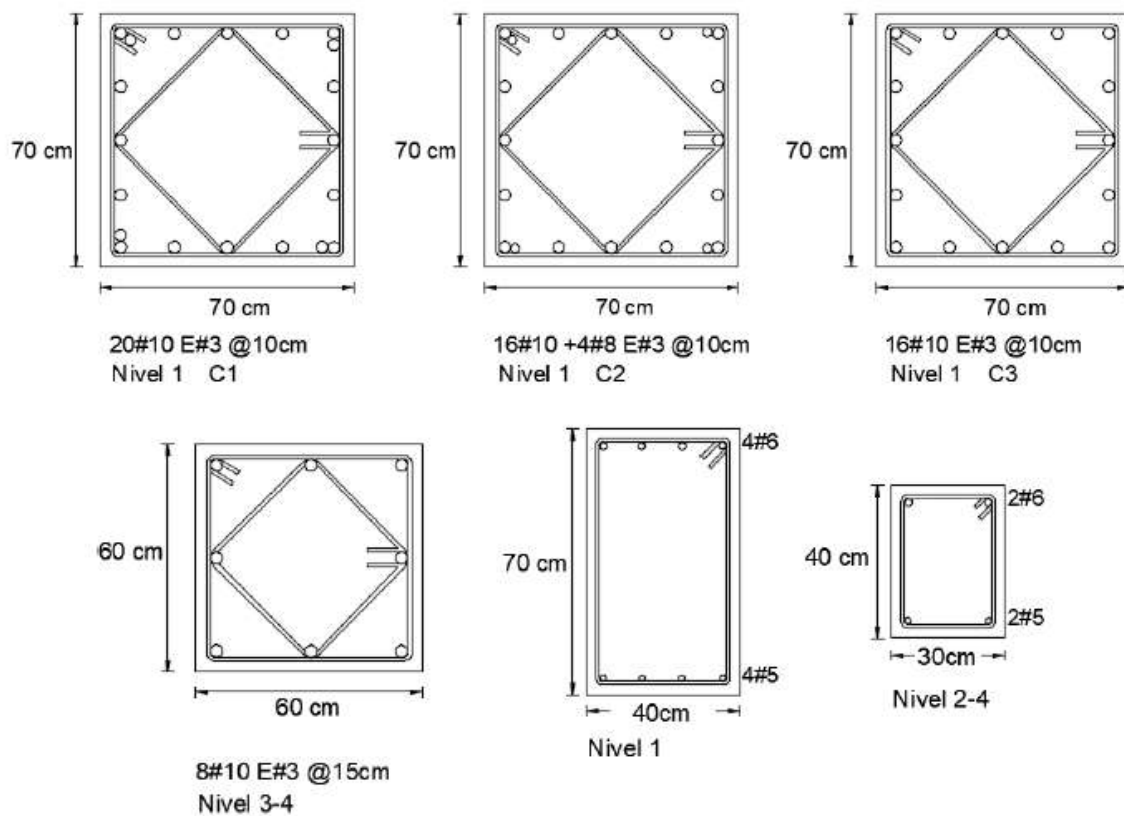


Figura B.1 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017 y  $Q=4$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

## B.2 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 6 niveles

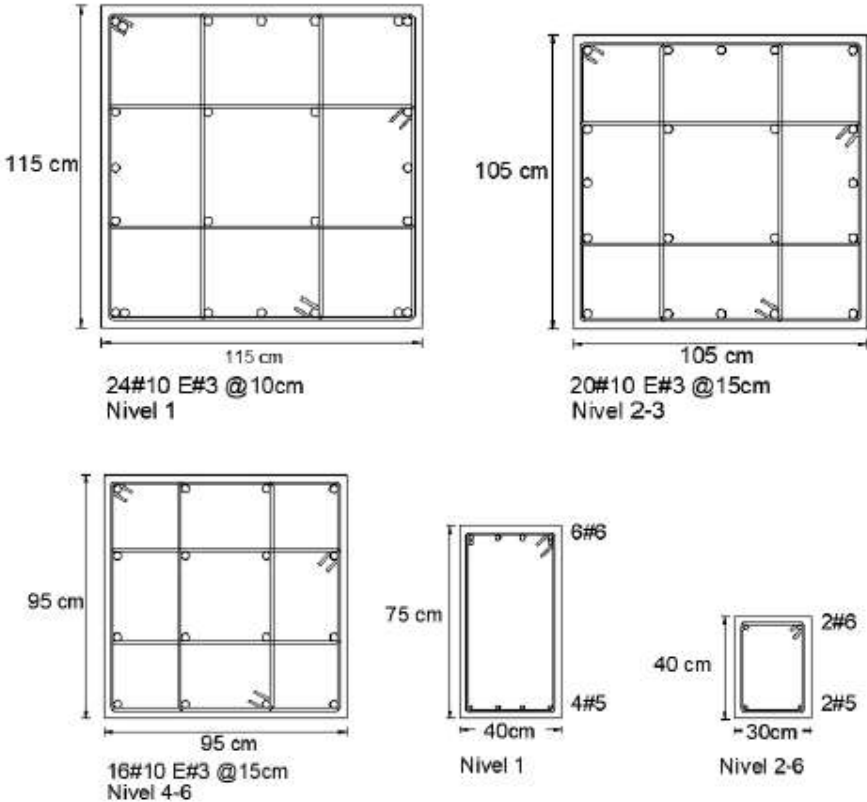


Figura B.2 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-2017 y  $Q=4$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

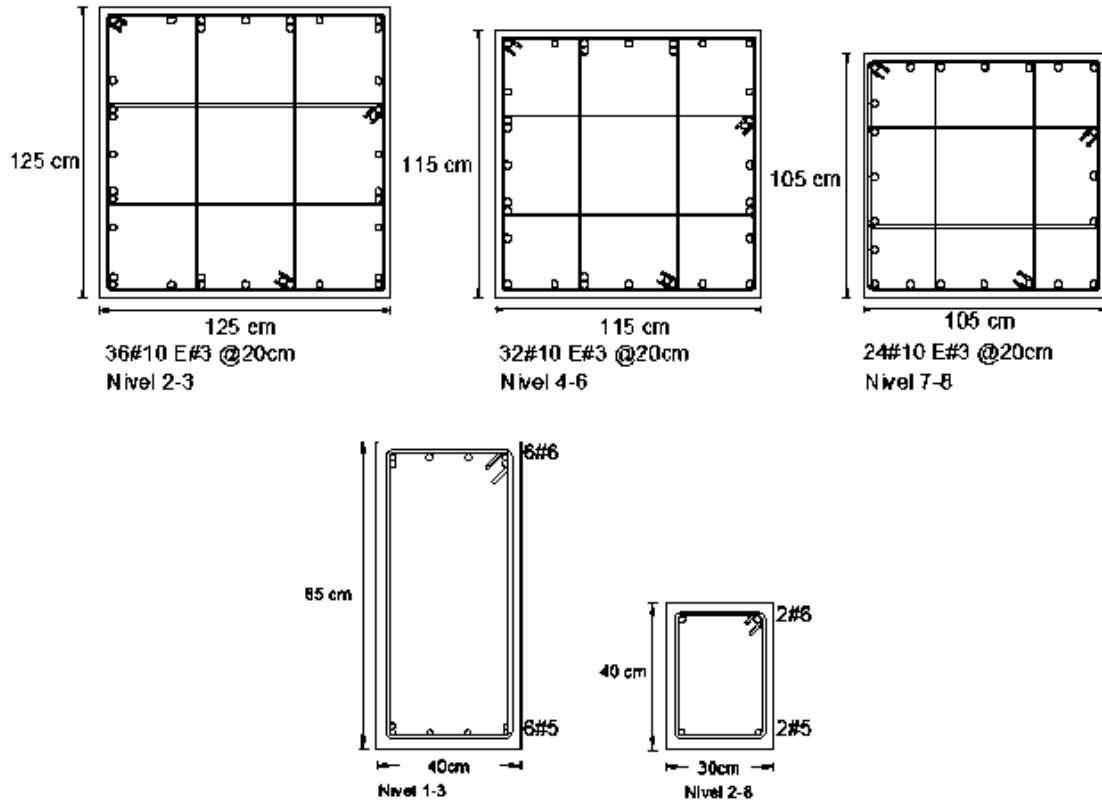


Figura B.3 Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-2017 y  $Q=4$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

# Apéndice C

## Ecuaciones del modelo IMK (2005)

---

$$\theta_{cap,pl} = 0.12(1 + 0.55a_{sl})(0.16)^{\nu}(0.02 + 40\rho_{sh})^{0.43}(0.54)^{0.01C_{units}f'c}(0.66)^{0.1S_n}(2.27)^{10.0\rho} \quad (C.1)$$

$$\theta_{pc} = (0.76)(0.031)^{\nu}(0.02 + 40\rho_{sh})^{1.02} \leq 0.10 \quad (C.2)$$

$$\nu = \frac{P}{A_g f'c} \quad (C.3)$$

$$\frac{M_c}{M_y} = (1.25)(0.89)^{\nu}(0.91)^{0.01C_{units}f'c} \quad (C.4)$$

$$\lambda = (127.2)^{\nu}(0.24)_{\frac{s}{d}}(0.595)^{\frac{V_p}{V_n}} \quad (C.5)$$