



# **UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

## **COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017**

**TESIS**

**PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:  
YAZMIN CÁRDENAS GUZMÁN**

**ASESOR:  
DR. JORGE RUIZ GARCÍA**



**MORELIA, MICHOACÁN, OCTUBRE DE 2020**

## AGRADECIMIENTOS

---

Antes que nada, debo agradecer a mi asesor de tesis, el Dr. Jorge Ruiz García por su gran apoyo, por su paciencia y confianza en mis capacidades. Además de sus consejos y motivación, sin los cuales este proyecto no sería posible.

A mis amados padres, por apoyarme en mis proyectos y decisiones, aunque no siempre estuvieran de acuerdo, sobre todo en la elección de mi carrera y aun así brindarme la confianza de iniciar este camino. Por enseñarme el camino del trabajo duro y hacer de mí una persona independiente, responsable y sobre todo valiente.

A mi querida hermana Joanna, por el apoyo económico y moral a lo largo de mis estudios y el gran cariño de toda mi infancia, sin ella este sueño no sería posible.

A mis queridos hermanos Guillermo, Gamaliel y Yuriana, por su cariño y paciencia ante mi mal carácter, sobre todo, en estos últimos años y recordarme que el amor incondicional si existe.

A mis abuelos, por haberme acogido y apoyado en este gran sueño.

A mis queridos amigos de universidad, por su gran apoyo y amistad en estos años difíciles.

A mis queridas compañeras de honorable cuarto 7, por su amistad, preocupación y paciencia en mis malos ratos sepan que fueron una parte muy importante en mi vida.

A muchas otras personas que pasaron por mi vida y me enseñaron grandes lecciones de humanidad, honestidad y valor.

Finalmente, a esta gran institución educativa por darme las oportunidades que necesite para cumplir este sueño.

## Resumen

El objetivo de esta tesis consistió en evaluar la respuesta sísmica de edificios estructurados a base de marcos de concreto reforzado que presentan una configuración de planta baja débil, con muros diafragma de mampostería en los pisos superiores, de 4, 6 y 8 niveles. Los edificios fueron diseñados con las ediciones 1976 y 2017 de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para diseño por Sismo de la Ciudad de México. Los edificios seleccionados fueron modelados bidimensionalmente para llevar a cabo análisis dinámicos ante la acción de 48 historia de aceleración registradas en la Ciudad de México durante en temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017. Los resultados muestran que la mediana de las demandas de distorsión de entrepiso, *IDR*, en los edificios diseñados con las NTCS-1976 se concentran en la planta baja. Los edificios diseñados con las NTCS-2017 evitan la concentración de la mediana de *IDR* en la planta baja. Sin embargo, en el edificio de 4 niveles se observó la formación del mecanismo de planta baja débil, donde se excede la distorsión límite de 0.6% en algunos de los registros.

**Palabras clave:** planta baja débil, respuesta sísmica, distorsión de entrepiso, temblor intraplaca.

## Abstract

The objective of this thesis was to evaluate the seismic response of moment-resisting reinforced concrete buildings having weak first-storey, including infill masonry walls above the ground level, with 4-, 6-, and 8-stories. The buildings were designed following the 1976 and 2017 editions of the Technical Requirements for Seismic Design of Mexico City. Bi-dimensional analytical models were prepared of the case-study buildings to carry out nonlinear dynamic analyses under a set of 48 acceleration time histories recorded at Mexico City during the September 19, 2017 intraplate earthquake. Results shown that median interstorey drift, *IDR* demands concentrate at the first-storey in buildings designed with the NTCS-1976. Buildings designed with the NTCS-2017 avoid *IDR* concentration at the first storey. However, in the 4-storey building was observed a weak first-storey mechanism, exceeding the limiting drift of 0.6%, when record-to-record variability is included.

**Keywords:** weak first-storey, seismic response, interstorey drift, interplate earthquake.

---

# ÍNDICE

---

AGRADECIMIENTOS.....	I
RESUMEN.....	II
ABSTRACT.....	III
ÍNDICE DE TABLAS.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VIII
CAPÍTULO 1 – INTRUDUCCIÓN.....	1
1.1 Motivación.....	1
1.2 Estudios previos.....	4
1.3 Objetivos.....	5
1.4 Alcances.....	6
1.5 Organización de la tesis.....	6
CAPÍTULO 2 – EDIFICIOS ESTUDIADOS.....	7
2.1 Descripción.....	7
2.2 Análisis sísmico.....	9
2.3 Diseño.....	10
2.3.1 Criterios de diseño estructural.....	11
2.3.2 secciones nominales.....	11
2.4 Modelado.....	13
2.4.1 Modelado de vigas y columnas.....	14
2.4.2 Modelado de muros de mampostería.....	17
2.4.3 Modelado de la conexión viga-columna.....	19
2.4.4 Modelado de la interacción suelo-estructura.....	24
2.5 Curvas de capacidad.....	26
CAPÍTULO 3 – MOVIMIENTOS DEL TERRENO.....	33
3.1 Selección de acelerogramas.....	33
3.2 Filtrado.....	34
3.3 Espectros de respuesta.....	37
CAPÍTULO 4 – RESPUESTA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS.....	41
4.1 Metodología de análisis.....	41

---

4.2 Respuesta de los edificios estudiados ante la acción de registros individuales..	42
4.2.1 Estación Culhuacán (CH84).....	42
4.2.2 Estación Miramontes (MI15).....	49
4.2.3 Estación Jardín de niños “Xochimilco” (XO36).....	55
4.2.4 Estación Buenos Aires (BA49).....	62
4.3 Respuesta de los edificios ante el conjunto de registros.....	68
4.3.1 Influencia de $Q$ .....	69
4.3.2 Influencia del número de niveles.....	71
4.3.3 Influencia del modelado.....	73
4.3.4 Influencia del reglamento.....	75
CAPÍTULO 5 – CONCLUSIONES.....	78
REFERENCIAS.....	80
APÉNDICE A.....	83
APÉNDICE B.....	87
APÉNDICE C.....	89

## ÍNDICE DE TABLAS

---

<b>Tabla 2.1</b> Secciones nominales de los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-1976 y con $Q=4$ , [Gregorio (2020)].....	12
<b>Tabla 2.2</b> Secciones nominales de los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-1976 y con $Q=6$ , [Gregorio (2020)].....	12
<b>Tabla 2.3</b> Secciones nominales de los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con un $Q=4$ , con las NTCS-2017, [Gregorio (2020)].....	12
<b>Tabla 2.4</b> Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 4 niveles.....	18
<b>Tabla 2.5</b> Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado considerando muros agrietados.....	18
<b>Tabla 2.6</b> Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado sin considerar muros agrietados.....	19
<b>Tabla 2.7</b> Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 8 niveles.....	19
<b>Tabla 2.8</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=4$ .....	22
<b>Tabla 2.9</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=4$ .....	22
<b>Tabla 2.10</b> Datos del nudo del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=4$ .....	22
<b>Tabla 2.11</b> Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=4$ .....	23
<b>Tabla 2.12</b> Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=4$ .....	24

<b>Tabla 2.13</b> Calculo de la rigidez horizontal, rotacional y vertical para el modelado de la interacción suelo-estructura en RUAUMOKO (Carr, 2009).....	25
<b>Tabla 2.14</b> Propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios diseñados con unión viga-columna rígida con las NTCS-1976.....	31
<b>Tabla 2.15</b> Propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios diseñados con unión viga-columna flexible con las NTCS-1976.....	31
<b>Tabla 2.16</b> Propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios diseñados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura diseñados con las NTCS-1976.....	31
<b>Tabla 2.17</b> Propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios diseñados con las NTCS-2017.....	32
<b>Tabla 3.1</b> Características de las 48 historias de aceleración en sus 2 componentes horizontales (N00E y N90W).....	90
<b>Tabla C.1</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 4 niveles diseñado con $Q=4$ .....	91
<b>Tabla C.2</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 4 niveles diseñado con $Q=4$ .....	91
<b>Tabla C.3</b> Datos del nudo del edificio de 4 niveles diseñado con $Q=4$ .....	91
<b>Tabla C.4</b> Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 4 niveles diseñado con $Q=4$ .....	91
<b>Tabla C.5</b> Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio de 4 niveles diseñado con $Q=4$ .....	91
<b>Tabla C.6</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 4 niveles diseñado con $Q=6$ .....	92
<b>Tabla C.7</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 4 niveles diseñado con $Q=6$ .....	92
<b>Tabla C.8</b> Datos del nudo del edificio de 4 niveles diseñado con $Q=6$ .....	92

---

<b>Tabla C.9</b> Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio 4 niveles diseñado con $Q=6$ .....	92
<b>Tabla C.10</b> Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio 4 niveles diseñado con $Q=6$ .....	93
<b>Tabla C.11</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=6$ .....	93
<b>Tabla C.12</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=6$ .....	93
<b>Tabla C.13</b> Datos del nudo del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=6$ .....	94
<b>Tabla C.14</b> Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=6$ .....	94
<b>Tabla C.15</b> Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=6$ .....	94
<b>Tabla C.16</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 8 niveles diseñado con $Q=4$ .....	95
<b>Tabla C.17</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 8 niveles diseñado con $Q=4$ .....	95
<b>Tabla C.18</b> Datos del nudo del edificio de 8 niveles diseñado con $Q=4$ .....	95
<b>Tabla C.19</b> Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 8 niveles diseñado con $Q=4$ .....	96
<b>Tabla C.20</b> Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio de 8 niveles diseñado con $Q=4$ .....	96
<b>Tabla C.21</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 8 niveles diseñado con $Q=6$ .....	97
<b>Tabla C.22</b> Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 8 niveles diseñado con $Q=6$ .....	97

---

**Tabla C.23** Datos del nudo del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=6$ .....97

**Tabla C.24** Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=6$ .....98

**Tabla C.25** Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=6$ .....98

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

<b>Figura 1.1</b> Edificios que colapsaron en el sismo del 19 de septiembre de 2017 por planta baja débil en la Ciudad de México: a) Edificio habitacional de 6 niveles ubicado en Patricio Sanz #37, b) edificio habitacional de 4 niveles ubicado en Saratoga #714 [fotos de: Ruiz-García, 2017].....	2
<b>Figura 1.2</b> Edificios que presentaron daño en las uniones viga-columna en el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México: a) Conjunto habitacional con dirección en Saratoga #714, b) Residencial San José ubicado en Av. Emiliano Zapata #56 [fotos de: Ruiz-García, 2017].....	3
<b>Figura 2.1</b> Geometría en planta de los edificios de 4, 6 y 8 niveles estudiados.....	8
<b>Figura 2.2</b> Elevación del marco exterior de los edificios de 4, 6 y 8 niveles, donde se muestra la fachada de los edificios estudiados.....	8
<b>Figura 2.3</b> Marco exterior (izquierda) e interior(derecha) del edificio de 6 niveles.....	9
<b>Figura 2.4</b> Espectros de diseño elásticos y reducidos especificados en la NTCS-1976 y la NTCS-2017.....	10
<b>Figura 2.5</b> Distribución de los tipos de columnas y vigas en la planta típica de los edificios estudiados, [Gregorio (2020)].....	13
<b>Figura 2.6</b> Marcos modelados en serie y unidos por una trabe de liga.....	14
<b>Figura 2.7</b> Ejemplo de las secciones modeladas y los diagramas momento-curvatura obtenidos de estas para determinar los momentos de fluencia positivo y negativo, de una viga del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=6$ y con las NTCS-1976.....	15
<b>Figura 2.8</b> Ejemplo de las secciones modeladas y los diagramas de interacción obtenidos de estas para determinar los puntos del diagrama necesarios para el modelado de las mismas en RUAUMOKO (Carr,2009), de una columna C2 ubicada en el tercer nivel del edificio de 6 niveles diseñado con $Q=6$ .....	16

---

<b>Figura 2.9</b> Modelado de los muros con la técnica del puntal de compresión, para los muros de marcos interiores.....	17
<b>Figura 2.10</b> Técnica de modelado de los muros como diagonales equivalentes, para los muros de marcos exteriores.....	18
<b>Figura 2.11</b> Modelado de la unión viga-columna flexible con la técnica propuesta por Alth y Kunnath (1995).....	20
<b>Figura 2.12</b> Diagramas de cuerpo libre: a) del interior de la unión viga-columna, b) de la unión viga columna considerando el panel, [figura tomada de Celik y Ellingwood, 1988].....	21
<b>Figura 2.13</b> Diagrama de cuerpo libre que ejemplifica las variables para calcular las propiedades de la unión viga-columna flexible, [figura tomada de Celik y Ellingwood, 1988].....	21
<b>Figura 2.14</b> Modelado en RUAUMOKO (Carr,2009) de la interacción suelo-estructura como resortes y elementos FRAME.....	26
<b>Figura 2.15</b> Comparación de las curvas de capacidad de los edificios con el mismo número de niveles, pero diseñados con $Q=4$ y con $Q=6$ y las NTCS-1976: a) se presentan las curvas del edificio de 4 niveles, b) las del edificio de 6 niveles y finalmente en c) las del edificio de 8 niveles.....	27
<b>Figura 2.16</b> Comparación de las curvas de capacidad de los edificios de diferente nivel, pero con el mismo $Q$ y las NTCS-1976: a) los modelos diseñados con $Q=4$ y b) los modelos diseñados con $Q=6$ .....	27
<b>Figura 2.17</b> Comparación de las curvas de capacidad de los edificios con el mismo número de niveles, pero diseñados con $Q=4$ y con $Q=6$ : a) se presentan las curvas del edificio de 4 niveles, b) las del edificio de 6 niveles y finalmente c) las del edificio de 8 niveles.....	28
<b>Figura 2.18</b> Comparación de las curvas de capacidad de los edificios de diferente nivel, pero con el mismo $Q$ : a) los modelos diseñados con $Q=4$ y b) los modelos diseñados con $Q=6$ ...28	

<b>Figura 2.19</b> Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con las NTCS-1976 de 4 niveles: a) los diseñados con $Q=4$ y b) lo diseñados con $Q=6$ .....	29
<b>Figura 2.20</b> Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con las NTCS-1976 de 6 niveles: a) los diseñados con $Q=4$ y b) lo diseñados con $Q=6$ .....	29
<b>Figura 2.21</b> Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con las NTCS-1976 de 8 niveles: a) los diseñados con $Q=4$ y b) lo diseñados con $Q=6$ .....	30
<b>Figura 2.22</b> Comparación de las curvas de capacidad de los edificios de diferente nivel, diseñados con las NTCS-2017.....	30
<b>Figura 3.1</b> Ubicación de las 24 estaciones acelerográficas consideradas en esta investigación.....	34
<b>Figura 3.2</b> Historias de aceleración de las 5 estaciones que presentaron aceleraciones mayores del terreno, JC54, CH84, MI15, XO36 y TH35, en sus 2 componentes horizontales.....	35
<b>Figura 3.3</b> Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación BA49 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017.....	37
<b>Figura 3.4</b> Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación CE32 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017.....	38
<b>Figura 3.5</b> Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación JC54 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017.....	38
<b>Figura 3.6</b> Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación SI53 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017.....	39

<b>Figura 3.7</b> Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación TH35 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017.....	39
<b>Figura 3.8</b> Mediana de los espectros de respuesta de las 24 historias de aceleración seleccionadas en su componente horizontal N00E.....	40
<b>Figura 3.9</b> Mediana de los espectros de respuesta de las 24 historias de aceleración seleccionadas en su componente horizontal N90W.....	40
<b>Figura 4.1</b> Perfiles de <i>IDR</i> de los edificios de 4 niveles diseñados con $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....	43
<b>Figura 4.2</b> Perfiles de <i>IDR</i> de los edificios de 4 niveles diseñados con $Q=6$ y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....	44
<b>Figura 4.3</b> Perfiles de <i>IDR</i> de los edificios de 6 niveles diseñados con $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....	45
<b>Figura 4.4</b> Perfiles de <i>IDR</i> de los edificios de 6 niveles diseñados con $Q=6$ y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....	46
<b>Figura 4.5</b> Perfiles de <i>IDR</i> de los edificios de 8 niveles diseñados con $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976,	

c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....47

**Figura 4.6** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....48

**Figura 4.7** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....50

**Figura 4.8** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....51

**Figura 4.9** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....52

**Figura 4.10** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura .....53

**Figura 4.11** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976,

c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....54

**Figura 4.12** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....55

**Figura 4.13** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....56

**Figura 4.14** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....57

**Figura 4.15** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....58

**Figura 4.16** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....59

**Figura 4.17** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976,

c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....60

**Figura 4.18** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....61

**Figura 4.19** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....63

**Figura 4.20** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....64

**Figura 4.21** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....65

**Figura 4.22** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....66

**Figura 4.23** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976,

c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017.....67

**Figura 4.24** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NNTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura.....68

**Figura 4.25** Comparación de los perfiles de la demanda de *IDR* para los edificios modelados con unión viga-columna rígida y diferente  $Q$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles.....69

**Figura 4.26** Comparación de los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios modelados con unión viga-columna flexible y diferente  $Q$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles .....70

**Figura 4.27** Comparación de los perfiles de *IDR* de los edificios modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura y diferente  $Q$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles .....71

**Figura 4.28** Comparación de los perfiles de las demandas de *IDR* para los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con  $Q=4$ : a) edificios modelados con unión viga-columna rígida, b) edificios modelados con unión viga-columna flexible y c) edificios modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura .....72

**Figura 4.29** Comparación de los perfiles de *IDR* para los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con  $Q=6$ : a) edificios modelados con unión viga-columna rígida, b) edificios modelados con unión viga-columna flexible y c) edificios modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura.....73

**Figura 4.30** Comparación de los perfiles de *IDR* de los edificios con diferente técnica de modelado, con  $Q=4$  y el reglamento de 1976: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles.....74

<b>Figura 4.31</b> Comparación de los perfiles de <i>IDR</i> de los edificios con diferente técnica de modelado, con $Q=6$ y el reglamento de 1976: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles.....	74
<b>Figura 4.32</b> Comparación de los perfiles de <i>IDR</i> de los edificios con $Q=4$ , unión viga-columna rígida y ambos reglamentos: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles.....	75
<b>Figura 4.33</b> Comparación de los perfiles de <i>IDR</i> de los edificios diseñados con diferente reglamento, diferente modelado y con $Q=4$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles.....	76
<b>Figura 4.34</b> Comparación de los perfiles de <i>IDR</i> de los edificios diseñados con diferente reglamento, diferente modelado y con $Q=4$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles.....	76
<b>Figura A.1</b> Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-1976 y $Q=6$ [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	83
<b>Figura A.2</b> Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-1976 y $Q=4$ [imágenes tomadas de Gregorio, 2020].....	84
<b>Figura A.3</b> Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-1976 y $Q=6$ [imágenes tomadas de Gregorio, 2020].....	84
<b>Figura A.4</b> Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-1976 y $Q=4$ [imágenes tomadas de Gregorio, 2020].....	85
<b>Figura A.5</b> Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-1976 y $Q=6$ [imágenes tomadas de Gregorio, 2020] .....	85
<b>Figura A.6</b> Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-1976 y $Q=4$ [imágenes tomadas de Gregorio, 2020].....	86
<b>Figura B.1</b> Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017 y $Q=4$ [imágenes tomadas de Gregorio, 2020].....	87

**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].....88

**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].....88

## INTRODUCCIÓN

---

### 1.1 Motivación

En México, los sismos han tenido consecuencias catastróficas en cuanto a pérdidas materiales y de vidas humanas, sobre todo en la Ciudad de México donde, debido al tipo de suelo, los temblores tienen un impacto mayor en comparación al resto del país.

Para fines de esta investigación, nos centraremos en el estudio de los efectos del sismo de tipo intraplaca de profundidad intermedia ocurrido el 19 de septiembre de 2017, localizado aproximadamente a 12 km al Sureste de la población de Axichiapan, Morelos (SSN, 2017), el cual fue resentido en la Ciudad de México y comunidades cercanas al epicentro. En cuanto a la cercanía a la Ciudad de México, la distancia epicentral fue de 120 km, aproximadamente 280 km menos que la distancia epicentral del temblor de subducción de 1985, el cual también ocasionó grandes daños en la Ciudad de México.

Como resultado del sismo, muchos edificios colapsaron y otros más sufrieron grandes daños, los cuales, en su mayoría, fueron construidos antes de 1985 por lo que se infiere que fueron diseñados sin un detallado dúctil. Adicionalmente, más de la mitad tenían una configuración que fomentaba la formación de la planta baja débil (Galvis *et al.*, 2017). Este tipo de

estructuración presenta una discontinuidad en la rigidez, siendo ligeramente más sensible la planta baja que el resto de los pisos superiores del edificio.

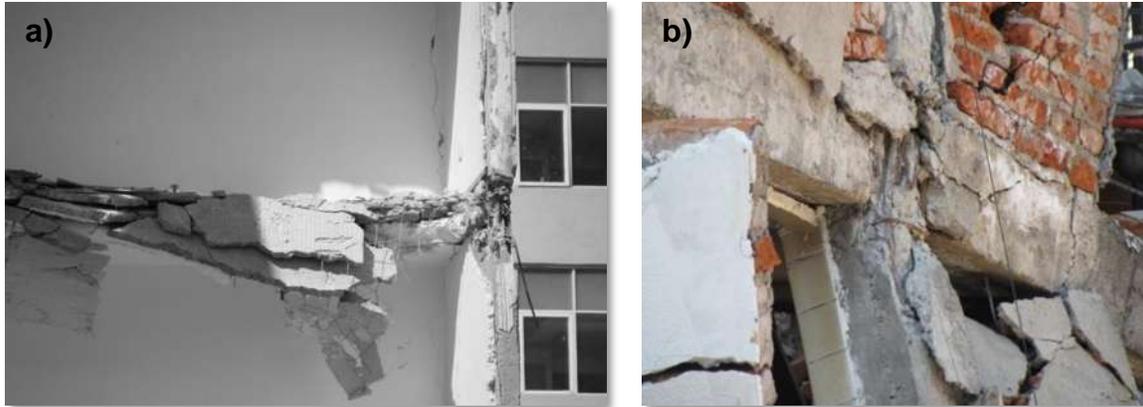
Con fines ilustrativos se presenta en la figura 1.1 dos de los edificios colapsados en el sismo del 19 de septiembre de 2017, que presentaban una deficiencia de planta baja débil.



**Figura 1.1** Edificios que colapsaron en el sismo del 19 de septiembre de 2017 que presentaban una configuración de planta baja débil 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 #714 [fotos de: Ruiz-García, 2017]

Además del mecanismo de planta baja débil, se observó que la unión viga-columna presentó daño en algunas estructuras. Esto se debió, a que los estribos eran del #2 con una separación que excedía los 30 cm, en algunos casos, además el acomodo del acero de refuerzo consistía en paquetes de 3 varillas, o incluso menos, en las esquinas de las secciones. Este tipo de configuración no permitió que el nudo presentara un comportamiento dúctil permitiendo desplazamientos relativamente pequeños, los cuales se excedieron en algunos edificios, lo que provocó el daño de la estructura. Actualmente, existen aún muchas estructuras en funcionamiento diseñadas con las Normas Técnicas Complementarias (NTC) de 1976 con la configuración antes descrita.

En la figura 1.2 se ilustra el daño en la unión viga-columna de dos edificios, por efectos del sismo del 19 de septiembre de 2017.



**Figura 1.2** Edificios que presentaron daño en las uniones viga-columna en el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México: a) Conjunto habitacional con dirección en Saratoga #714 y b) Residencial San José ubicado en Av. Emiliano Zapata #56 [fotos de: Ruiz-García, 2017]

Posterior al sismo, en diciembre de ese mismo año se publicaron las Normas Técnicas Complementarias para Sismo (NTCS), en las cuales se norma la estructuración del caso denominado de plata baja débil y se establecen penalizaciones para el diseño de dichas estructuras. Asimismo, también se considera a la unión viga-columna como infinitamente rígida debido a la reglamentación de su diseño.

Con base en ello, nace la necesidad del estudio de este tipo de estructuración sometido a la acción de las historias de aceleración del sismo del 19 de septiembre de 2017 ya que se trató de un temblor intraplaca. Este tipo de sismos presentan un mayor contenido de alta frecuencia con respecto a los sismos de subducción, esto genera que los modos superiores de vibrar tengan una mayor contribución a la respuesta estructural y grandes intensidades para las estructuras de periodos cortos (Jaimes y Reinoso, 2006). Lo cual se observó en el sismo del 19 de septiembre de 2017, ya que las estructuras dañadas fueron de mediana elevación, de 4 a 12 pisos, con periodos menores a 1 s, mientras que el sismo de subducción de 1985 el daño se concentró en estructuras grandes de más de 12 pisos y periodos mayores.

De esta manera es necesaria la evaluación de la respuesta de este tipo de estructuras diseñadas con la nueva reglamentación en comparación con las diseñadas con la de 1976.

## 1.2 Estudios previos

Ripley (1932), señaló por primera vez las consecuencias de la estructuración a base de planta baja débil al examinar los daños que sufrió un edificio con este tipo de estructuración durante el temblor de Santa Bárbara, California, en 1925.

En México, Esteva (1987) observó que muchas de las edificaciones dañadas a raíz del sismo del 19 de septiembre de 1985 ( $M_w=8.0$ ) presentaban espacios libres en la planta baja, exhibiendo una discontinuidad de rigidez. Además, indicó que un gran porcentaje de las estructuras dañadas no cumplían con el reglamento de 1976 vigente al momento del temblor.

Posteriormente, Tena (2001), realizó un estudio acerca de las condiciones de irregularidad en edificios de concreto reforzado, considerando contravientos en los marcos extremos, diseñados con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal en su edición 1993. El autor concluyó que en edificios con piso suave se presentan demandas de distorsión significativamente mayores en la planta baja respecto a los pisos superiores.

Miranda (2005) notó que se usan indistintamente los términos “entrepiso blando”, “piso blando”, y “planta baja flexible”, tratándose de una deficiencia estructural dado que implica una falta de rigidez lateral y baja resistencia lateral, que puede provocar un problema de inestabilidad dinámica. En particular, resalta las siguientes consecuencias de un edificio con planta baja débil respecto a un edificio sin planta baja débil, entre otras: 1) incremento y concentración de la demanda de desplazamiento en el entrepiso blando, y 2) mayores demandas de desplazamiento lateral en la planta baja débil para estructuras de periodo corto. Por ello, concluye que no es suficiente con incrementar las fuerzas laterales de diseño, mediante la reducción del factor de comportamiento, para controlar la formación de una planta baja débil.

Hernández y Tena (2016) realizaron un estudio donde estudiaron modelos simplificados de dos grados de libertad, llegando a la conclusión de que el mecanismo de planta baja débil en edificios se puede prevenir realizando una adecuada combinación de la rigidez y resistencia del segundo piso respecto al primero ( $K_1/K_2$  y  $V_2/V_1$ ). Aplicando los factores de corrección propuestos para estructuras irregulares, se reduce de manera significativa la posibilidad de desarrollar un mecanismo de planta baja débil.

Recientemente, Almaraz *et al.* (2018) realizaron un estudio analítico con marcos de concreto reforzado considerando muros desligados y sin desligar. En sus resultados concluyen que en edificios de cinco y siete niveles su capacidad para resistir fuerzas cortantes se reduce de manera significativa.

### 1.3 Objetivos

El objetivo general de este trabajo de investigación consistió en evaluar la respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado que presentan una configuración de planta baja débil ubicados en la zona de terreno blando de la Ciudad de México. Para tal fin, se consideraron dos grupos de edificios diseñados con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño Sísmico, NTCS, en sus ediciones 1976 y 2017. Los modelos analíticos representativos de estos edificios fueron sometidos a un conjunto de acelerogramas registrados durante el temblor intraplaca ocurrido el 19 de septiembre de 2017 ( $M_w= 7.1$ ). Su respuesta sísmica se evaluó en términos de la demanda de distorsión de entrepiso, *IDR*.

Los objetivos particulares de la presente tesis fueron los siguientes:

- 1) Evaluar el nivel de distorsión de entrepiso que alcanzan los edificios con planta baja débil ante el temblor de falla normal ocurrido el 19 de septiembre de 2017.
- 2) Comparar la influencia del modelado de la unión viga-columna (nudo rígido y nudo flexible) en la respuesta sísmica de los edificios diseñados con las NTCS-1976.
- 3) Identificar la influencia que tiene el modelado de la interacción suelo-estructura en la respuesta de los edificios diseñados con las NTCS-1976.
- 4) Investigar si las disposiciones normativas para el diseño de edificios con planta baja débil incluidas en las recientes NTCS-2017 controlan la formación del mecanismo de planta baja débil

## 1.4 Alcances

En este trabajo de investigación solo se estudió el efecto de los temblores de tipo intraplaca en la respuesta sísmica de los edificios considerados en esta investigación. Por tanto, solo pueden ser aplicables sus resultados a los sismos de este tipo.

## 1.5 Organización de la tesis

La presente tesis está organizada en 5 capítulos. A continuación, se ofrece una breve descripción de su contenido.

**Capítulo 1:** Se presenta la motivación de esta investigación, algunos estudios previos desarrollados en México, y los objetivos de la presente tesis.

**Capítulo 2:** Se describe la ubicación, geometría, sistema estructural, consideraciones para el análisis sísmico, así como las consideraciones normativas para el diseño de los edificios considerados en esta investigación. Asimismo, se describen las consideraciones para el modelado de los edificios estudiados.

**Capítulo 3:** Se describen las características de las historias de aceleración utilizadas para evaluar la respuesta sísmica de los edificios estudiados.

**Capítulo 4:** Se presentan los resultados de la respuesta sísmica de los edificios ante las historias de aceleración descritas en el Capítulo 3. La respuesta se evaluó en términos de la distorsión de entrepiso, *IDR*. En particular, se evalúa la influencia de la flexibilidad de la unión viga-columna (nudo rígido y flexible) y el efecto de la interacción suelo-estructura en los edificios diseñados con las NTCS-1976. Asimismo, se presenta la evaluación de la respuesta sísmica de los edificios diseñados con las NTCS-2017.

**Capítulo 5:** Se presentan las conclusiones obtenidas a partir de los resultados obtenidos en esta investigación.

# CAPÍTULO

# 2

## **EDIFICIOS ESTUDIADOS**

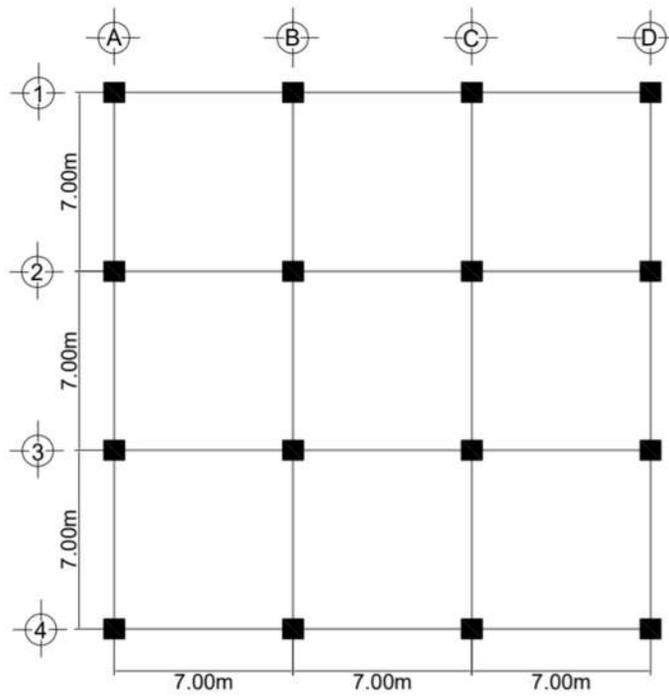
---

### **2.1 Descripción**

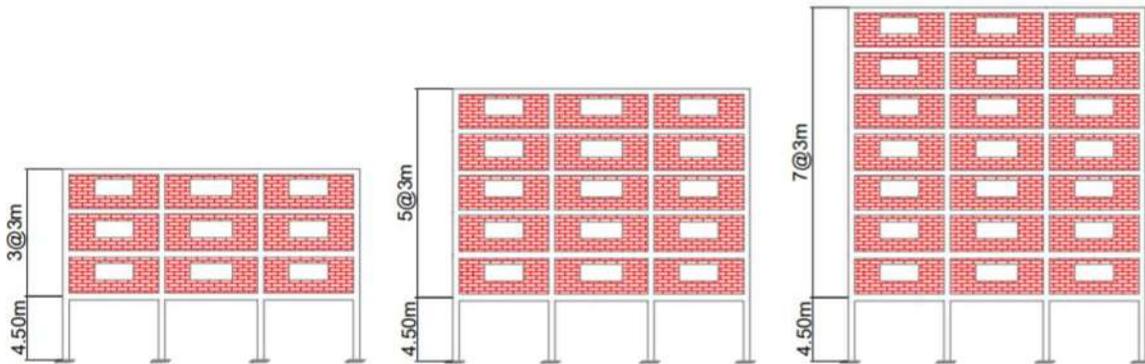
En este capítulo se describe el diseño y modelado de los edificios de concreto reforzado estudiados en esta investigación. Se consideraron edificios de 4, 6 y 8 niveles estructurados a base de marcos de concreto reforzado.

En la figura 2.1 se presenta la planta de los edificios estudiados, donde se puede observar que su distribución es regular y consiste de 3 crujiás de 7m en cada dirección, mientras que en la figura 2.2 se muestra la elevación de los edificios.

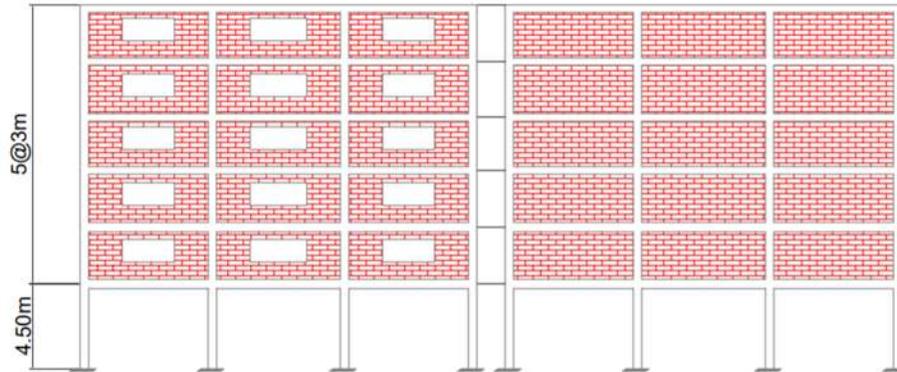
Se supuso que los marcos de fachada incluían muros diafragma de mampostería con aberturas para ventanas, mientras que los marcos interiores incluían muros diafragma de mampostería sin aberturas, como se ilustra en la figura 2.3.



**Figura 2.1** Geometría en planta de los edificios de 4, 6 y 8 niveles



**Figura 2.2** Elevación del marco exterior de los edificios de 4, 6 y 8 niveles, donde se muestra la fachada de los edificios



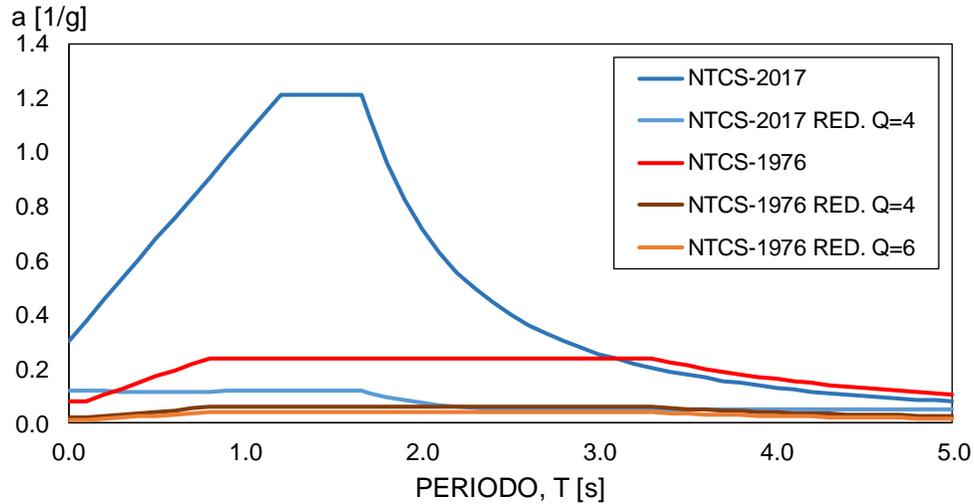
**Figura 2.3** Marco exterior (izquierda) e interior(derecha) del edificio de 6 niveles

Cabe notar que, los edificios fueron diseñados originalmente por Gregorio (2020), considerando la edición 1976 y 2017 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS). Asimismo, se supuso que los edificios se ubican en las coordenadas geográficas de la estación Culhuacán (19.3300 Lat. N, -99.1254 Long. W), que se encuentra en la antigua zona del lago de la Ciudad de México. En cuanto a su funcionamiento se clasificaron como estructuras del grupo B.

## 2.2 Análisis sísmico

En la figura 2.4 se muestran los espectros elásticos para el diseño sísmico considerados en las NTCS-1976 y NTCS-2017, y sus correspondientes espectros reducidos.

El espectro elástico de diseño correspondiente a las NTCS-2017, se obtuvo con el programa SASID ([www.SASID.df.gob.mx](http://www.SASID.df.gob.mx)), el cual toma en cuenta la reducción de las ordenadas por el factor de reducción por comportamiento sísmico  $Q'$  y el factor de sobre-resistencia  $R$ , asimismo se obtuvo el espectro con las NTCS-1976 y el espectro reducido por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ .



**Figura 2.4** Espectros de diseño elásticos y reducidos especificados en la NTCS-1976 y la NTCS-2017

Los edificios fueron analizados conforme a las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) en su edición 1976 (Rosenblueth, 1979), y para fines de diseño, sus respectivas Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Concreto Reforzado, NTCC (González y Robles, 1987) considerando dos factores de comportamiento sísmico  $Q$ , iguales a 4 y 6. Asimismo se analizaron con las disposiciones de las NTCS-2017 considerando solo un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ .

## 2.3 Diseño

Se consideró una resistencia nominal del concreto a compresión  $f'_c=24.52$  MPa ( $250 \text{ kg/cm}^2$ ) y un esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo  $f_y=411.88$  MPa ( $4200 \text{ kg/cm}^2$ ) en el diseño de los edificios con las NTCS-1976.

Para el diseño de los edificios con las NTCS-2017 se utilizó un concreto clase I con una resistencia nominal a compresión  $f'_c=24.52$  MPa ( $250 \text{ kg/cm}^2$ ) y  $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$  para los edificios de 6 y 8 niveles, con un módulo de elasticidad  $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ .

Los muros de mampostería se consideraron de tabique de barro recocido con un espesor de 15 cm, una resistencia a la compresión  $f_m^* = 15 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad  $E_m = 600 f_m^*$ , para cargas de corta duración.

### **2.3.1 Criterios de diseño estructural**

El cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que el 60% del mismo cociente para los entrepisos superiores, por lo que se encuentra en la clasificación de planta baja débil.

Dado que en las NTCS-2017, se acepta y se establecen criterios para el caso denominado planta baja débil, se aplicaron las penalizaciones correspondientes y se optó por calcular las fuerzas sísmicas con el método estático para ambos reglamentos.

Además, como también se establece en las NTCS-2017, se consideró el efecto del agrietamiento en las vigas y columnas como se propone de  $0.5I_g$  en vigas y  $0.7I_g$  en columnas. Este efecto no se consideró en los edificios diseñados con las NTCS-1976.

Para ambos reglamentos se calcularon las combinaciones de fuerzas sísmicas y los desplazamientos máximos permisibles, con la finalidad de obtener las secciones nominales de vigas y columnas de cada edificio.

### **2.3.2 Secciones nominales**

Las secciones nominales de los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-1976 con un coeficiente sísmico igual a 4 y 6 se presentan en las tablas 2.1 y 2.2 respectivamente. Las secciones nominales de los edificios diseñados con las NTCS-2017 se presentan en la tabla 2.3. Si se desea conocer a detalle la obtención de las secciones nominales, así como el proceso de diseño a detalle, se debe consultar la tesis de Gregorio (2020).

**Tabla 2.1** Secciones nominales de los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-1976 y con  $Q=4$ , [Gregorio (2020)]

Nivel	E4Q41976		E6Q41976		E8Q41976	
	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]
1	45x45	30x50	55x55	30x60	65x65	40x70
2	45x45	30x50	55x55	30x60	65x65	40x70
3	45x45	30x40	55x55	30x55	65x65	40x70
4	45x45	30x40	50x50	30x55	65x65	40x60
5			50x50	30x50	60x60	40x60
6			50x50	30x50	60x60	40x60
7					60x60	40x55
8					60x60	40x55

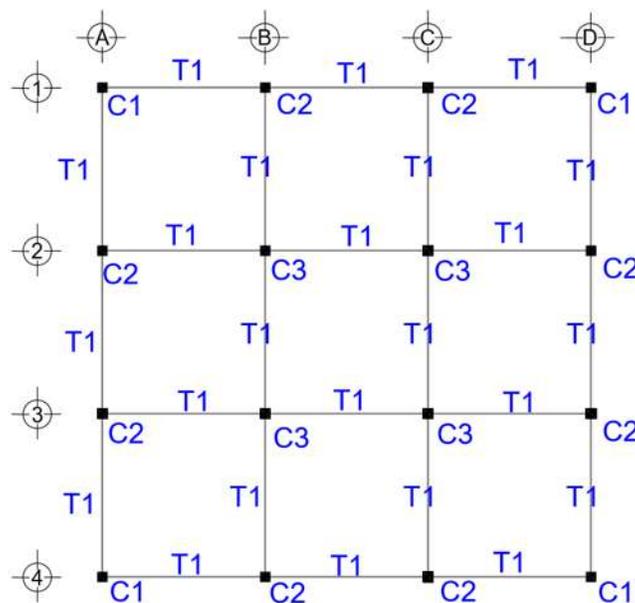
**Tabla 2.2** Secciones nominales de los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-1976 y con  $Q=6$ , [Gregorio (2020)]

Nivel	E4Q61976		E6Q61976		E8Q61976	
	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]
1	45x45	30x50	50x50	30x60	60x60	40x70
2	45x45	30x50	50x50	30x60	60x60	40x70
3	40x40	30x40	50x50	30x55	60x60	40x70
4	40x40	30x40	45x45	30x55	60x60	40x60
5			45x45	30x50	55x55	40x60
6			45x45	30x50	55x55	40x60
7					55x55	40x55
8					55x55	40x55

**Tabla 2.3** Secciones nominales de los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con un  $Q=4$ , con las NTCS-2017, [Gregorio (2020)]

Nivel	E42017		E62017		E82017	
	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]	Columnas [cm]	Vigas [cm]
1	70x70	40x70	75x75	40x75	110x110	50x80
2	60x60	30x40	65x65	30x40	100x100	30x40
3	60x60	30x40	65x65	30x40	100x100	30x40
4	60x60	30x40	55x55	30x40	100x100	30x40
5			55x55	30x40	90x90	30x40
6			55x55	30x40	90x90	30x40
7					90x90	30x40
8					90x90	30x40

En el diseño de la distribución del acero de refuerzo para cada tipo de viga y columna, se buscó que fueran lo más cercano al tipo de distribución que se usaba en la década de los 70, el cual consistía en estribos de alambre del #2 separados a más de 20 cm y paquetes de varillas en las esquinas de las secciones. Los cortes transversales de las secciones nominales en los que se presenta la distribución del acero de refuerzo de los diferentes tipos de vigas y columnas, de los edificios estudiados de 1976 y 2017 se presentan en el Apéndice A y B, respectivamente. En la figura 2.5 se presenta la distribución de los tipos de columnas y vigas en la planta típica de los edificios, la cual se replica en todos los niveles.

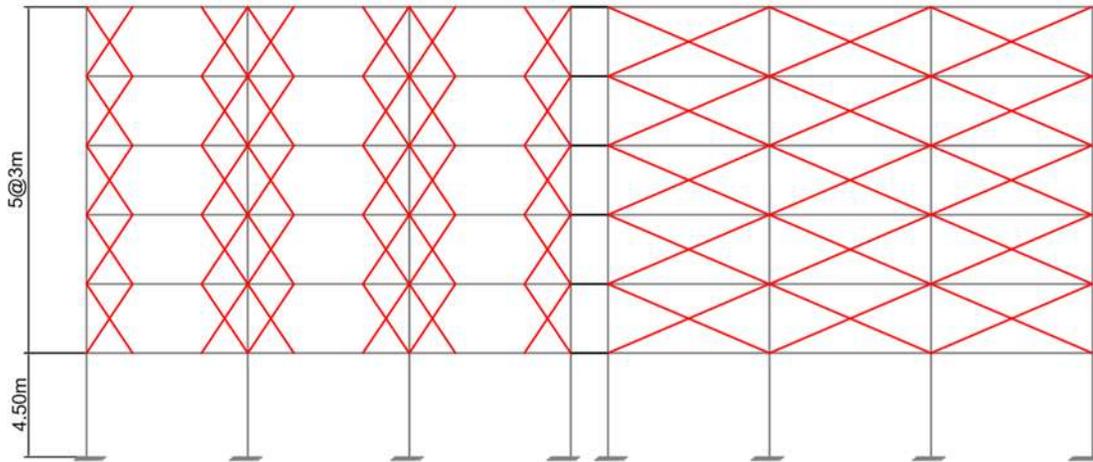


**Figura 2.5** Distribución de los tipos de columnas y vigas en la planta típica de los edificios estudiados, [Gregorio (2020)]

## 2.4 Modelado

En este apartado se describe la técnica de modelado que se utilizó para el análisis sísmico de los grupos de edificios estudiados. Se desarrollaron modelos analíticos bidimensionales que fueron analizados con el programa RUAUMOKO (Carr, 2009). Dado que los edificios presentan regularidad en su distribución, solo se modeló un marco interior y uno exterior y se consideró la mitad del peso total del edificio, concentrando el peso en los nodos.

Como estrategia de modelado, se colocaron los marcos en serie conectados por una trabe de liga articulada en ambos extremos, a la cual se le asignó un área e inercia mucho mayor al resto de los elementos, esto con la finalidad de que transmitiera los desplazamientos, sin influir, de un marco a otro. Se supuso un diafragma rígido, en la figura 2.6 se muestran los marcos modelados en serie.



**Figura 2.6** Marcos modelados en serie y unidos por una trabe de liga

#### **2.4.1 Modelado de vigas y columnas**

En el modelado de las vigas y columnas se consideró la formación de articulaciones plásticas en sus extremos, donde se supuso que se concentra el daño. La dimensión de la articulación plástica se consideró como el 90% del peralte de la viga y el 50% del ancho de la columna.

Asimismo, se supuso un comportamiento histerético momento-curvatura descrito por el modelo de Takeda, que se incluye en la biblioteca de RUAUMOKO (Carr, 2009), con parámetros  $\beta=0$  y  $\alpha=0.5$ , considerando una rigidez de post-fluencia igual a 0.01% para evitar problemas de inestabilidad numérica.

Se consideró la participación de la losa de piso en el modelado de las vigas, la cual aporta resistencia y rigidez adicional. Para ello, se supuso un ancho de patín a cada lado de la viga y se obtuvo el diagrama de momento-curvatura. A partir de este diagrama, se obtuvo el momento de fluencia negativo  $M_y^{(-)}$ . Asimismo, se obtuvo el diagrama de momento-

curvatura de la viga para obtener el momento de fluencia positivo  $M_y^{(+)}$ , considerando únicamente la sección rectangular.

Para obtener la longitud de los patines a cada lado del alma de la viga, se supuso una losa de piso de 15cm de espesor, suponiendo que era el peralte habitual en los años 70, y se utilizaron 2 criterios establecidos en NTCS-1976, de los cuales se compararon las dimensiones resultantes y se utilizó la más desfavorable.

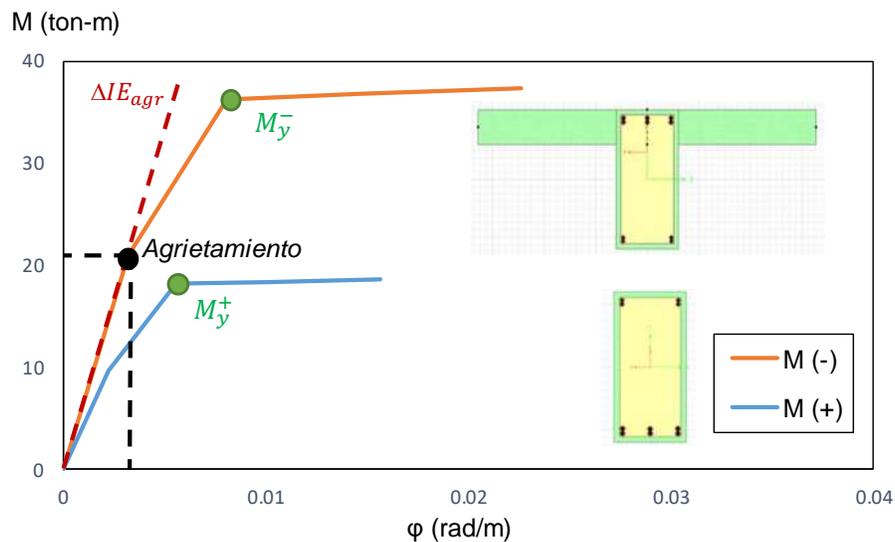
**Criterio 1:** La longitud del claro entre columnas dividida entre 4.

$$b_e = \frac{l}{4} = \frac{655 \text{ cm}}{4} = 163.75 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

**Criterio 2:** Dieciséis veces el espesor de la losa más la base de la sección de la viga

$$b_e = 16t + b' = 16(15) + 30 = 270 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

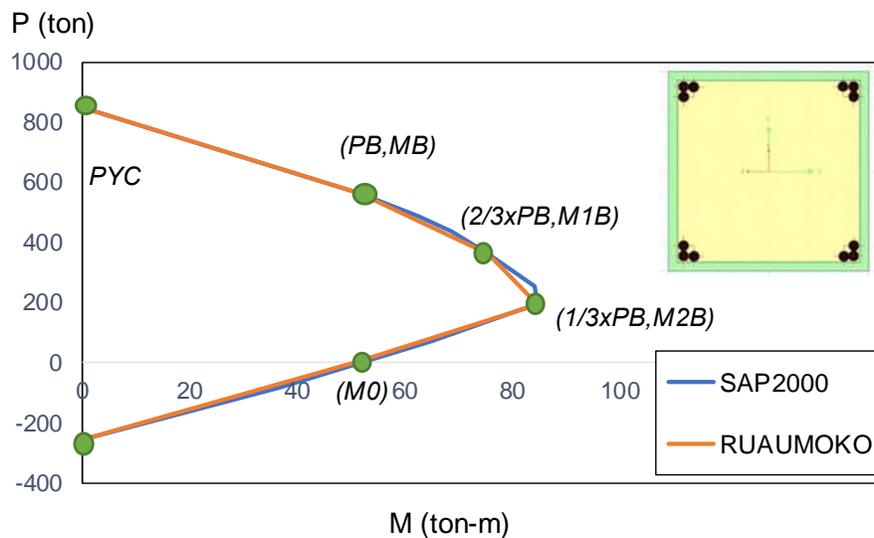
Por lo cual, se optó por el criterio 1 para calcular la dimensión efectiva de la losa de piso. En la figura 2.7 se muestra un ejemplo de la obtención de los momentos de fluencia de una viga, necesarios para el modelado de las vigas en RUAUMOKO (Carr, 2009).



**Figura 2.7** Ejemplo de las secciones modeladas y los diagramas momento-curvatura obtenidos de estas para determinar los momentos de fluencia positivo y negativo, de una viga del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=6$  y con las NTCS-1976

Para modelar el comportamiento de las columnas se consideró su interacción carga axial-momento ( $P-M$ ), de acuerdo al criterio incluido en el programa RUAUMOKO (Carr, 2009). Para ello, se modeló la sección transversal de las columnas con la herramienta *Section Designer* incluida en el programa SAP2000 (CSI, 2018), para obtener su diagrama de interacción ( $P-M$ ). Este diagrama  $P-M$  se procesó para cumplir con el criterio de RUAUMOKO (Carr, 2009), el cual lo reduce a 6 puntos representativos del diagrama generado con SAP2000 (CSI, 2018).

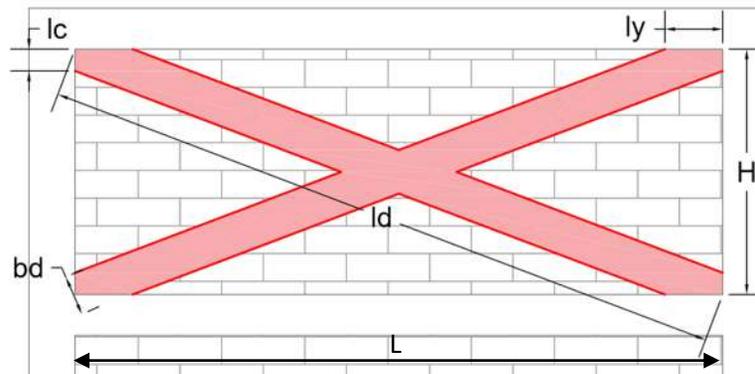
En la figura 2.8 se ilustran los diagramas de interacción obtenidos con *Section Designer* y el criterio requerido en RUAUMOKO (Carr, 2009), el cual idealiza el diagrama  $P-M$  considerando 6 puntos que se indican en la misma figura (donde  $P_{YC}$  es la fuerza de compresión axial (cuando la columna solo actúa a compresión),  $P_B$  Fuerza de compresión axial en  $B$ ,  $M_B$  es el Momento de rendimiento en  $B$ ,  $M_{1B}$  es el Momento de rendimiento cuando el momento es igual a  $2/3P_B$ ,  $M_{2B}$  es el Momento de rendimiento cuando el momento es igual a  $1/3P_B$ ,  $P_{YT}$  es el Momento de rendimiento cuando se presenta carga axial nula ( $M_0$ ) y Fuerza de tensión axial).



**Figura 2.8** Ejemplo de las secciones modeladas y los diagramas de interacción obtenidos de estas para determinar los puntos del diagrama necesarios para el modelado de las mismas en RUAUMOKO (Carr, 2009), de una columna C2 ubicada en el tercer nivel del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=6$

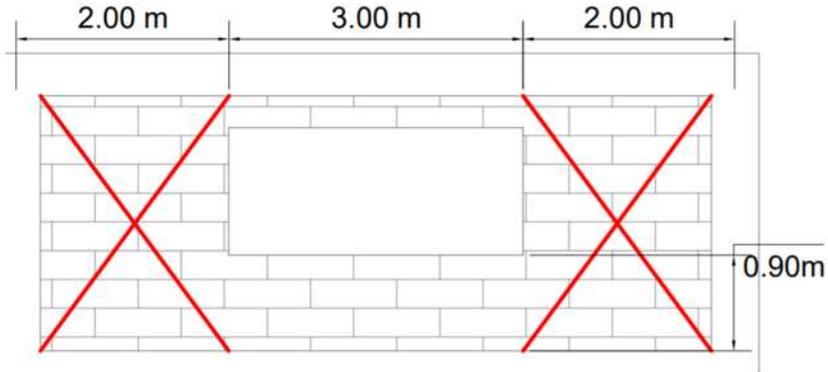
### 2.4.2 Modelado de muros de mampostería

Para modelar los muros de mampostería de los pisos superiores a la planta baja en el programa RUAUMOKO (Carr, 2009), se empleó la técnica de puntal de compresión, la cual se indica en las NTCM-2017 (Gaceta, 2017). Esta, se basa en la observación del comportamiento del muro diafragma, donde el muro queda apoyado únicamente en dos esquinas opuestas, de tal modo, que se transmite la fuerza lateral a lo largo de la diagonal que se considera articulada para proporcionar solo rigidez axial. La participación de los muros solo es a compresión ya que en la otra diagonal actúan los esfuerzos a tensión que hacen que las esquinas se separen, en la figura 2.9 se ilustra la técnica del modelado de los muros.



**Figura 2.9** Modelado de los muros con la técnica del puntal de compresión, para los muros de marcos interiores

En el caso del modelado de los marcos exteriores, que como se mencionó, estos se consideraron con aberturas para ventanas, se modelaron considerando dos diagonales equivalentes tomando la porción del muro del lado derecho y del lado izquierdo de la ventana (SMIE, 2005). El efecto que produce el agrietamiento en los muros fue considerado modelando a la mitad el ancho calculado de la diagonal equivalente, como lo dicen las NTCM-2017 (Gaceta, 2017), este modelado se ilustra en la figura 2.10.



**Figura 2.10** Técnica de modelado de los muros como diagonales equivalentes, para los muros de marcos exteriores

El cálculo de las propiedades geométricas de las diagonales fue realizado por Gregorio (2020), de acuerdo a las disposiciones de las NTCM-2017 resultando las siguientes dimensiones:

**Tabla 2.4** Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 4 niveles

Diagonal Interior		Diagonal Exterior	
$l_d$	690.8 cm	$l_d$	310.6 cm
$\theta_d$	0.4	$\theta_d$	1.0
$l_c$	356.1 cm	$l_c$	332.6 cm
$l_v$	553.4 cm	$l_v$	371.1 cm
$b_d$	86.0 cm	$b_d$	39.0 cm
$a$	1290.0 cm <sup>2</sup>	$a$	585.0 cm <sup>2</sup>
$I$	795070.0 cm <sup>4</sup>	$I$	74148.7 cm <sup>4</sup>

**Tabla 2.5** Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado considerando muros agrietados

Diagonal Interior		Diagonal Exterior	
$l_d$	640.2 cm	$l_d$	296.7 cm
$\theta_d$	0.4	$\theta_d$	1.1
$l_c$	671.9 cm	$l_c$	650.6 cm
$l_v$	532.8 cm	$l_v$	362.7 cm
$b_d$	80.0 cm	$b_d$	37.0 cm
$a$	1200.0 cm <sup>2</sup>	$a$	555.0 cm <sup>2</sup>
$I_{agr}$	640,000.0 cm <sup>4</sup>	$I_{agr}$	63316.2 cm <sup>4</sup>

**Tabla 2.6** Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado sin considerar muros agrietados

Diagonal Interior	
$l_d$	686.2 cm
$\theta_d$	0.4
$l_c$	592.7 cm
$l_v$	551.6 cm
$b_d$	86.0 cm
$a$	1290.0 cm <sup>2</sup>
$I_{agr}$	795070.0 cm <sup>4</sup>

Diagonal Exterior	
$l_d$	309.6 cm
$\theta_d$	1.0
$l_c$	555.0 cm
$l_v$	370.5 cm
$b_d$	39.0 cm
$a$	585.0 cm <sup>2</sup>
$I_{agr}$	74148.8 cm <sup>4</sup>

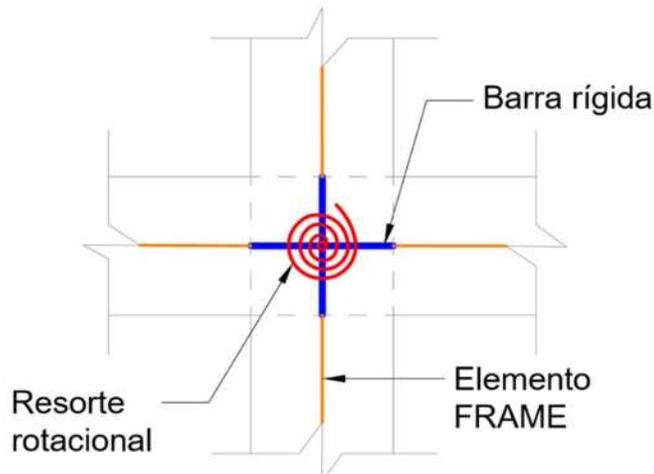
**Tabla 2.7** Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 8 niveles:

Diagonal Interior	
$l_d$	653.9 cm
$\theta_d$	0.4
$l_c$	586.8 cm
$l_v$	538.4 cm
$b_d$	81.0 cm
$a$	1215.0 cm <sup>2</sup>
$I_{agr}$	664301.2 cm <sup>4</sup>

Diagonal Exterior	
$l_d$	300.2 cm
$\theta_d$	1.0
$l_c$	562.2 cm
$l_v$	346.8 cm
$b_d$	38.0 cm
$a$	570.0 cm <sup>2</sup>
$I_{agr}$	68590.0 cm <sup>4</sup>

### 2.4.3 Modelado de la unión viga-columna

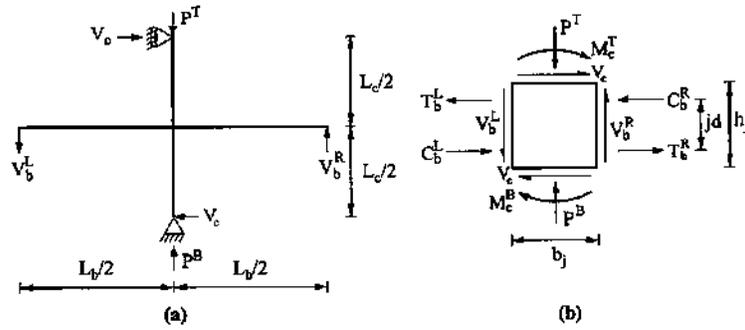
En esta investigación, un grupo de edificios fue diseñado con una unión viga-columna flexible empleando la técnica de modelado propuesta por Alath y Kunnath (1995). En esta se considera al nudo como 4 barras rígidas cuya longitud es igual a la mitad del ancho de la viga y/o de la columna, esto depende de la barra que se trate, y un resorte rotacional ubicado en la intersección de las barras rígidas, este no tiene longitud. En la figura 2.11 se ilustran los elementos descritos en esta técnica de modelado.



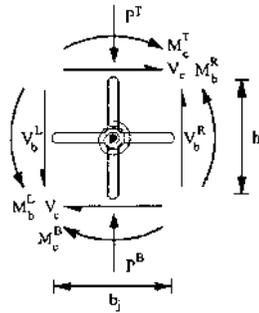
**Figura 2.11** Modelado de la unión viga-columna flexible con la técnica propuesta por Alath y Kunnath (1995)

Se representó el comportamiento histerético momento-rotación a través del modelo degradante de Stewart, este describe una degradación de la rigidez y adelgazamiento de los lazos, el cual es un criterio incluido en el programa RUAUMOKO (Carr, 2009).

En los parámetros del modelo histerético se consideró la relación entre la resistencia a flexión en vigas y columnas con la resistencia a cortante de la unión viga-columna, como lo proponen Celik y Ellingwood (1988), a través de una serie de relaciones que consideran las propiedades de las vigas y columnas del edificio determinado. En la figura 2.12 se muestran las variables en la unión viga-columna que consideran las ecuaciones de Celik y Ellingwood (1988) y en la figura 2.13 se muestra el nudo representado por las 4 barras rígidas y el resorte rotacional, con las variables necesarias para calcular las propiedades de resorte y las barras.



**Figura 2.12** Diagramas de cuerpo libre: (a) del interior de la unión viga-columna, (b) de la unión viga columna considerando el panel, [figura tomada de Celik y Ellingwood, 1988]



**Figura 2.13** Diagrama de cuerpo libre que ejemplifica las variables para calcular las propiedades de la unión viga-columna flexible, [figura tomada de Celik y Ellingwood, 1988]

A continuación, se presentan las ecuaciones propuestas por Celik y Ellingwood (1988), para calcular las propiedades mecánicas del nodo flexible, necesarias para su modelado en RUAUMOKO (Carr, 2009):

$$T_{jh} = \frac{V_{jh}}{A_{jh}} \quad (Ec. 2.3)$$

$$M_j = T_{jh} A_{jh} \frac{1}{\frac{1-b_j/L_b}{jd} + \frac{1}{L_c}} \quad (Ec. 2.4)$$

$$(M_j^{+,-})^{y,u} = \min \left[ \frac{(M_C^B)^{y,u} + (M_C^T)^{y,u}}{\eta_C}, \frac{\alpha(M_{IB}^+)^y + (M_{IB}^-)^{y,u}}{\eta_B} \right] \quad (Ec. 2.5)$$

$$(M_j^+)^{y,u} = \min \left[ \frac{(M_C^B)^{y,u} + (M_C^T)^{y,u}}{\eta_C}, \frac{\alpha(M_{EB}^+)^y}{\eta_B} \right] \quad (Ec. 2.6)$$

A modo de ejemplo, se presenta el proceso del cálculo de las propiedades de la unión viga-columna flexible para el edificio de 6 niveles con un  $Q=4$ . Los cálculos de las propiedades de los nodos flexibles para el resto de los edificios estudiados, se anexan en el Apéndice C.

**Tabla 2.8** Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=4$

COLUMNAS					
Nivel	b [cm]	C1		C2	
		$M_Y$ [kg-cm]	$M_U$ [kg-cm]	$M_Y$ [kg-cm]	$M_U$ [kg-cm]
6	50	3532297	4944221	3532297	4944221
5	50	3532297	4944221	3532297	4944221
4	50	3532297	4944221	3532297	4944221
3	55	5846290	8291145	5846290	8291145
2	55	5846290	8291145	5846290	8291145
1	55	6667507	9354482	6240978	9100765

**Tabla 2.9** Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=4$

VIGAS						
Nivel	b [cm]	d [cm]	$M_Y (+)$ [kg-cm]	$M_Y (-)$ [kg-cm]	$M_U (+)$ [kg-cm]	$M_U (-)$ [kg-cm]
6	30	50	1490486	2536782	2025583	3157502
5	30	50	1490486	2536782	2025583	3157502
4	30	55	1655508	3297087	2229010	3975481
3	30	55	1655508	3297087	2229010	3975481
2	30	60	1820845	3619003	2455894	3967116
1	30	60	1820845	3619003	2455894	3967116

**Tabla 2.10** Datos del nudo del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=4$

DATOS DEL NUDO						
Nivel	$b_j$ [cm]	$L_b$ [cm]	$j_d$ [cm]	$L_c$ [cm]	$\eta_c$	$\eta_B$
6	30	650	35	250	0.80	0.95
5	30	650	35	247.5	0.80	0.95
4	30	650	38.5	245	0.78	0.95
3	30	645	38.5	242.5	0.77	0.95
2	30	645	42	240	0.75	0.95
1	30	645	42	420	0.86	0.95

A continuación, se definen algunas literales y factores necesarios para sustituir en las ecuaciones de Celik y Ellingwood (1988).

Datos del agrietamiento:

$$\rho = 0.008$$

$$\tau_{cr} = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 270.4 \text{ kg-cm}$$

Datos del nudo:

$$b_j = \text{Ancho de la zona del panel}$$

$$L_b = \text{Longitud libre de la viga}$$

$$j_d = \text{Brazo de palanca (0.7 h)}$$

$$L_c = \text{Longitud libre de la columna}$$

Factores:

$$\lambda = 0.017$$

$$\eta_c = 0.83 \text{ Columnas}$$

$$\eta_B = 0.94 \text{ Vigas}$$

**Tabla 2.11** Datos del diagrama momento-curvatura del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=4$

MARCO EXTERIOR E INTERIOR				
Nivel	Nudo exterior		Nudo interior	
	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
6	1562029	2122811	4003841	5159154
5	1562029	2122811	4220577	4220577
4	1734972	2336002	5190320	5190320
3	1735613	2336865	5192237	5192237
2	1908950	2574728	5703066	5703066
1	1908950	2574728	5703066	5703066

Propiedades del concreto:

**Rango**= 0.007 Rangos establecidos en Celik y Ellingwood (1988)

**E**= 221359.436 kg-cm

**Tabla 2.12** Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=4$

$\varphi$	Nivel	Nudo exterior		Nudo interior		$K_{vig}$
		$\Delta$	$K_{0e}$	$\Delta$	$K_{0i}$	
0.00015556	6	10041617109	45,363.40	25738976009	116,276.84	156,250.00
0.00015556	5	10041617109	45,363.40	27132279840	122,571.15	156,250.00
0.00014141	4	12268733287	55,424.49	36702974031	165,807.14	207,968.75
0.00014141	3	12273264954	55,444.96	36716530904	165,868.38	207,968.75
0.00012963	2	14726188825	66,526.14	43995084055	198,749.53	270,000.00
0.00012963	1	14726188825	66,526.14	43995084055	198,749.53	270,000.00

Donde:

$\Delta$ , Pendiente del diagrama de Momento-Curvatura

$K_{0e}$ ,  $K_{0i}$ , Rigidez del nudo exterior o interior

$K_{vig}$ , Rigidez de la viga

#### **2.4.4 Modelado de la interacción suelo-estructura**

Los edificios deñados con las NTCS-1976 con unión viga-columna rígida y unión viga-columna flexible y los diseñados con las NTCS-2017, se modelaron con las columnas empotradas. Se consideró un amortiguamiento de Rayleigh, suponiendo un 5% del amortiguamiento crítico en los primeros dos modos de vibración para los edificios de concreto.

En el último grupo de edificios se integró el modelado de la interacción suelo-estructura para determinar su efecto en el comportamiento sísmico de los edificios modelados con las NTCS-1976.

El modelado de la interacción suelo-estructura se realizó de acuerdo al criterio de Wolf (Wolf, 2004), el cual propone un conjunto de expresiones empíricas para la estimación de la rigidez del suelo para sus diferentes grados de libertad, traslaciones, rotación y torsión.

Las formulas empíricas propuestas por Wolf (Wolf, 2004), empleadas a este estudio, se muestran a continuación. Se aplican para relaciones de  $e/r \leq 2$ .

$$\text{Horizontal} \quad K_x = \frac{8Gr}{2-\nu} \left(1 + \frac{e}{r}\right) \quad (\text{Ec. 2.7})$$

$$\text{Vertical} \quad K_y = \frac{4Gr}{1-\nu} \left(1 + 0.54 \frac{e}{r}\right) \quad (\text{Ec. 2.8})$$

$$\text{Balanceo} \quad K_r = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 2.3 \frac{e}{r} + 0.58 \left(\frac{e}{r}\right)^3\right) \quad (\text{Ec. 2.9})$$

$$\text{Torsional} \quad K_t = \frac{16Gr^3}{3} \left(1 + 2.67 \frac{e}{r}\right) \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Donde “K” es la rigidez del terreno, “G” es el módulo de rigidez al corte, “r” es el radio de la cimentación cilíndrica, “e” es la profundidad de la cimentación y “ν” es el módulo de Poisson del suelo.

En el estudio solo se consideraron las rigideces de  $K_x$ ,  $K_y$  y  $K_r$ , sin considerar la torsión en la respuesta de los edificios por el efecto de la interacción suelo estructura.

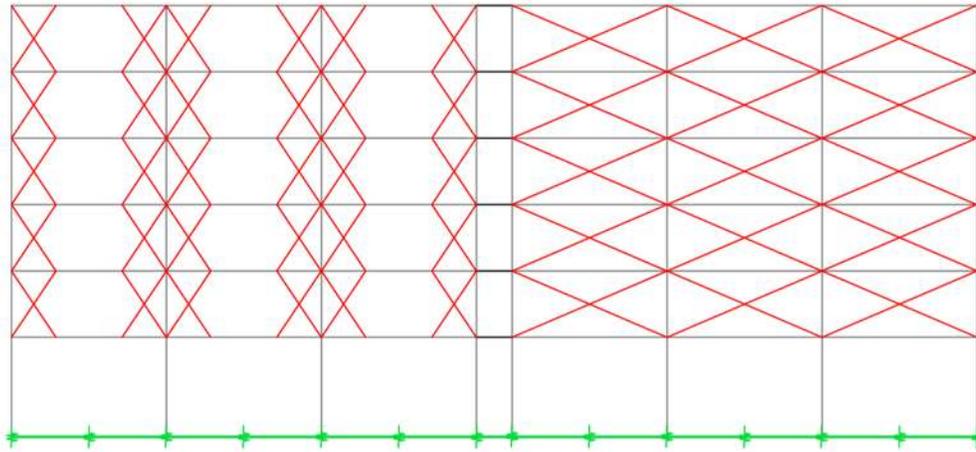
**Tabla 2.13** Calculo de la rigidez horizontal, rotacional y vertical para el modelado de la interacción suelo-estructura en RUAUMOKO (Carr, 2009)

Grado de libertad	Parámetros		Expresión	Rigidez [ton/m]
Horizontal ( $K_x$ )	$G = 722.5 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	$r = 10.5m$	$K_x = \frac{8Gr}{2-\nu} \left(1 + \frac{e}{r}\right)$	523796
Rotacional ( $K_r$ )			$K_r = \frac{8Gr^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 2.3 \frac{e}{r} + 0.58 \left(\frac{e}{r}\right)^3\right)$	70932637
Vertical ( $K_y$ )		$e = 4m$	$r = 3.5m$	$K_y = \frac{4Gr}{1-\nu} \left(1 + 0.54 \frac{e}{r}\right)$

Finalmente se adicono el modelado de la interacción suelo-estructura en el modelo con unión viga-columna flexible. Para fines de modelado, el suelo se representó como una trabe de liga de cimentación con un elemento FRAME que unía los resortes con las características

calculadas, además se modelaron resortes en la base de las columnas y el centro de la separación de las columnas.

En la figura 2.14 se presenta la técnica del modelado de la interacción suelo-estructura en el edificio de 6 niveles.

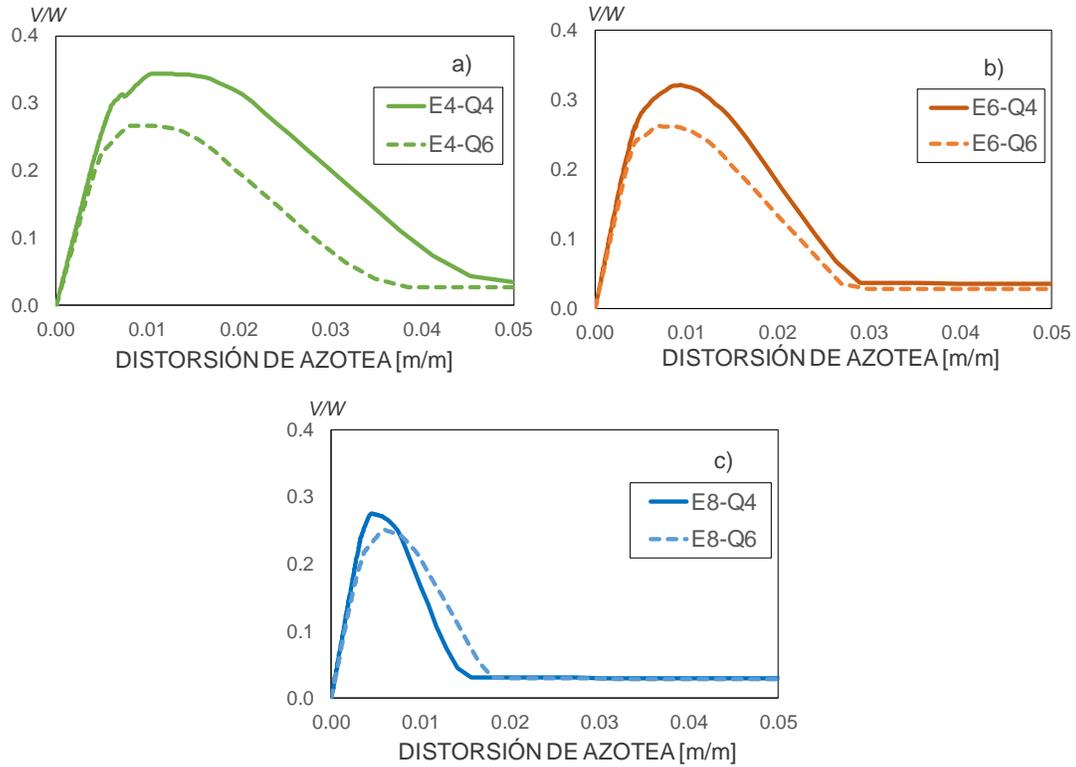


**Figura 2.14** Modelado en RUAUMOKO (Carr,2009) de la interacción suelo-estructura como resortes y elementos FRAME

## 2.5 Curvas de capacidad

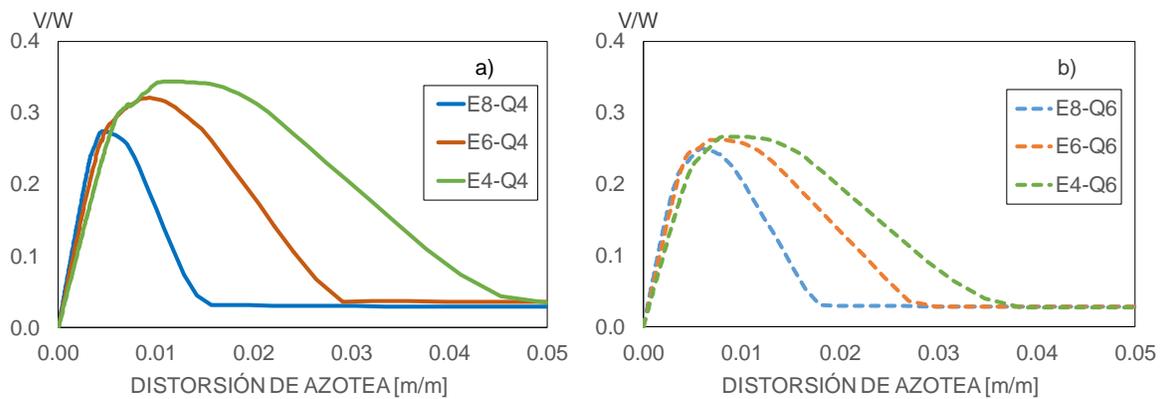
Con la finalidad de conocer las propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios estudiados, se realizó un análisis estático no lineal incremental para cada edificio con el programa RUAUMOKO (Carr, 2009). En este, se consideró una distribución de fuerzas triangular invertida, del cual se obtuvieron las curvas de capacidad que se representan como el cortante basal normalizado respecto al peso total ( $V/W$ ), contra el desplazamiento total de la azotea normalizado respecto a la altura total del edificio analizado.

En la figura 2.15 se presenta la comparación de las curvas de capacidad del grupo de edificios diseñados con NTCS-1976 y modelados con conexiones viga-columna rígida para un  $Q=4$  y  $Q=6$ .



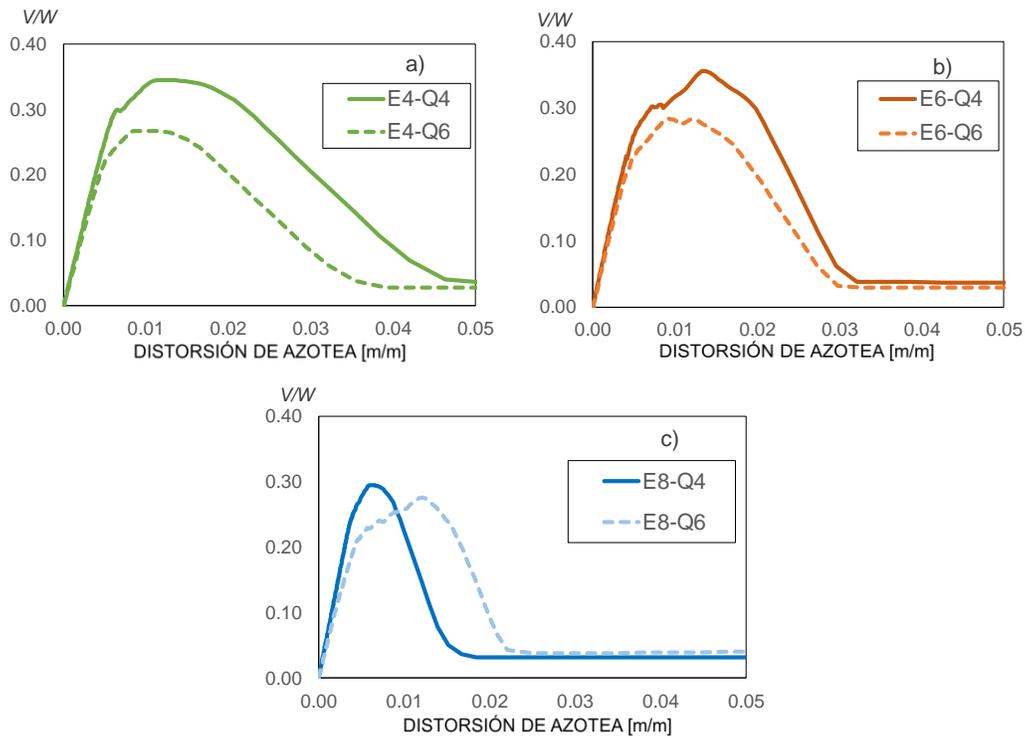
**Figura 2.15** Comparación de las curvas de capacidad de los edificios con el mismo número de niveles, pero diseñados con  $Q=4$  y con  $Q=6$  y las NTCS-1976: a) se presentan las curvas del edificio de 4 niveles, b) las del edificio de 6 niveles y finalmente en c) las del edificio de 8 niveles

En la figura 2.16 se presenta la comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con el mismo  $Q$ .

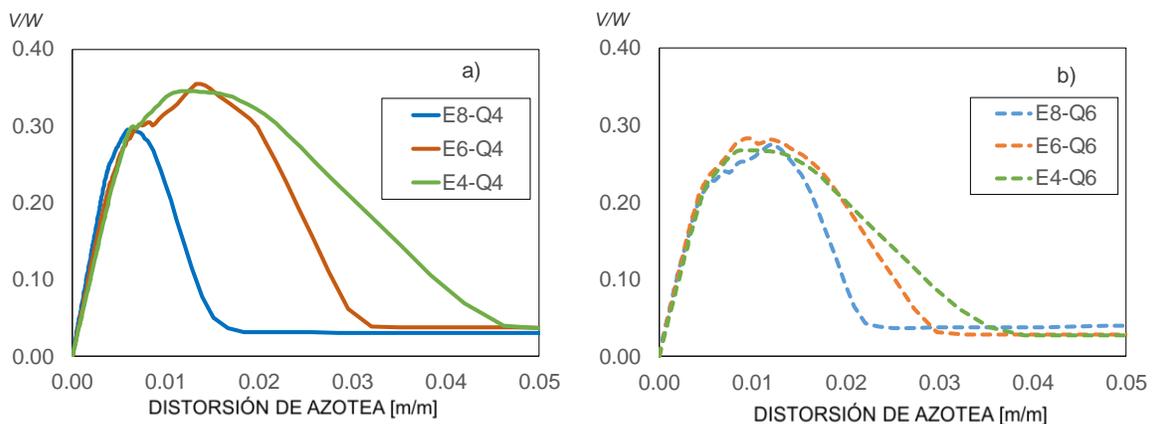


**Figura 2.16** Comparación de las curvas de capacidad de los edificios de diferente nivel, pero con el mismo  $Q$ : a) los modelos diseñados con  $Q=4$  y b) los modelos diseñados con  $Q=6$

En la figura 2.17 se presenta la comparación de las curvas de capacidad del grupo de edificios diseñados con las NTCS-1976 modelados con unión viga-columna flexible.

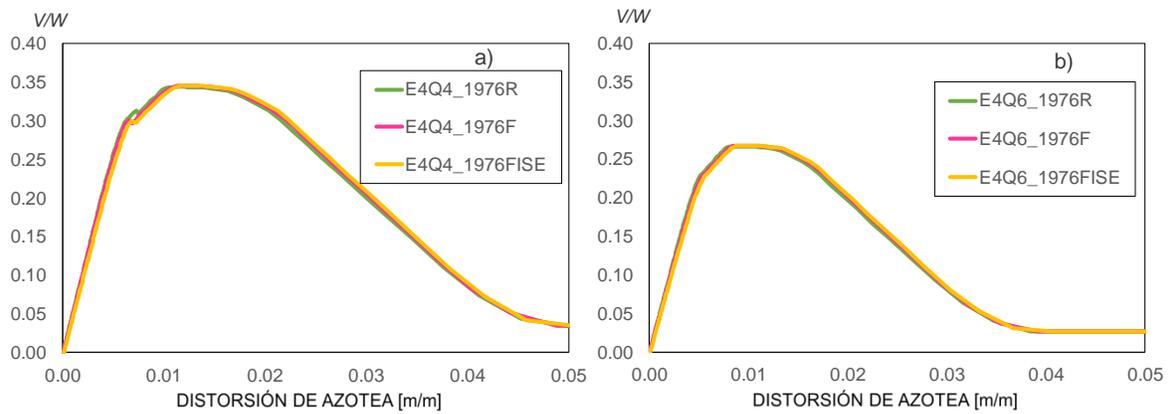


**Figura 2.17** Comparación de las curvas de capacidad de los edificios con el mismo número de niveles, pero diseñados con  $Q=4$  y con  $Q=6$ : a) se presentan las curvas del edificio de 4 niveles, b) las del edificio de 6 niveles y finalmente c) las del edificio de 8 niveles

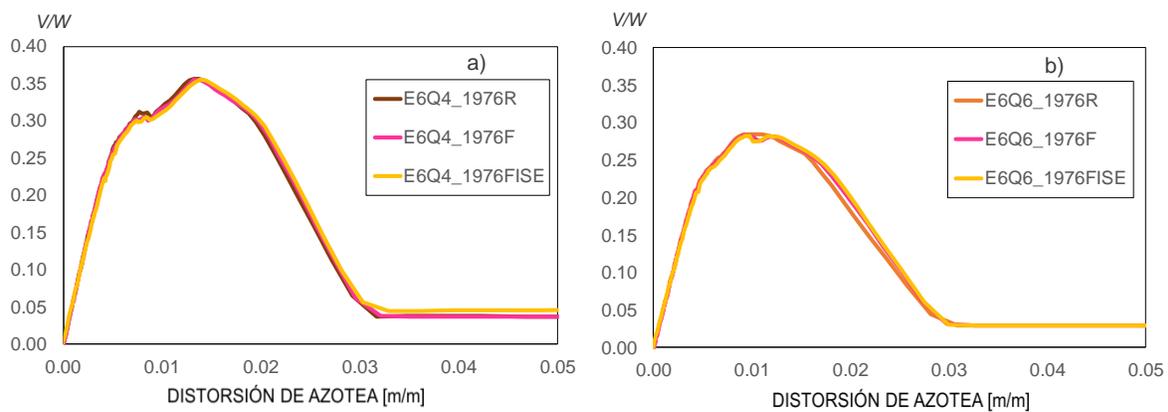


**Figura 2.18** Comparación de las curvas de capacidad de los edificios de diferente nivel, pero con el mismo  $Q$  y las NTCS-1976: a) los modelos diseñados con  $Q=4$  y b) los modelos diseñados con  $Q=6$

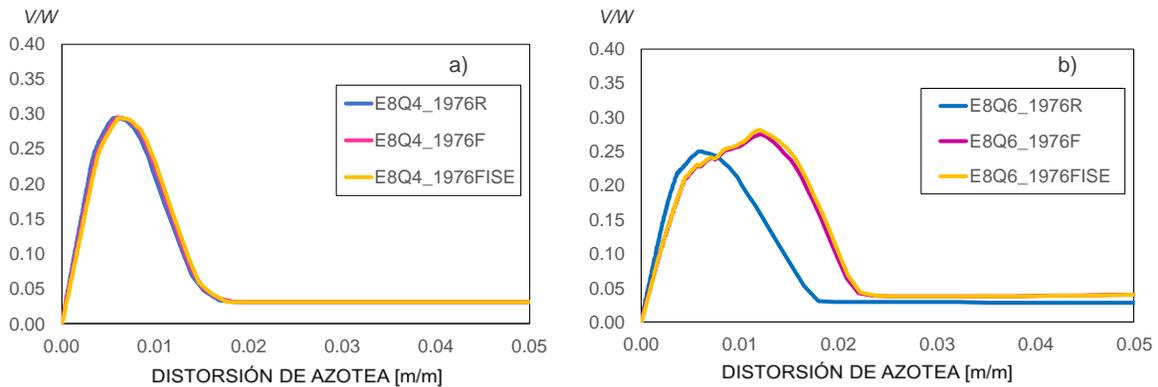
Las curvas de capacidad del grupo de edificios que integra la interacción suelo-estructura y la unión viga-columna flexible no se presentan, debido a que al integrar la interacción suelo-estructura al edificio diseñado con unión viga-columna flexible no muestra un efecto significativo en las curvas de capacidad y se superponen a las curvas de capacidad del edificio con unión viga-columna flexible. Como se ilustra en la comparación de las curvas de capacidad de los edificios del mismo número de niveles para las NTCS-2017.



**Figura 2.19** Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con las NTCS-1976 de 4 niveles: a) los diseñados con  $Q=4$  y b) lo diseñados con  $Q=6$

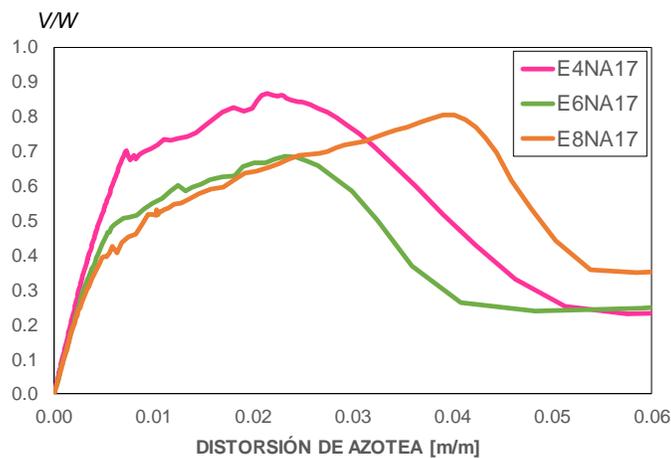


**Figura 2.20** Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con las NTCS-1976 de 6 niveles: a) los diseñados con  $Q=4$  y b) lo diseñados con  $Q=6$



**Figura 2.21** Comparación de las curvas de capacidad de los edificios diseñados con las NTCS-1976 de 8 niveles: a) los diseñados con  $Q=4$  y b) lo diseñados con  $Q=6$

Así mismo, se presenta en la figura 2.22, la comparación de las curvas de capacidad del grupo de edificios diseñados con las NTCS-2017.



**Figura 2.22** Comparación de las curvas de capacidad de los edificios de diferente nivel, diseñados con las NTCS-2017

Al observar las curvas de capacidad de cada edificio, se puede apreciar que la capacidad de carga decae bruscamente al alcanzar la resistencia del edificio, esto se le puede imputar a la formación del mecanismo de planta baja débil. También se aprecia, que el cambio de  $Q=6$  a

$Q=4$ , aumenta significativamente la resistencia del edificio, en este caso se trata del 28.9%, 25.35 y 5.4% para los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente.

Adicionalmente se puede apreciar que los edificios diseñados con las NTCS-2017 tienen mayor rigidez lateral, así como mayor capacidad resistente y distorsión de azotea asociada a la fluencia, esto se aprecia en el inicio de la pendiente negativa una vez alcanzada la resistencia del edificio se presenta a un nivel de distorsión de azotea mayor que aquella observada para los edificios diseñados con las NTCS-1976.

Para fines del estudio, se presentan las propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios que son objeto de estudio, las cuales se enlistan en las tablas siguientes.

**Tabla 2.14** Propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios diseñados con unión viga-columna rígida con las NTCS-1976

<b>Modelo</b>	$T_1 [s]$	$C_y$	$\theta_y [ \% ]$
E8Q676R	1.03	0.21	0.37
E8Q476R	0.96	0.24	0.37
E6Q676R	0.97	0.24	0.45
E6Q476R	0.92	0.27	0.46
E4Q676R	0.90	0.23	0.50
E4Q476R	0.87	0.3	0.62

**Tabla 2.15** Propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios diseñados con unión viga-columna flexible con las NTCS-1976

<b>Modelo</b>	$T_1 [s]$	$C_y$	$\theta_y [ \% ]$
E8Q676F	1.11	0.21	0.40
E8Q476F	1.03	0.25	0.20
E6Q676F	1.03	0.25	0.45
E6Q476F	0.96	0.26	0.46
E4Q676F	0.96	0.22	0.50
E4Q476F	0.92	0.3	0.62

**Tabla 2.16** Propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios diseñados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura diseñados con las NTCS-1976

<b>Modelo</b>	<b><math>T_1</math> [s]</b>	<b><math>C_y</math></b>	<b><math>\theta_y</math> [%]</b>
E8Q676FISE	1.16	0.21	0.40
E8Q476FISE	1.04	0.25	0.20
E6Q676FISE	1.05	0.25	0.45
E6Q476FISE	0.99	0.26	0.46
E4Q676FISE	0.98	0.22	0.50
E4Q476FISE	0.94	0.3	0.62

**Tabla 2.17** Propiedades dinámicas y mecánicas de los edificios diseñados con las NTCS-2017

<b>Modelo</b>	<b><math>T_1</math> [s]</b>	<b><math>C_y</math></b>	<b><math>\theta_y</math> [%]</b>
E8NA17	0.81	0.68	0.65
E6NA17	0.70	0.46	0.50
E4NA17	0.57	0.39	0.45

En estas, se observa que el modelado de la unión viga columna-flexible incrementa el periodo fundamental de los edificios,  $T_1$ , pero no se aprecia una influencia significativa en el coeficiente de fluencia,  $C_y$  (es decir, la fuerza cortante asociada a la fluencia normalizada con respecto al peso del edificio), y a la distorsión de azotea asociada a la fluencia,  $\theta_y$ .

El modelado de la interacción suelo-estructura también incrementa el periodo fundamental, pero de una manera prácticamente despreciable.

Comprando los periodos fundamentales de vibración, se observa que los periodos de los edificios diseñados con las NTCS-2017 son mucho menores a los de los edificios diseñados con las NTCS-1976.

## **MOVIMIENTOS DEL TERRENO**

---

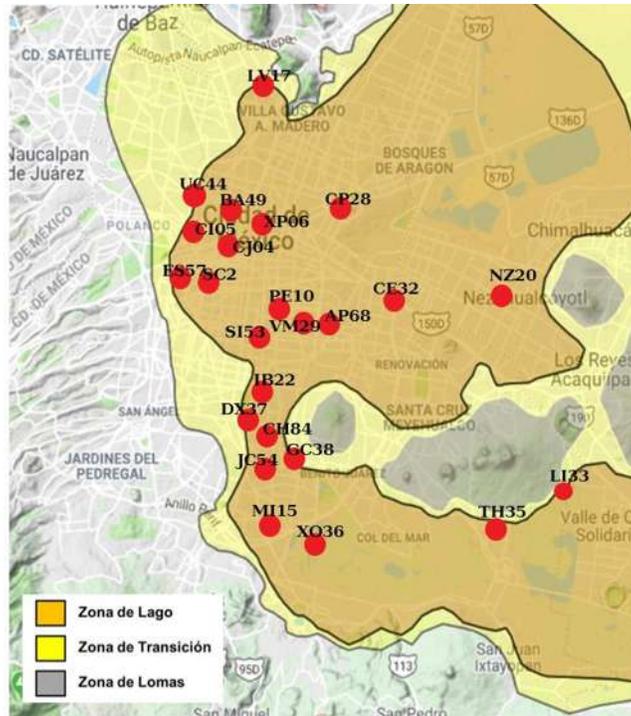
### **3.1 Selección de acelerogramas**

Con la finalidad de investigar el comportamiento sísmico de los edificios estudiados ante el temblor ocurrido el 19 de septiembre de 2017 ( $M_w=7.1$ ), se seleccionaron 48 historias de aceleración correspondientes a las componentes horizontales (N00E y N90W) registradas en 24 estaciones sismográficas ubicadas en la Ciudad de México.

La selección del conjunto de historias de aceleración se realizó de acuerdo a la intensidad del movimiento del terreno que registraron, dado que se seleccionaron aquellas con mayores aceleraciones máximas del terreno registradas en la zona de lago y zona de transición de la Ciudad de México. Los registros sísmicos se obtuvieron de la Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM, 2019), operada por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C.

La zona de transición está constituida principalmente por estratos arenosos y limo arenosos. La zona de lago es la región donde se localizaban los lagos de Texcoco y Xochimilco, su suelo consiste en depósitos lacustres muy blandos y compresibles con altos contenidos de

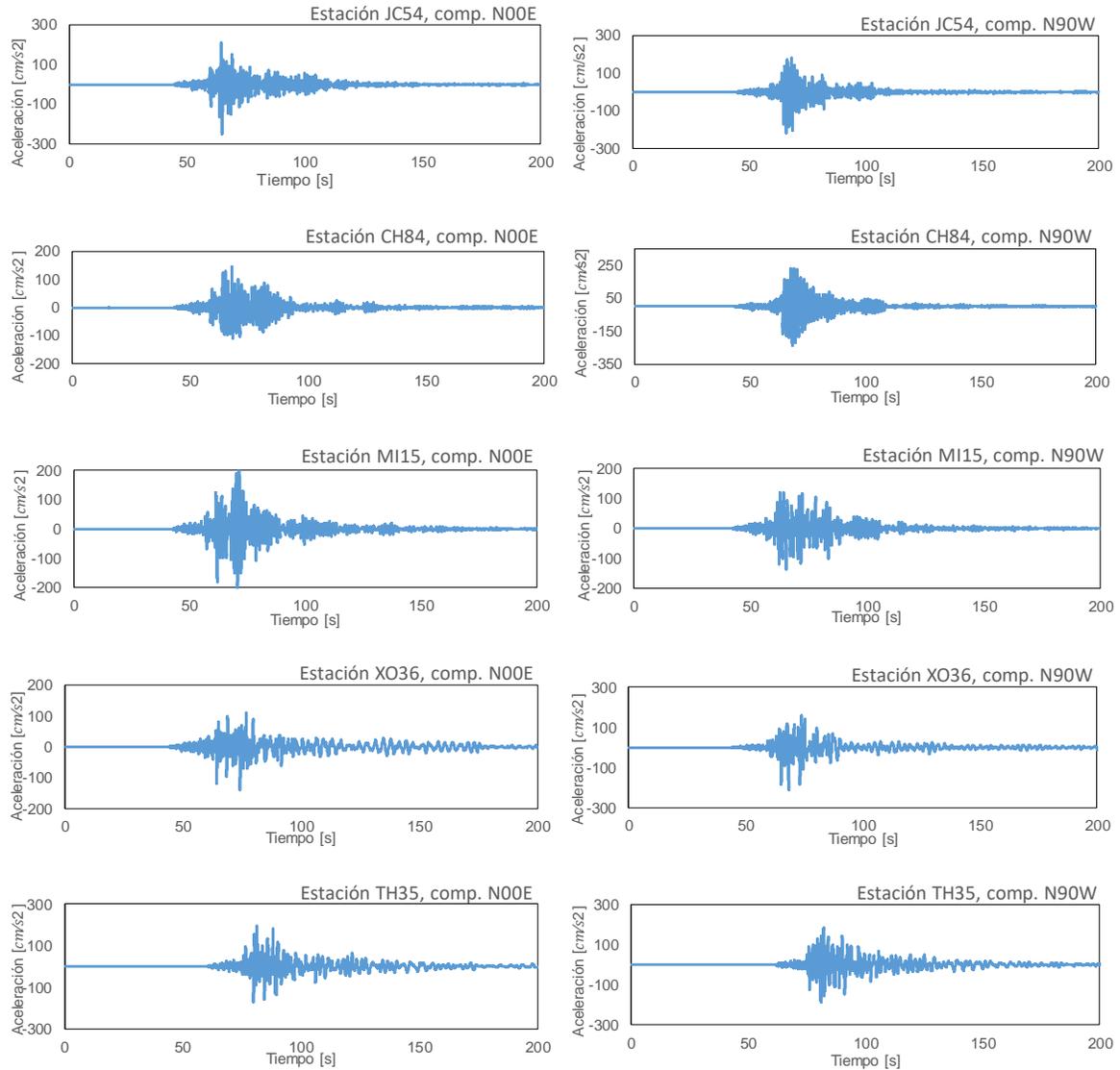
agua, lo que favorece la amplificación de las ondas sísmicas. En la figura 3.1 se ilustra la ubicación de las estaciones seleccionadas en color rojo, mientras que en la tabla 3.1 se describen las características de las historias de aceleración.



**Figura 3.1** Ubicación de las 24 estaciones acelerográficas consideradas en esta investigación

### 3.2 Filtrado

Se empleó el software SEISMOSIGNAL (Seismosoft, 2019) para corregir por línea base y filtrar cada uno de los acelerogramas empleados en este estudio. En particular, se utilizó un filtro Butterworth Bandpass de 4° orden con frecuencia de corte de 0.1 Hz y 25 Hz. A modo de ilustración, se muestran las historias procesadas con el software de las 5 estaciones con aceleraciones mayores en orden decreciente. Cabe señalar que la estación que registro la mayor aceleración del terreno originalmente fue CH84 con una aceleración de  $225.6 \text{ cm/s}^2$  y posteriormente al procesado de los registros la estación JC54 presento una mayor aceleración en su componente N00E siendo igual a  $250.37 \text{ cm/s}^2$ , seguida por CH84, MI15, XO36 y TH35.



**Figura 3.2** Historias de aceleración de las 5 estaciones que presentaron aceleraciones mayores del terreno, JC54, CH84, MI15, XO36 y TH35, en sus 2 componentes horizontales

A continuación, se presentan en la tabla 3.1 las características de los acelerogramas filtrados y corregidos, donde  $AMT$  es la aceleración máxima del terreno,  $T_g$  es el periodo predominante del terreno y  $t_D$  es la duración significativa del movimiento del terreno .

**Tabla 3.1** Características de las 48 historias de aceleración en sus 2 componentes horizontales (N00E y N90W)

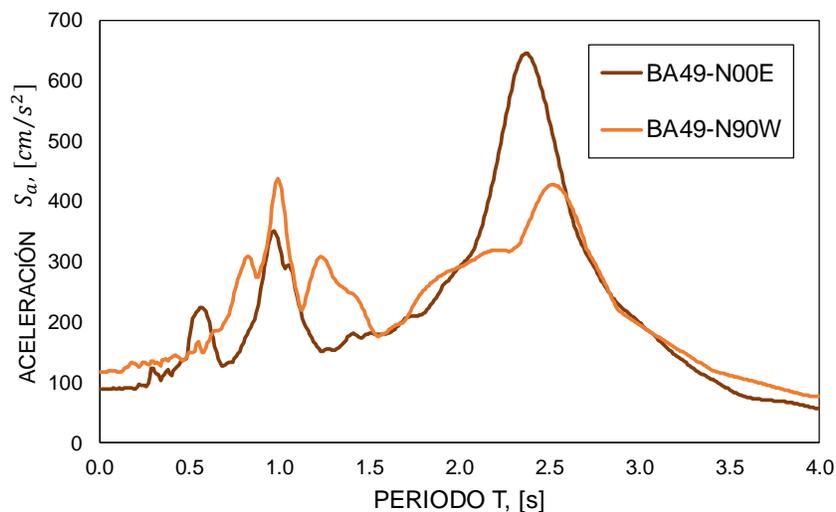
Nombre	Clave	Comp.	AMT [cm/s <sup>2</sup> ]	T <sub>g</sub> [s]	t <sub>D</sub> [s]
Apatlaco	AP68	N00E	128.48	2.73	74.66
		N90W	63.27	3.50	91.90
Buenos Aires	BA49	N00E	78.63	2.42	78.63
		N90W	116.10	2.63	87.16
CETIS No. 57	CE32	N00E	75.59	4.00	51.35
		N90W	85.94	4.00	45.07
Culhuacán	CH84	N00E	144.58	1.37	30.89
		N90W	239.20	1.42	28.95
Cibeles	CI05	N00E	114.12	2.05	50.22
		N90W	124.20	1.65	49.50
Multifamiliar Juárez	CJ04	N00E	140.81	1.95	51.75
		N90W	114.03	1.86	49.05
Cerro del peñón	CP28	N00E	93.19	0.67	26.19
		N90W	137.59	0.96	23.08
DGCOH Xotepingo	DX37	N00E	194.81	1.13	22.01
		N90W	138.42	1.04	25.68
Escandón	ES57	S00E	63.95	0.99	39.83
		N90W	77.57	1.22	39.59
Jardín de niños "Luz García Campillo"	GC38	N00E	143.76	1.75	51.01
		N90W	147.21	1.70	51.58
Esc. Sec. Téc. No. 95	IB22	N00E	131.30	1.62	46.28
		N90W	167.90	1.54	39.24
Jardines de Coyoacán	JC54	N00E	250.38	1.21	42.74
		N90W	218.10	1.32	32.10
Liconsa	LI33	N00E	148.83	2.14	63.23
		N90W	125.24	2.30	66.92
Lindavista	LV17	N00E	119.98	1.52	53.62
		N90W	95.74	1.96	55.76
Miramontes	MI15	N00E	210.81	1.51	38.18
		N90W	137.76	1.60	37.96
Nezahualcóyotl	NZ20	N00E	155.13	2.01	48.77
		N90W	164.83	1.90	49.09
Esc. Prim. Plutarco Elías Calles	PE10	N00E	87.24	1.99	72.92
		N90W	128.58	1.95	79.81
SCT	SC2	N00E	98.49	1.77	58.70
		N90W	103.95	1.79	44.81
San Simón	SI53	S00E	132.17	1.44	51.18
		N90E	181.89	1.29	45.46
Tláhuac	TH35	N00E	195.23	2.32	57.70
		N90W	186.61	2.11	52.36
Unidad colonia IMSS	UC44	N00E	105.06	1.29	44.96
		N90W	119.17	1.49	29.86
Villa Gómez	VM29	N00E	84.80	2.30	97.20
		N90E	100.36	2.39	66.95
Jardín de niños "Xochimilco"	XO36	N00E	137.67	1.56	88.91
		N90W	212.31	1.57	50.97
Jardín de niños "Xochipilli"	XP06	N00E	97.15	2.41	102.98
		N90W	101.72	2.39	76.95

### 3.3 Espectros de respuesta

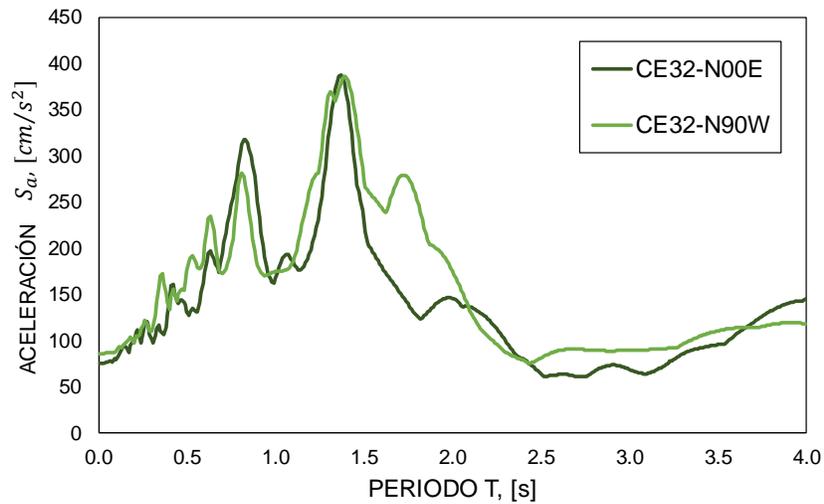
Asimismo, se generaron los espectros de respuesta de las 48 historias de aceleración con la finalidad de observar sus formas espectrales y los periodos dominantes en cada estación.

Cabe resaltar que algunos espectros de respuesta presentan formas espectrales de 2 picos con periodos similares, fenómeno que no ha sido observado ni se toma en cuenta en los periodos elásticos de diseño que establecen las NTCS-2017.

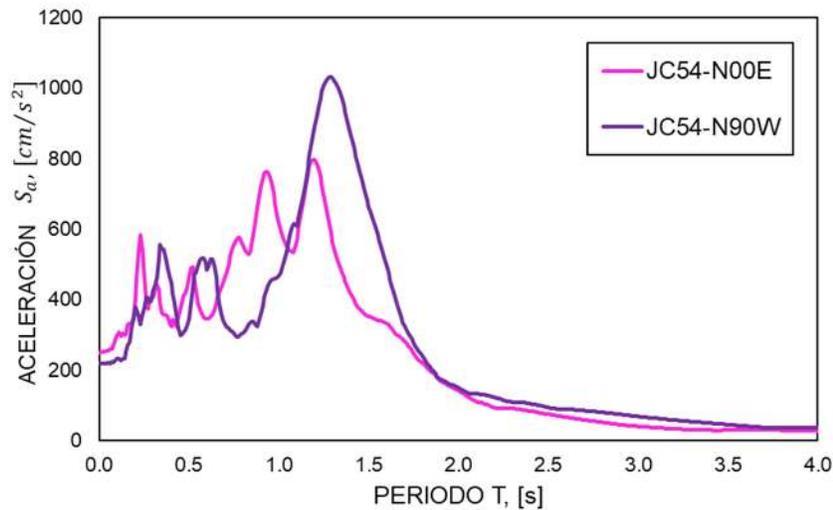
Para ilustrar este fenómeno, en la figura 3.3 se presentan los espectros de respuesta de dos picos de la estación BA49 en sus 2 componentes, en la figura 3.4 los espectros de la estación CE32, en la figura 3.5 los espectros de la estación JC54, los espectros de la estación SI53 en la figura 3.6 y finalmente en la figura 3.7 los espectros de la estación TH35.



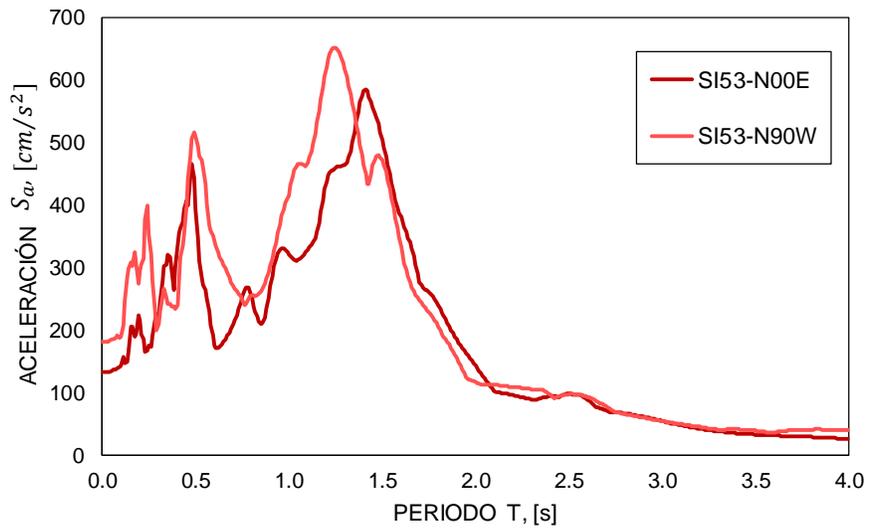
**Figura 3.3** Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación BA49 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017



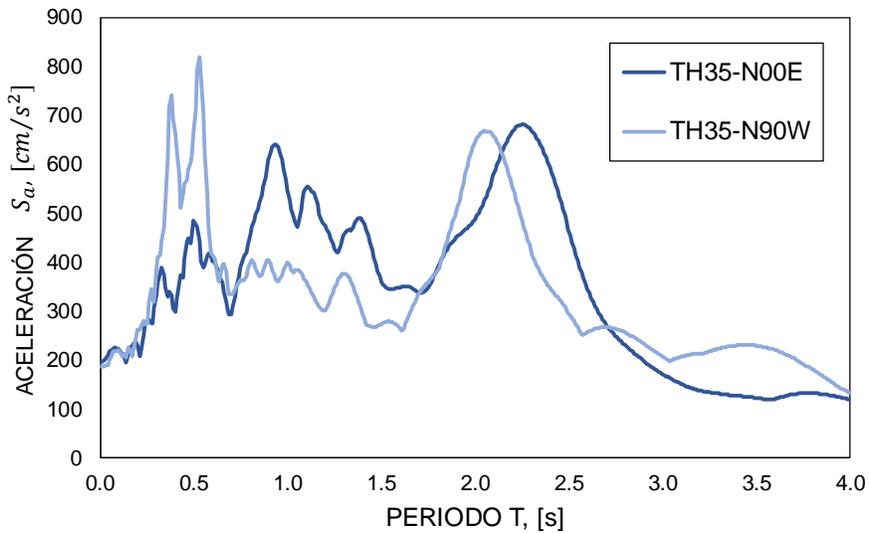
**Figura 3.4** Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación CE32 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017



**Figura 3.5** Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación JC54 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017

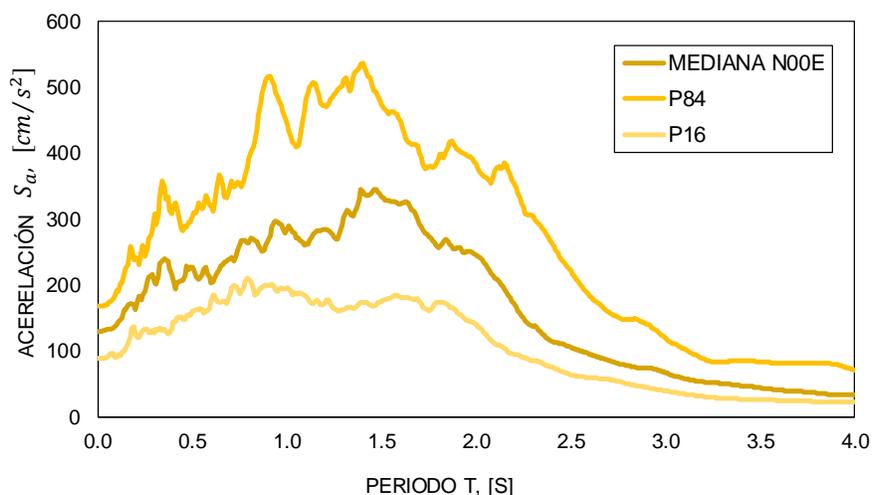


**Figura 3.6** Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación SI53 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017

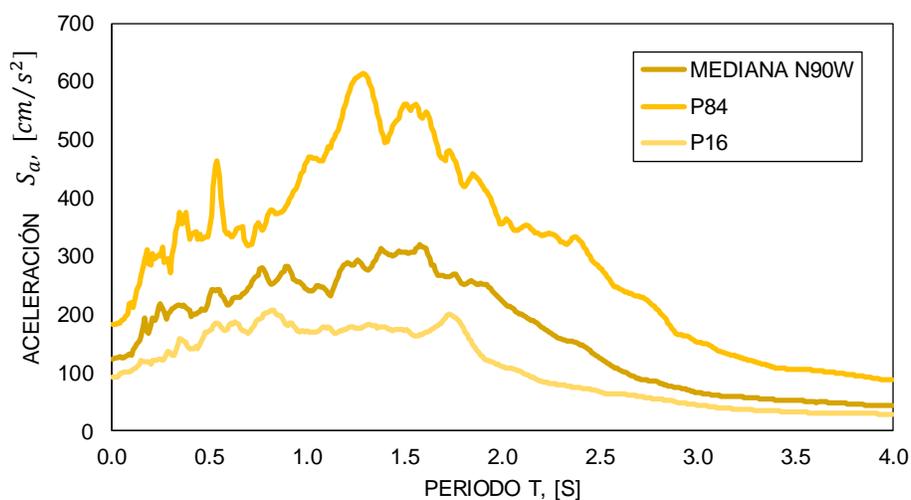


**Figura 3.7** Espectros de respuesta de las historias de aceleración registradas en la estación TH35 en sus dos componentes, durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017

Observando este fenómeno, se graficaron las medianas y los percentiles 84 y 16 del conjunto de registros con la finalidad de observar las formas espectrales las cuales se presentan en la figura 3.8 y 3.9.



**Figura 3.8** Mediana de los espectros de respuesta de las 24 historias de aceleración seleccionadas en su componente horizontal N00E



**Figura 3.9** Mediana de los espectros de respuesta de las 24 historias de aceleración seleccionadas en su componente horizontal N90W

# CAPÍTULO

# 4

## RESPUESTA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS

---

### 4.1 Metodología de análisis

Con la finalidad de estudiar la respuesta sísmica de los edificios seleccionados en este estudio, estos se analizaron ante la acción de las 48 historias de aceleración que se describieron en el capítulo. Para tal fin, se realizaron análisis dinámicos no lineales con la ayuda del software RUAUMOKO (Carr, 2009). A partir de los análisis, se obtuvo la distorsión máxima de entre piso, *IDR*, de cada nivel, la cual se utilizó como medida para evaluar la respuesta de los modelos estudiados. *IDR*, se define como el desplazamiento lateral relativo de entrepiso en pisos consecutivos normalizado respecto a su altura. Con fines de comparación, se graficó la respuesta de cada uno de los edificios con respecto a la altura normalizada  $z/H$ , donde  $z$ , es la altura de cada nivel y  $H$  es la altura total del edificio.

Para fines de referencia, la distorsión de entrepiso igual a 0.6%, asociada al límite permisible de las NTCS-1976, se indica en línea punteada color rojo.

## 4.2 Respuesta de los edificios estudiados ante la acción de registros individuales

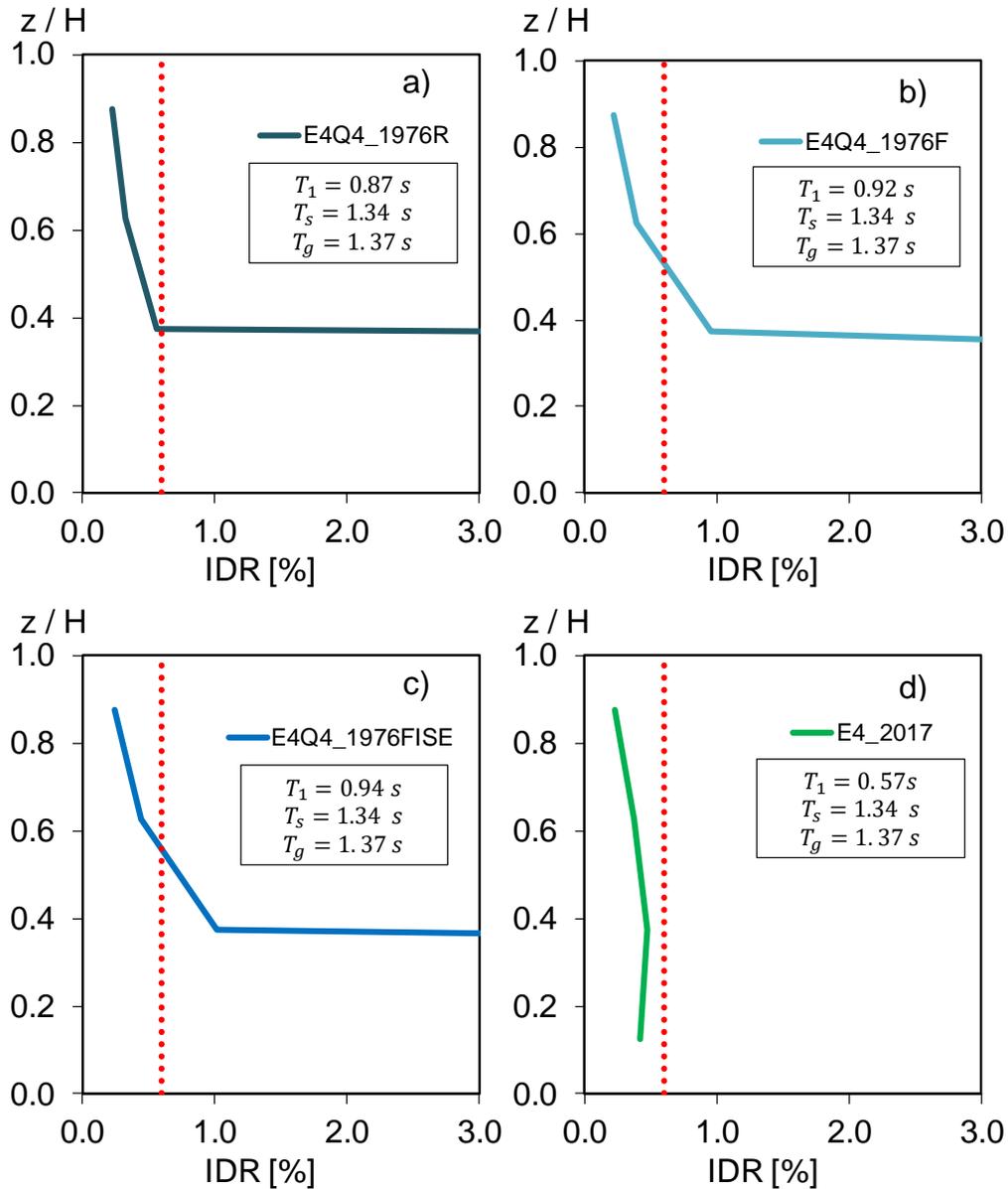
Con la finalidad de evaluar la respuesta de los edificios estudiados, ante la acción de algunos registros individuales, se seleccionaron 4 estaciones donde se registraron aceleraciones máximas del terreno diferentes y que presentan periodos del movimiento del terreno,  $T_g$ , diferentes. Para fines de este estudio,  $T_g$  se calculó como el periodo de vibración asociado a la ordenad máxima en el espectro de velocidades.

### 4.2.1 Estación Culhuacán (CH84)

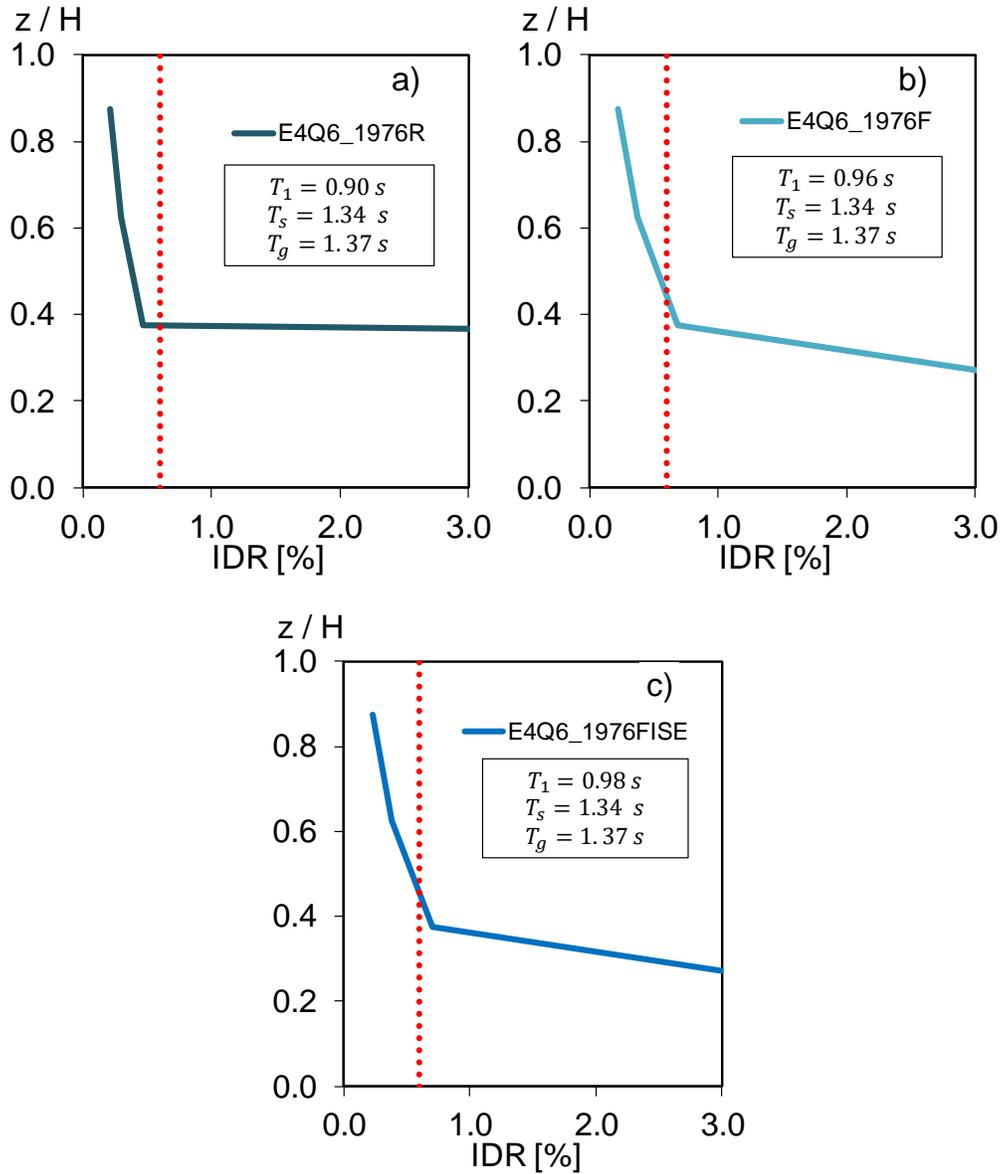
Esta fue una de las estaciones que registraron aceleraciones del terreno mayores durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017. Dicha estación se localiza en la zona del lago, en el corredor entre la zona de transición y del cerro de la estrella, que es una elevación del terreno importante en la Ciudad de México. Cabe notar que el periodo predominante del movimiento del terreno para la comp. N90W registrada en esta estación,  $T_g$ , es de 1.37s y el periodo dominante del terreno,  $T_s$ , es de 1.34s (el cual se obtuvo con el programa SASID ([www.SASID.df.gob.mx](http://www.SASID.df.gob.mx))), los cuales son muy similares.

En la figura 4.1 se presentan los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios de 4 niveles, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W), diseñados con un  $Q=4$ , con diferente tipo de modelado y diferente reglamento, en la misma figura se indica el periodo fundamental del edificio,  $T_1$ , así como  $T_g$  y  $T_s$ .

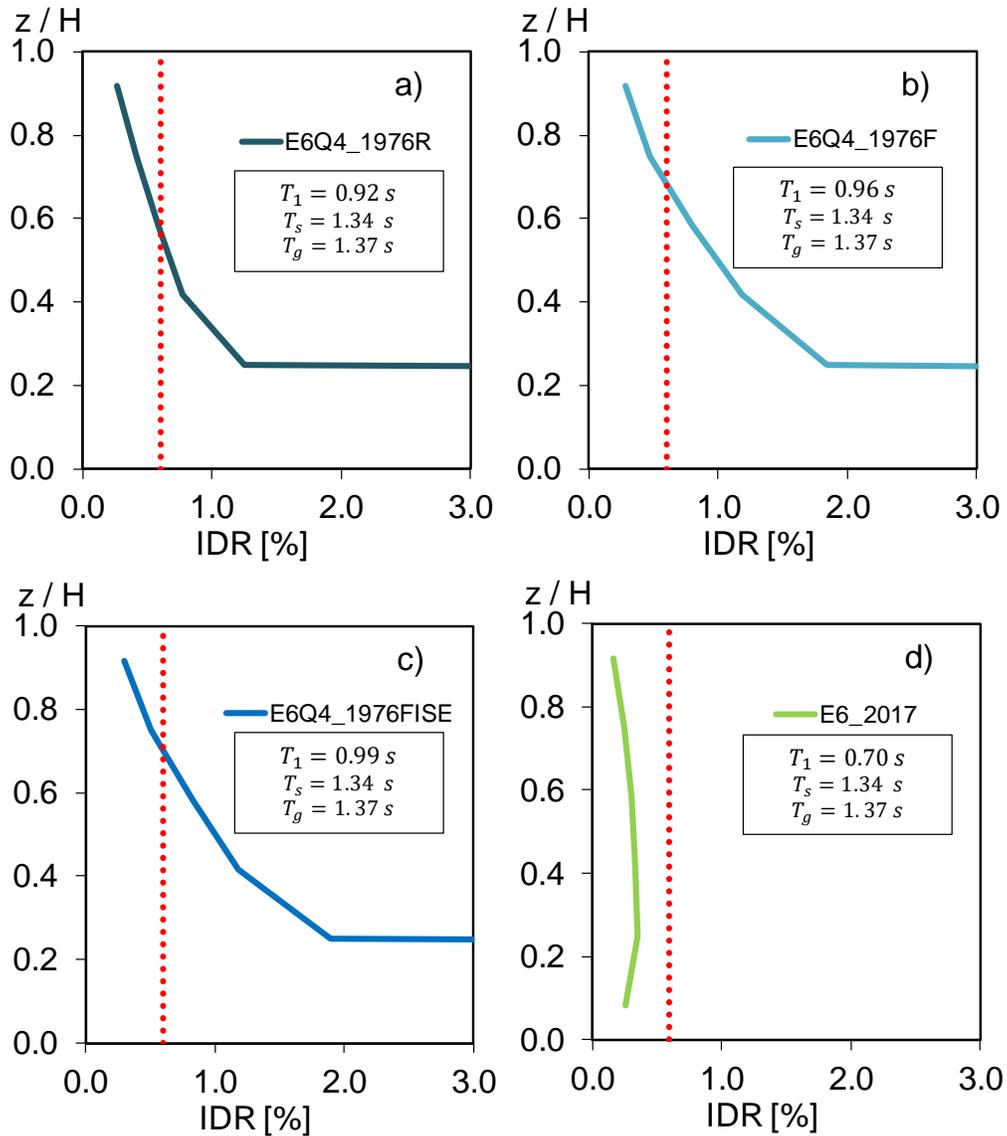
Asimismo, se presentan las figuras posteriores los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios de 6 y 8 niveles diseñados con  $Q=4$  y  $Q=6$ .



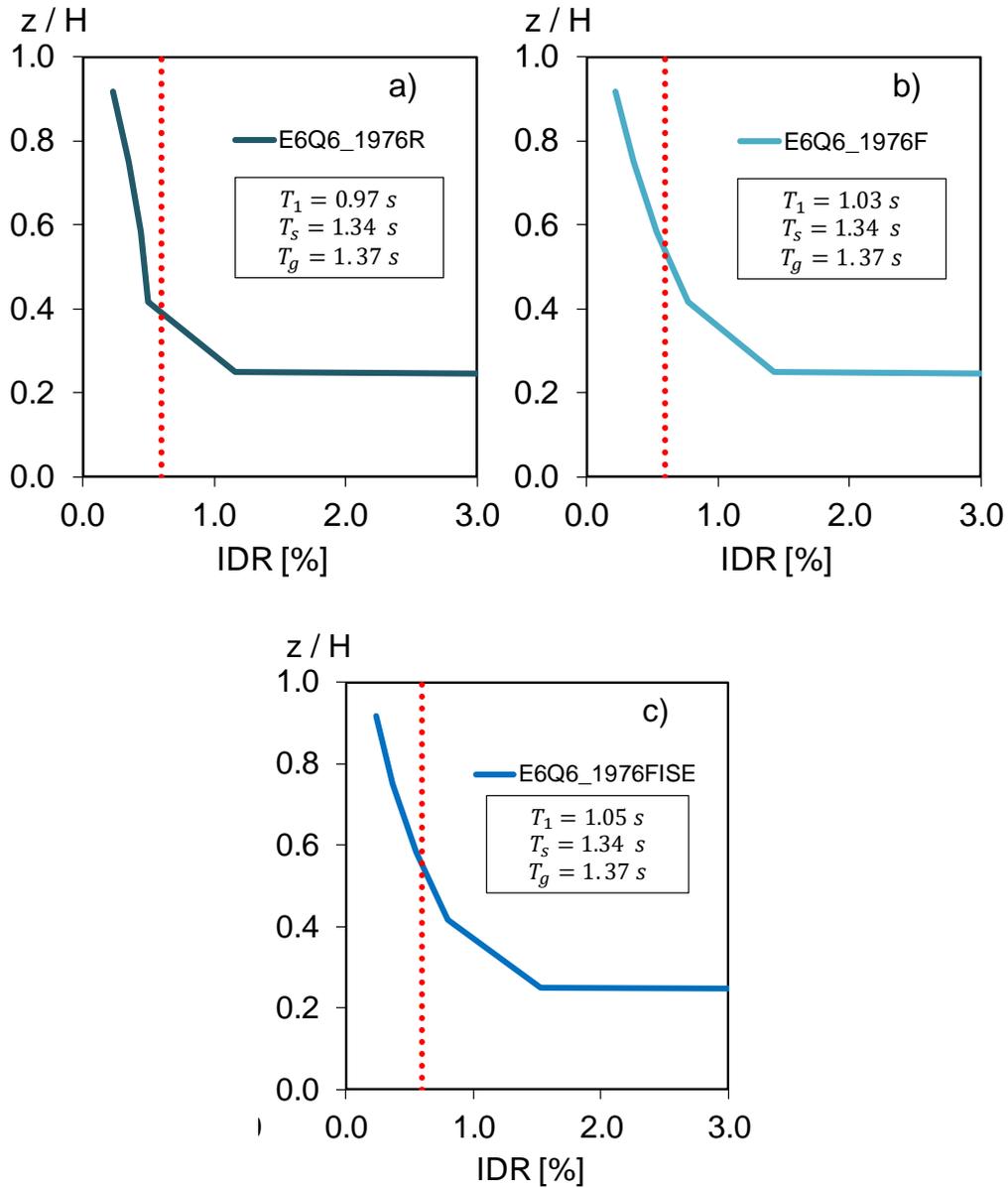
**Figura 4.1** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



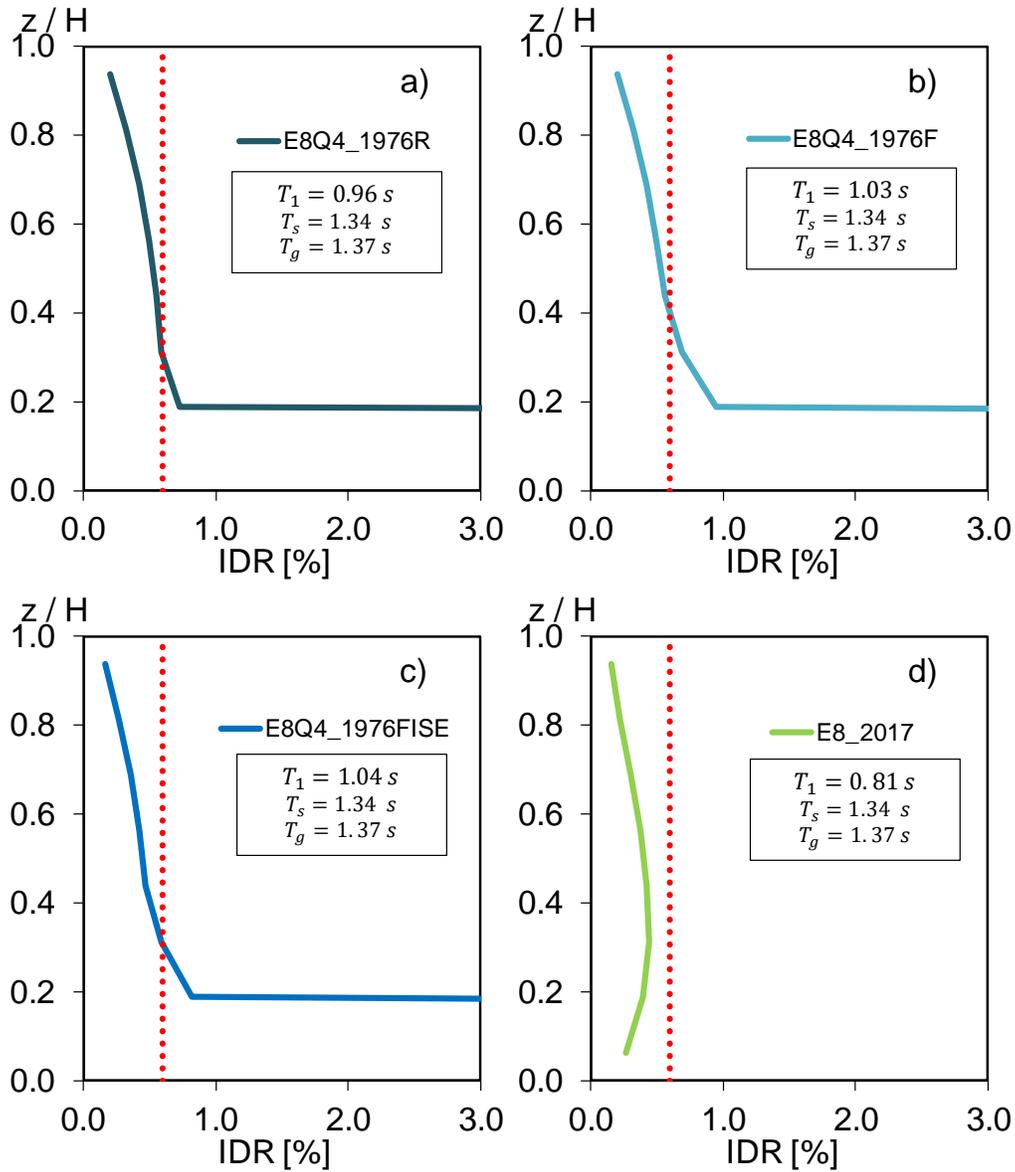
**Figura 4.2** Perfiles de  $IDR$  de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura



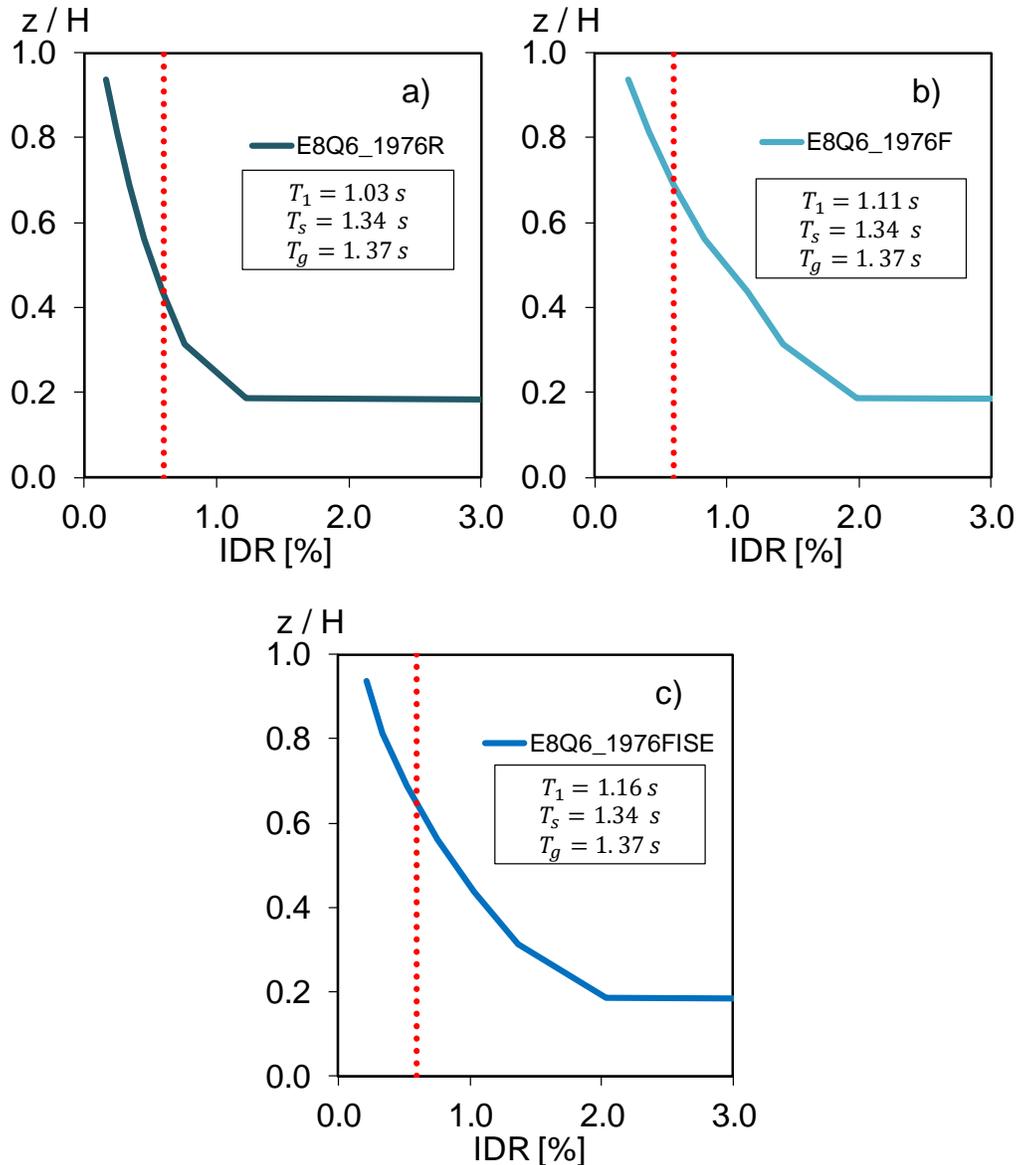
**Figura 4.3** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



**Figura 4.4** Perfiles de  $IDR$  de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura



**Figura 4.5** Perfiles de  $IDR$  de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



**Figura 4.6** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación CH84 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura

Como se pudo apreciar en las figuras previas, todos los edificios estudiados presentaron distorsiones de entre piso mayores al 0.6% y concentraron sus distorsiones máximas en la planta baja, ocasionando que se presentará el fenómeno de planta baja flexible. Este fenómeno puede atribuirse, parcialmente, a que sus periodos de vibración son muy cercanos

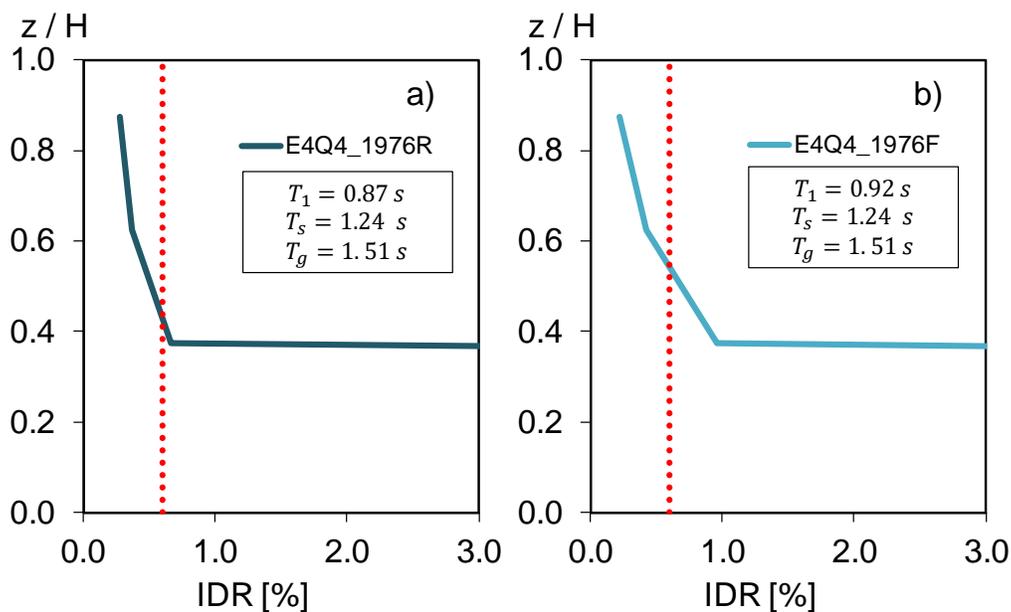
a los periodos del movimiento del terreno y del sitio de la estación. Esta situación fomento que los edificios entraran en resonancia.

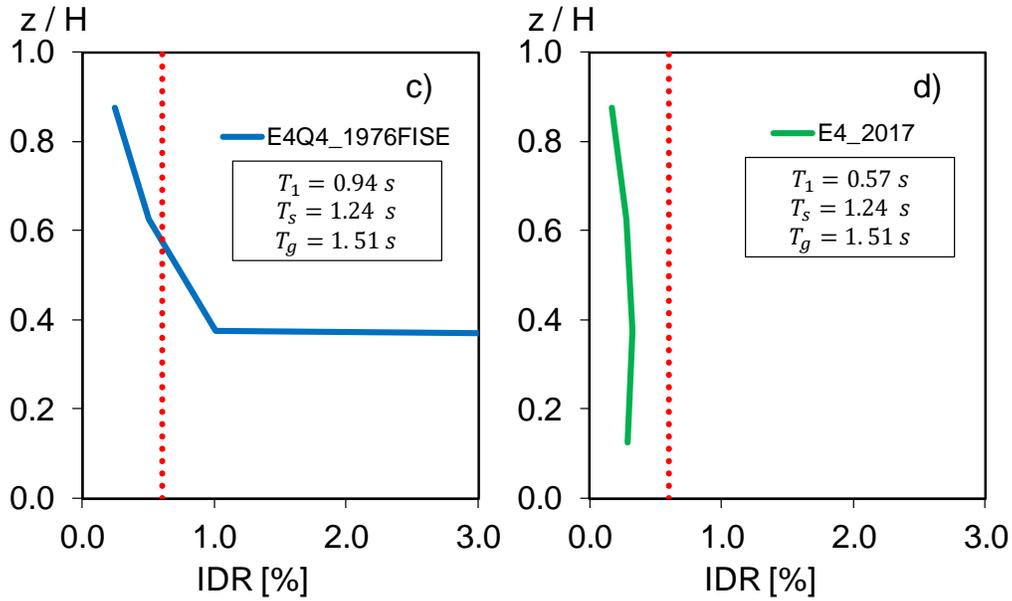
Sin embargo, el caso de los edificios diseñados con las NTCS-2017 no se apreció que los desplazamientos máximos permisibles se excedieron e, inclusive, se concentran en los pisos intermedios.

#### 4.2.2 Estación Miramontes (MI15)

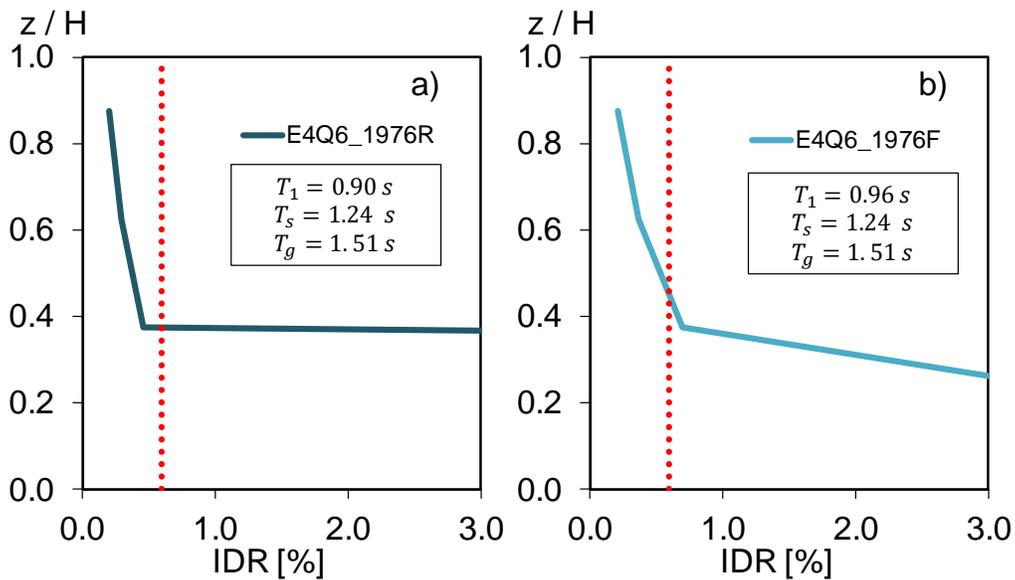
La estación Miramontes (MI15), también se encuentra en la zona del lago (19.2834 Lat. N, 99.1253 Long. W), entre las estaciones CH84 y XO36, y fue una de las que registro mayores aceleraciones del terreno durante el temblor intraplaca del 19 de septiembre de 2017. Los periodos predominante del movimiento del terreno y del sitio son:  $T_g = 1.51$  s y  $T_s = 1.24$  s respectivamente.

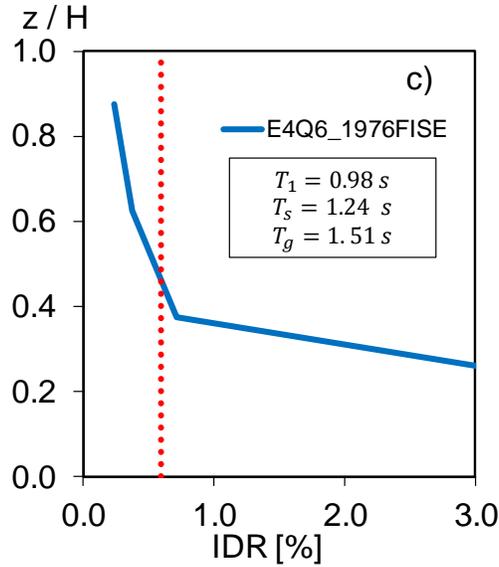
En las siguientes figuras se muestran los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios de diferente nivel y diferente técnica de modelado, ante la acción del registro de esta estación en su componente N00E.



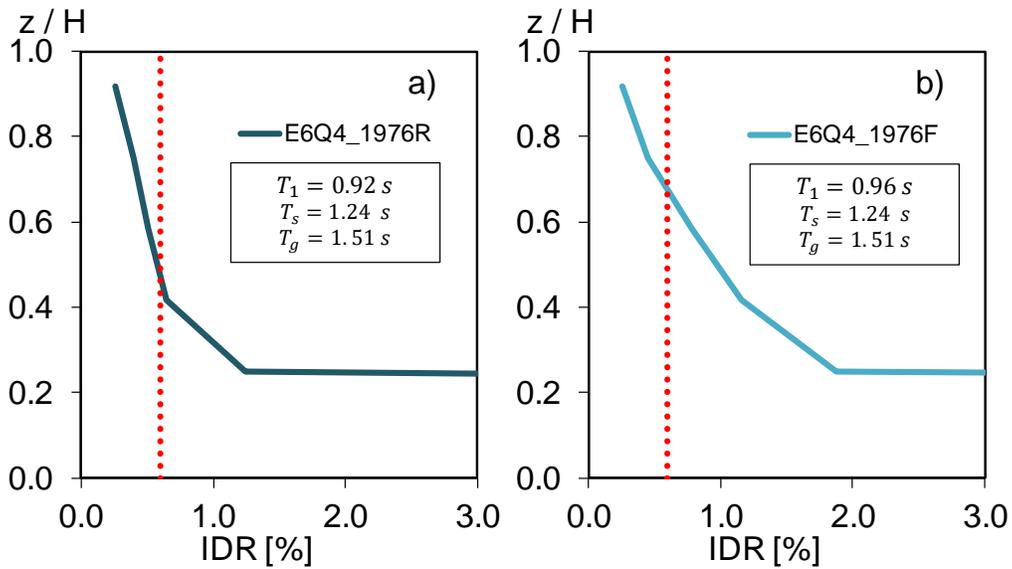


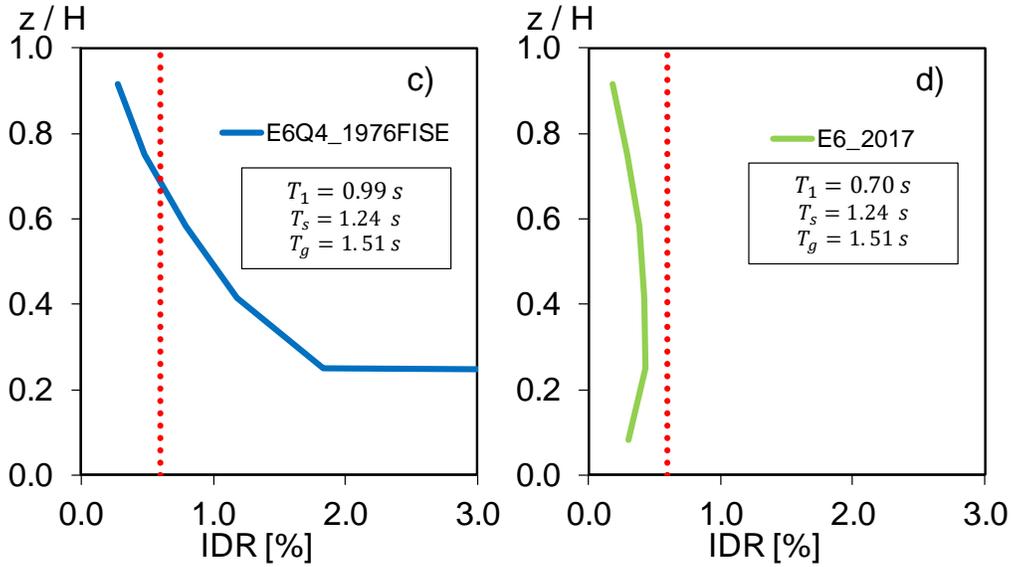
**Figura 4.7** Perfiles de  $IDR$  de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



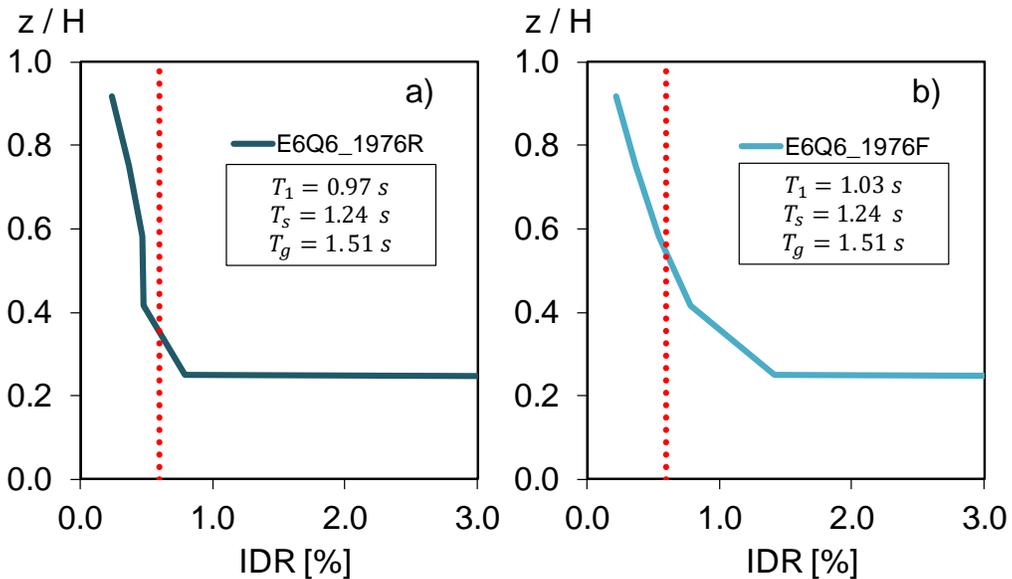


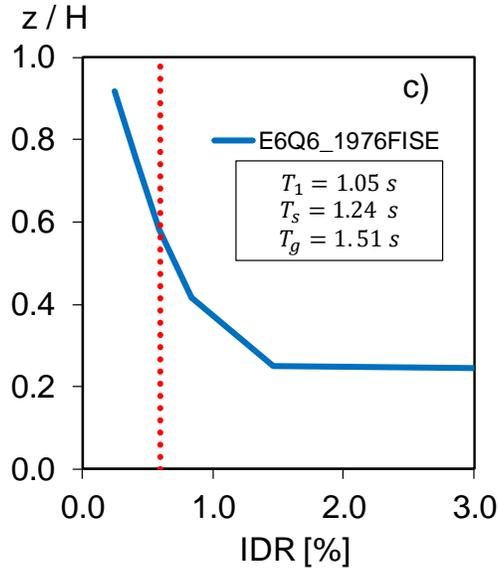
**Figura 4.8** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura



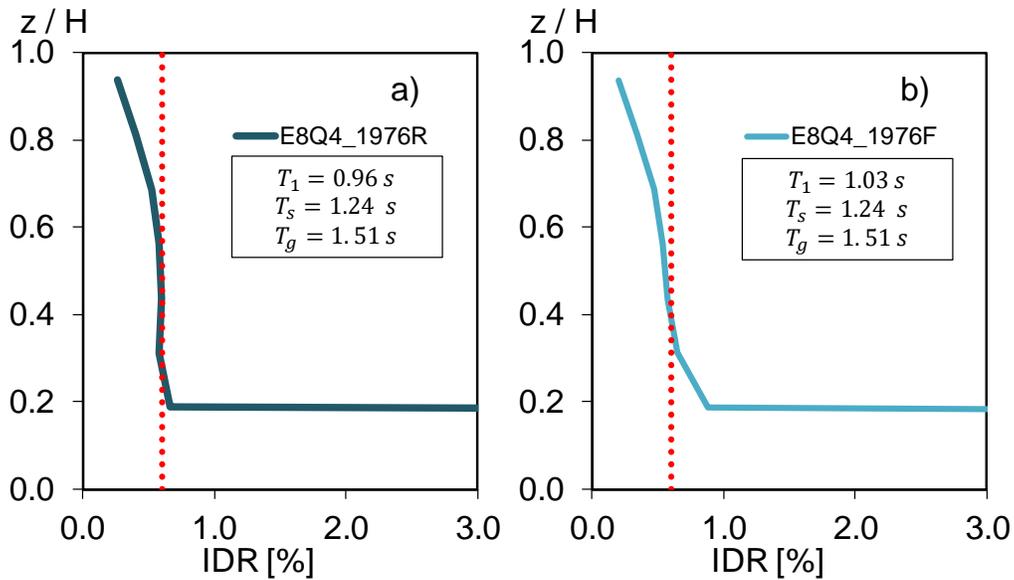


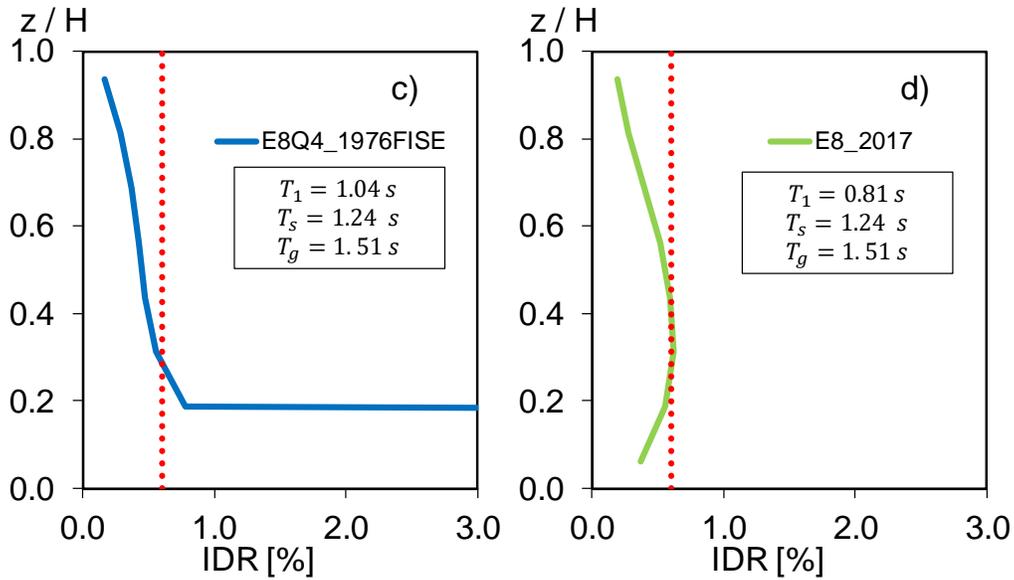
**Figura 4.9** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



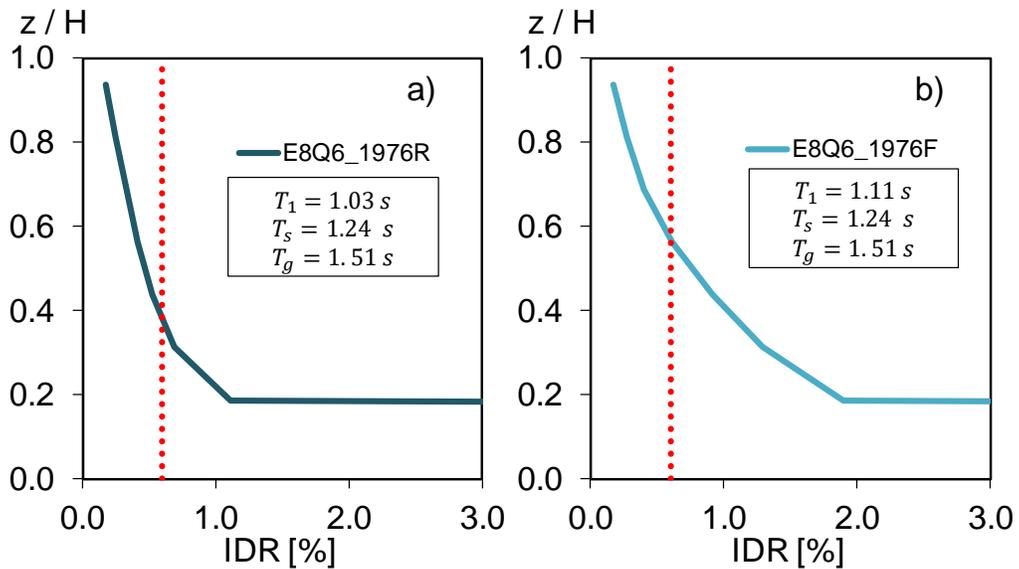


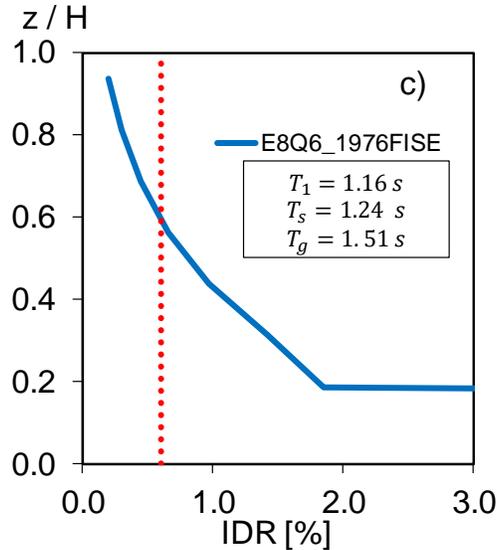
**Figura 4.10** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura





**Figura 4.11** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



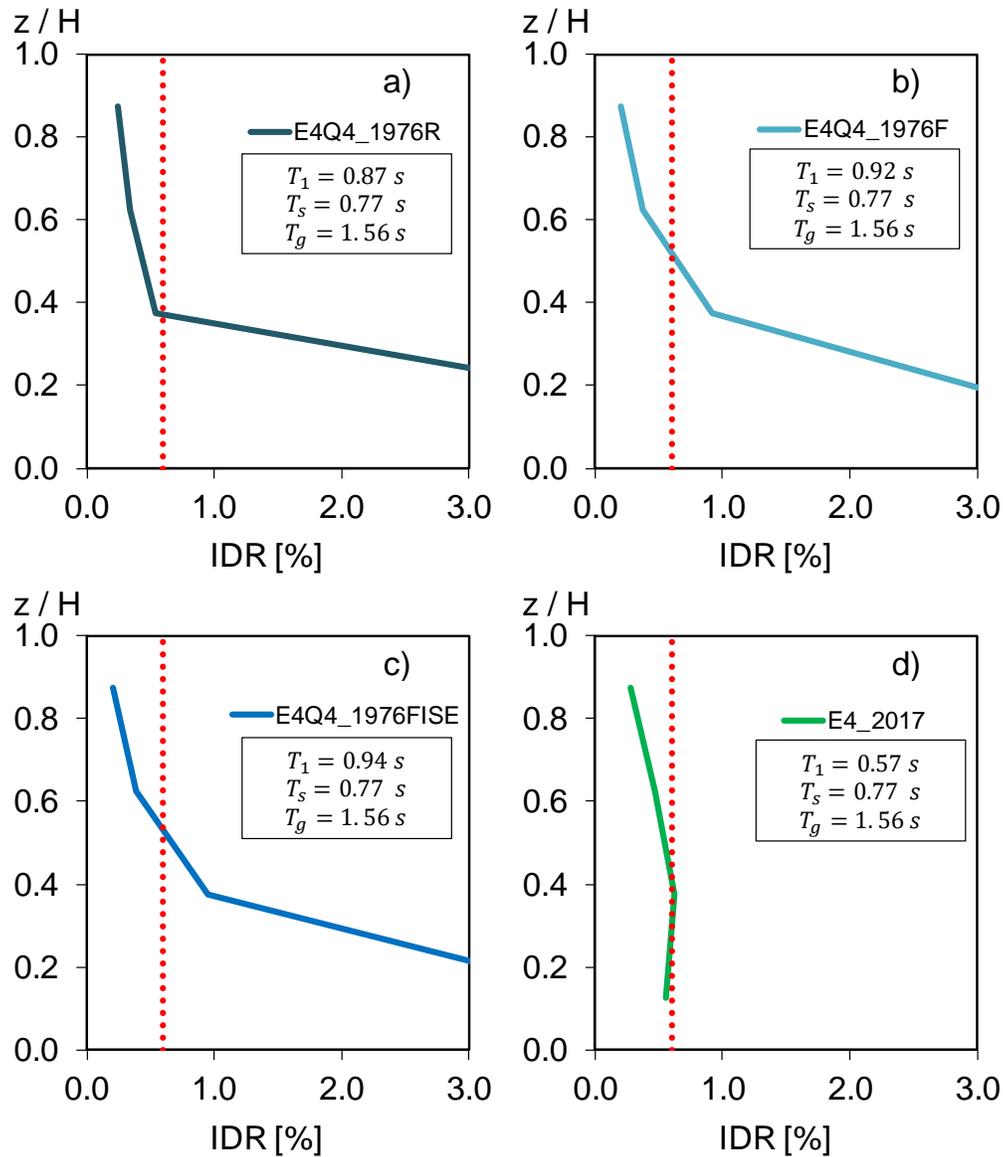


**Figura 4.12** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación MI15 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura

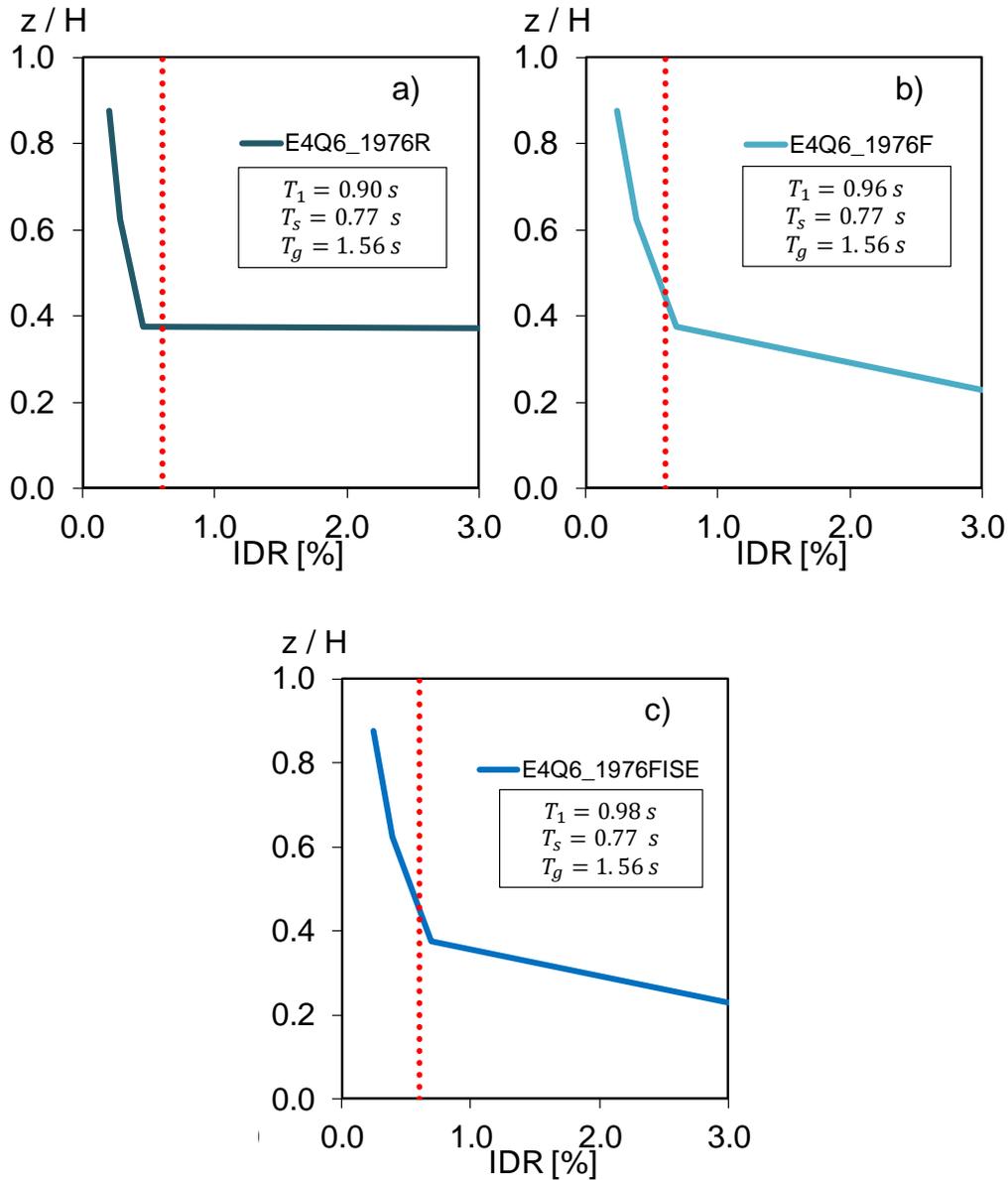
Al observar las figuras de las distorsiones, se aprecia que los edificios diseñados con las NTCS-1976 exceden las distorsiones máximas permisibles y las concentra en la planta baja. Esto se puede atribuir a que entraron en resonancia con el periodo del sitio, ya que son muy cercanos. En el caso de los edificios diseñados con las NTCS-2017 en el edificio de 8 niveles también se exceden, concentrándose en los entrepisos intermedios.

#### 4.2.3 Estación Jardín de niños “Xochimilco” (XO36)

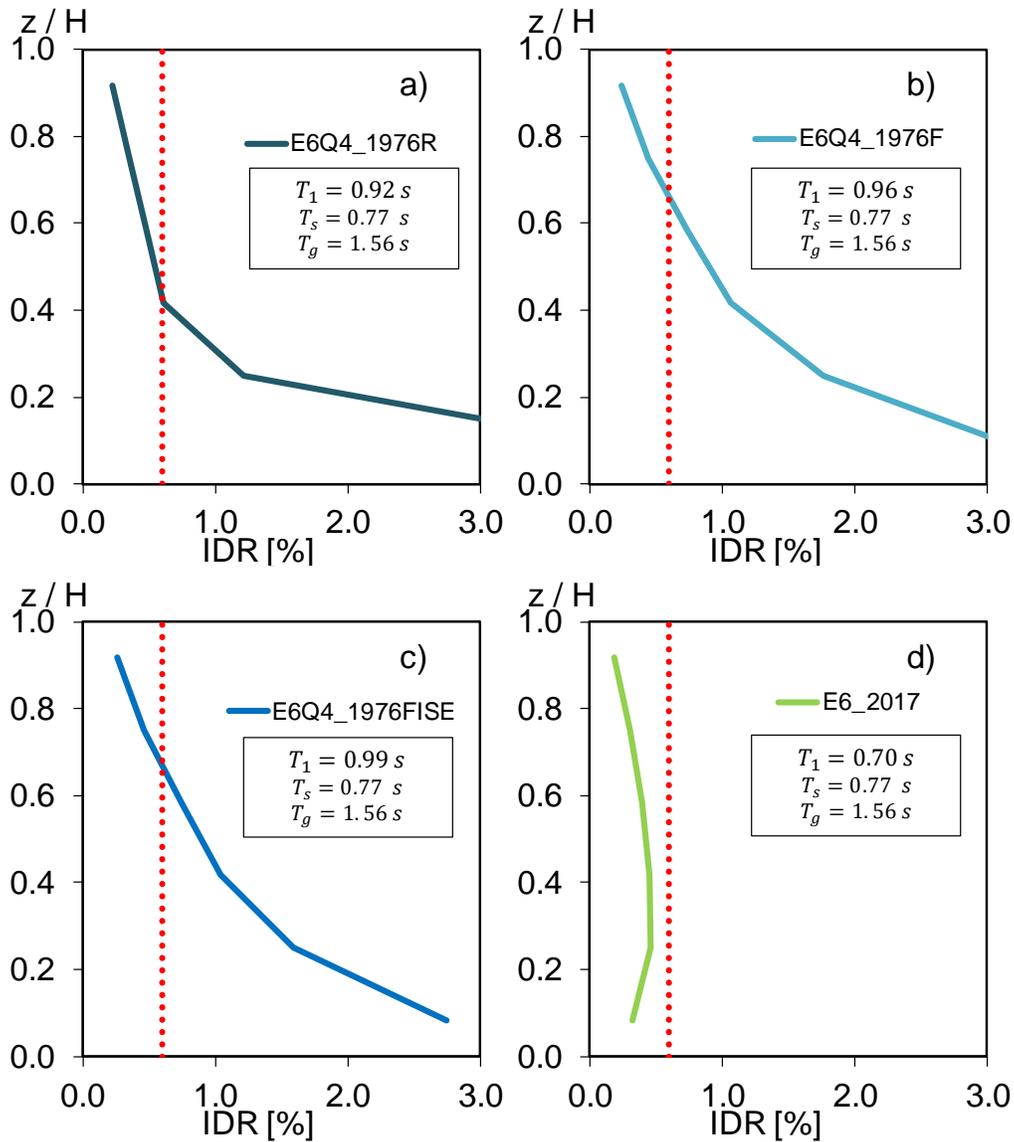
Esta estación se encuentra en la zona del lago de la Ciudad de México (19.2711 Lat. N, 99.1024 Long. W), los periodos predominantes del movimiento y del sitio son:  $T_g = 1.56s$  y  $T_s = 0.77s$  respectivamente, es notable que los periodos son muy diferentes entre sí. Asimismo, se presentan las figuras de los perfiles de *IDR* de los edificios ante la acción del registro en su componente N90W.



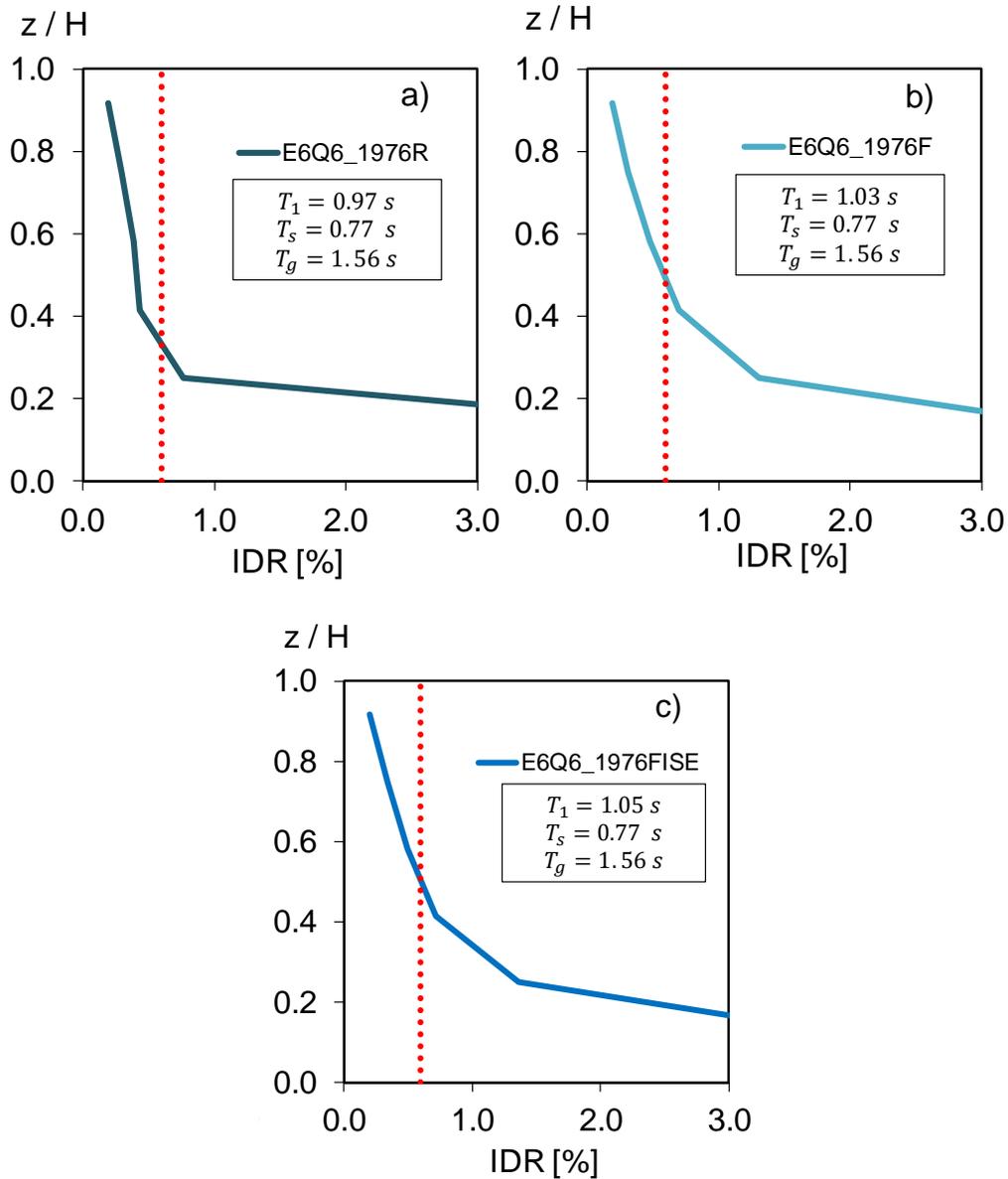
**Figura 4.13** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



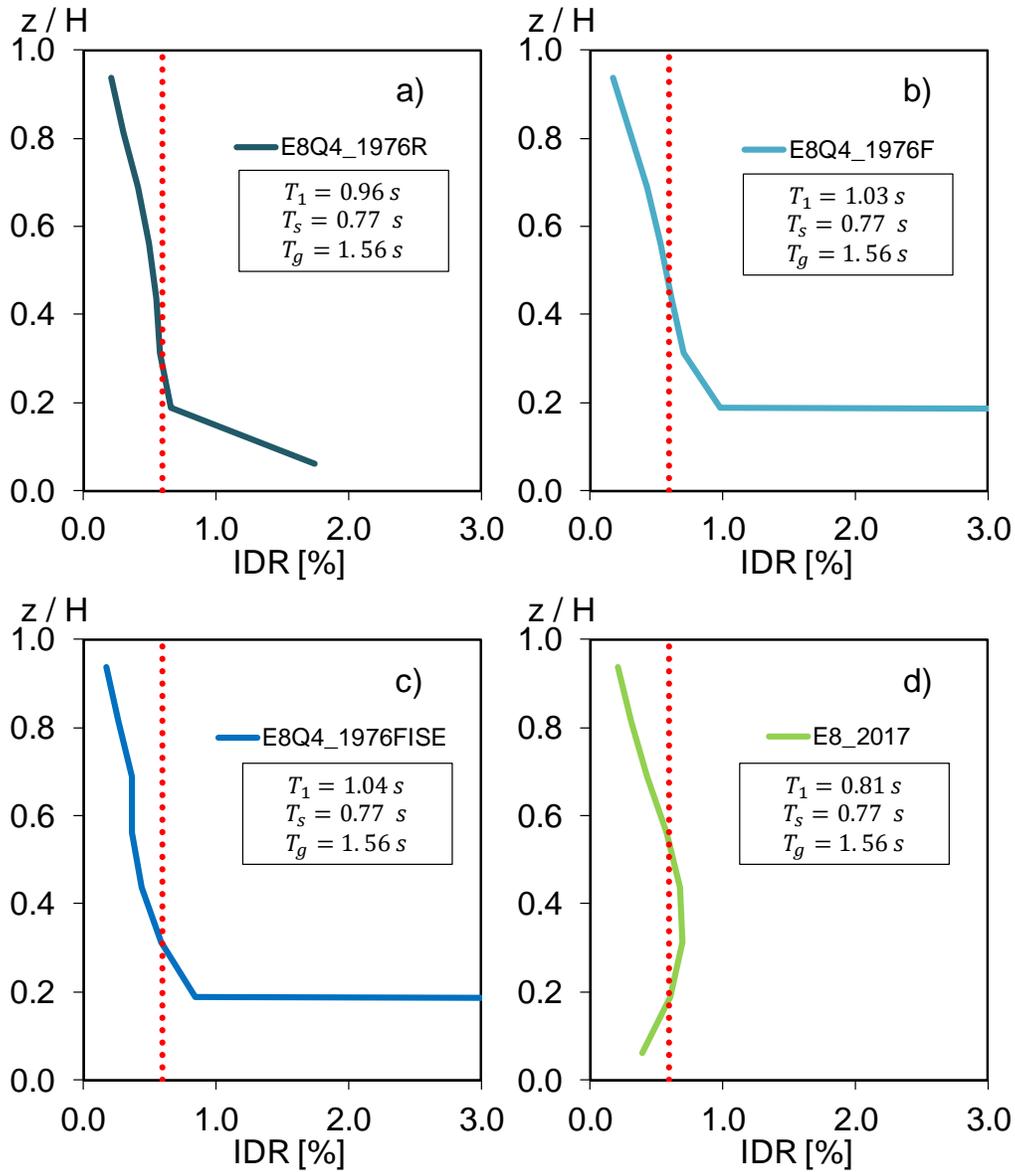
**Figura 4.14** Perfiles de  $IDR$  de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura



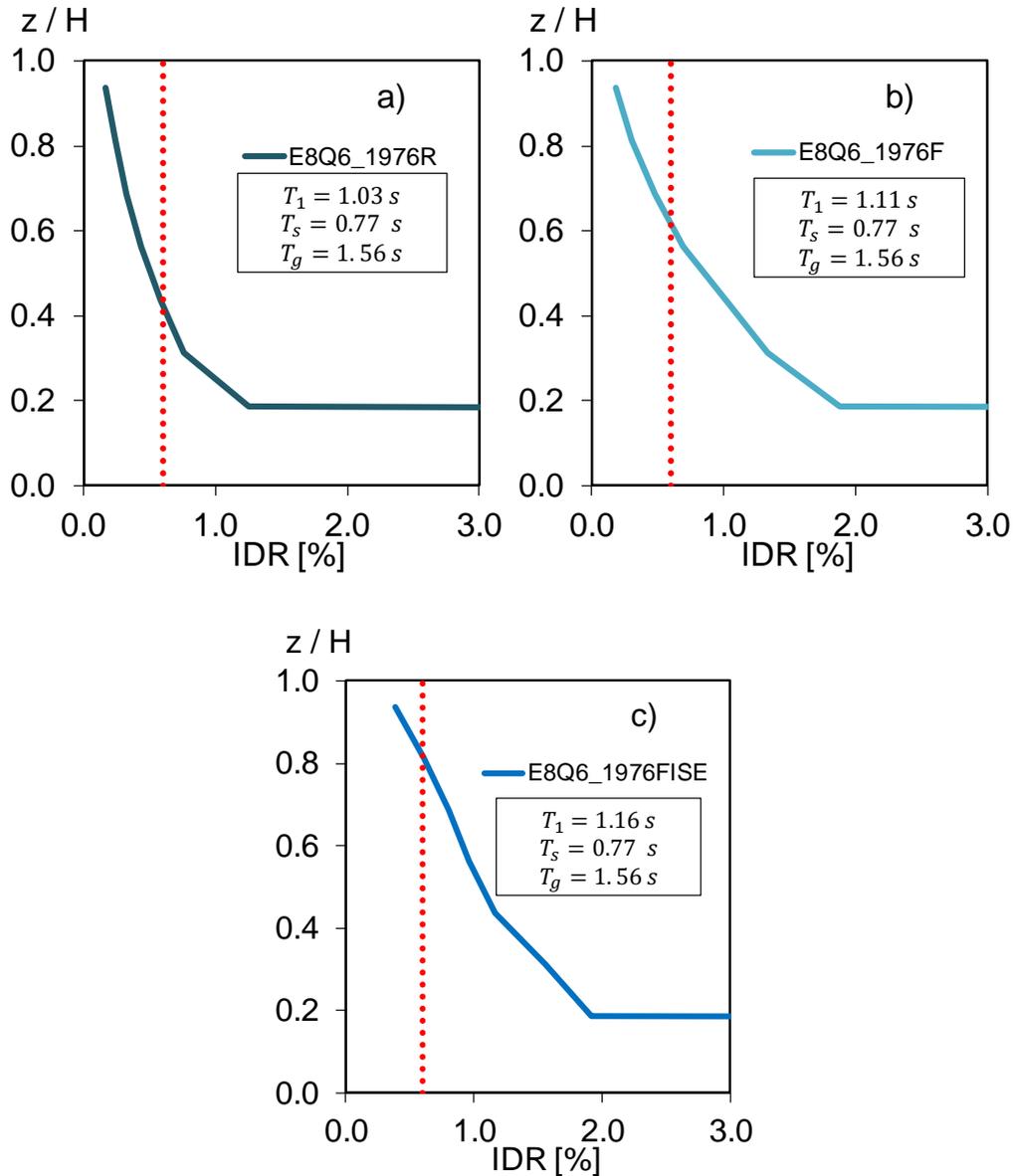
**Figura 4.15** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



**Figura 4.16** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura



**Figura 4.17** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



**Figura 4.18** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación XO36 (comp. N90W): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura

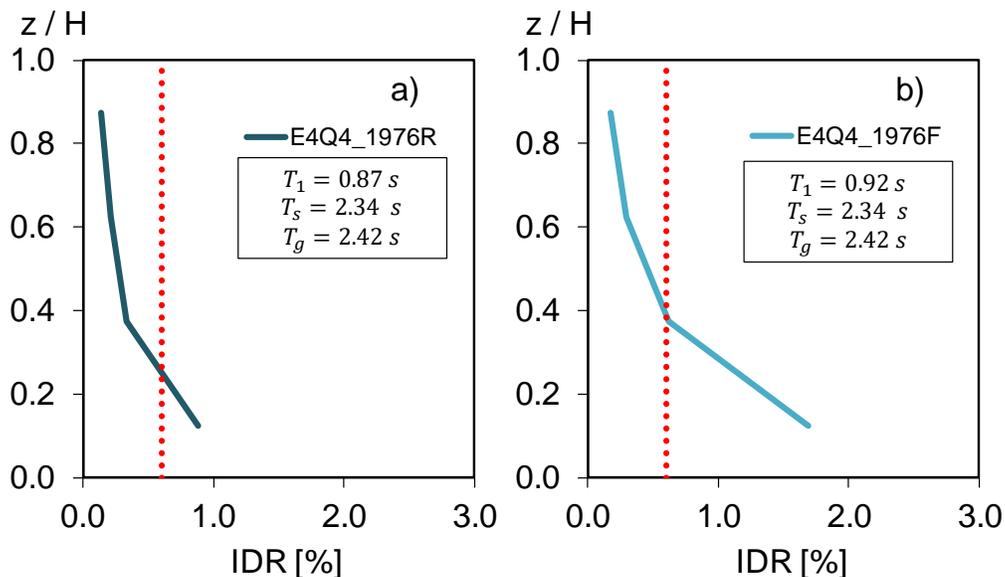
En las figuras de las demandas de *IDR* se apreció que los periodos fundamentales de los edificios diseñados con las NTCS-1976 son mayores que el periodo del sitio, además, excedieron las distorsiones máximas permisibles a la vez que las concentraron en la planta baja del edificio.

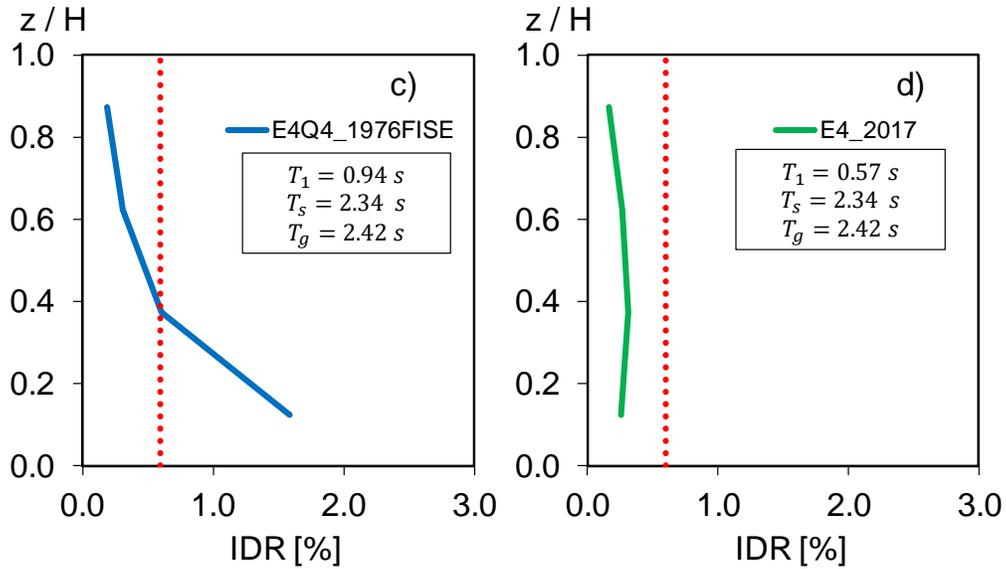
En el caso de los edificios diseñados con las NTCS-2017, el de 4 niveles excedió las distorsiones de 0.6%, además que distribuyó los desplazamientos de entrepiso en los niveles inferiores, su periodo es inferior al del terreno. El edificio de 6 niveles no excede las distorsiones y es la estación donde presenta mayores distorsiones concentradas en los entrepisos intermedios, su periodo es similar al del terreno, sin embargo, no se presenta resonancia, esto se atribuyó a que predominan los modos superiores de vibrar del edificio. Por otro lado, el edificio de 8 niveles si excede las distorsiones del 0.6% y las concentra en los entrepisos intermedios.

#### 4.2.4 Estación Buenos Aires (BA49)

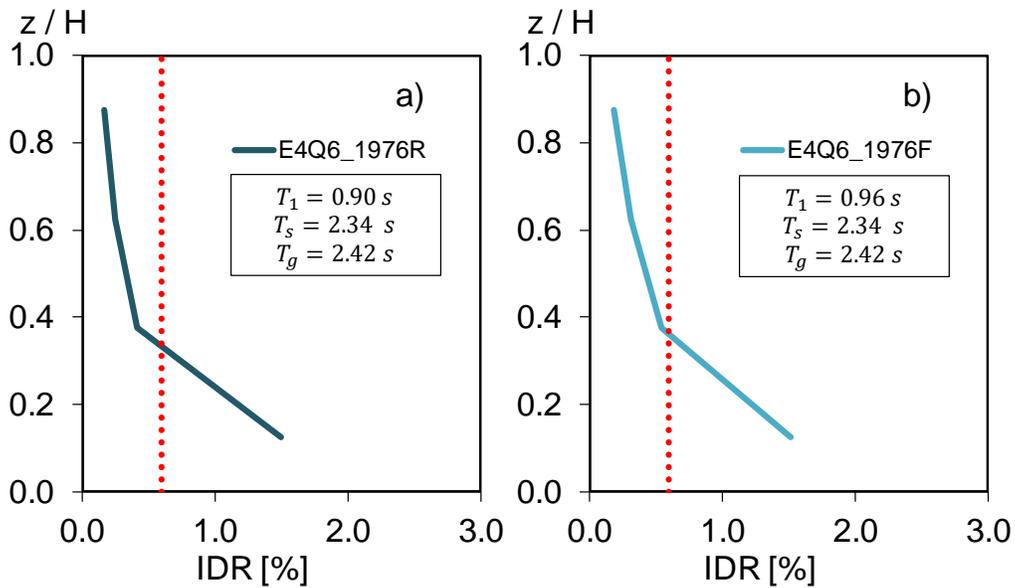
También se encuentra en la zona de lago (19.4097 Lat. N, 99.1450 Long. W). Los periodos predominante del movimiento y del sitio son:  $T_g = 2.42s$  y  $T_s = 2.34 s$  respectivamente, estos están más distantes en comparación con los de las otras estaciones seleccionadas para mostrar la respuesta de registros individuales.

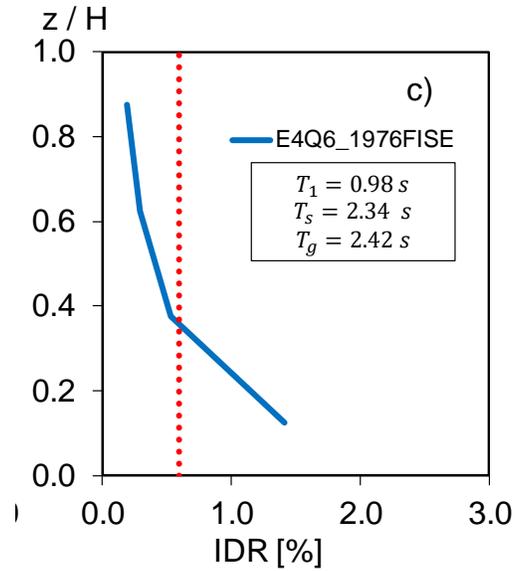
En las siguientes figuras se muestran los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios de diferente nivel y diferente técnica de modelado, ante la acción del registro de esta estación en su componente N00E.



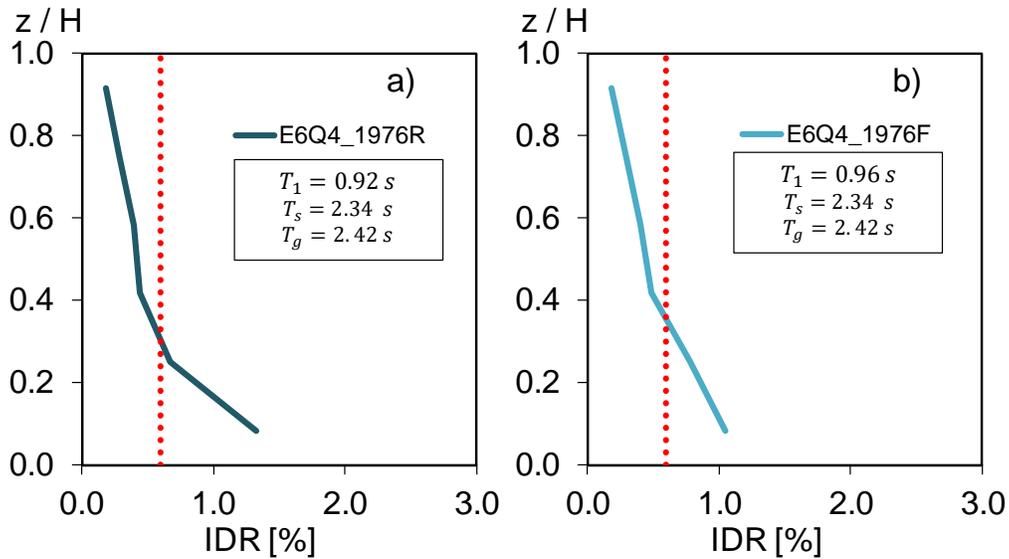


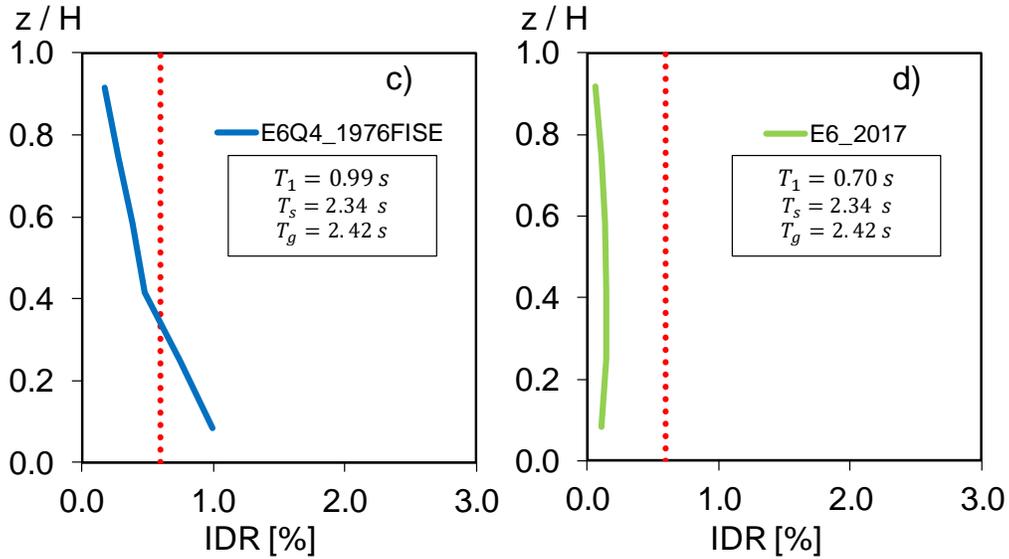
**Figura 4.19** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



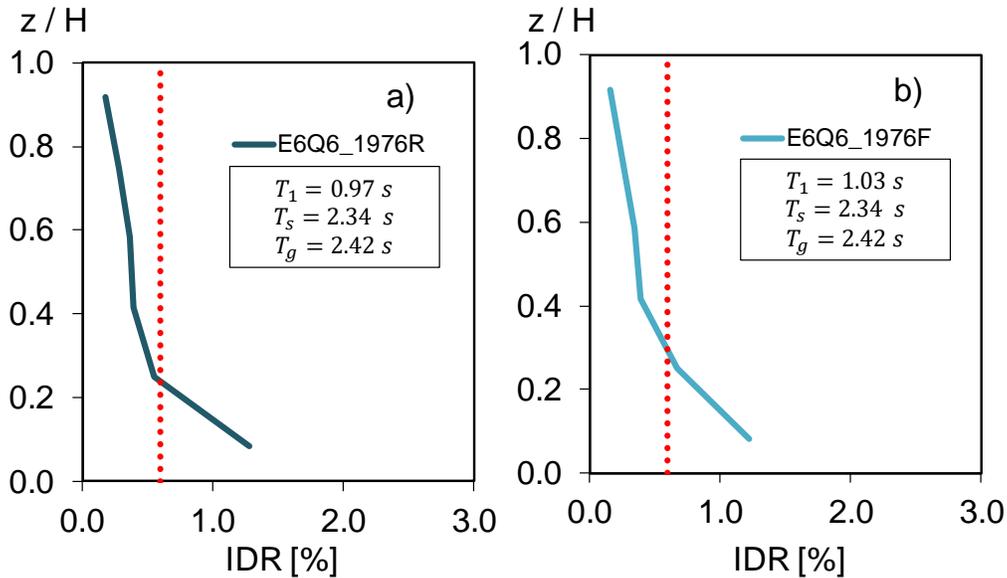


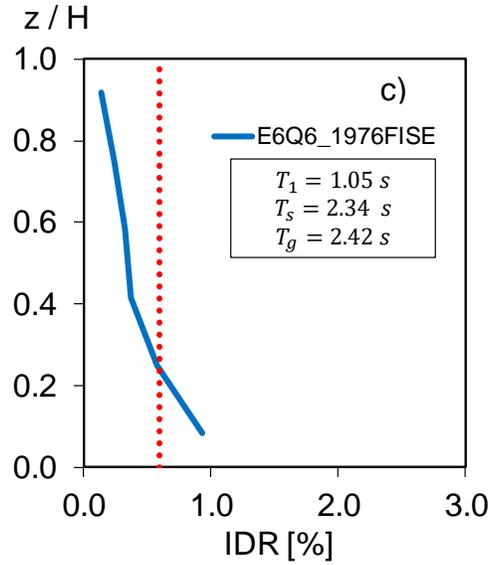
**Figura 4.20** Perfiles de *IDR* de los edificios de 4 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura



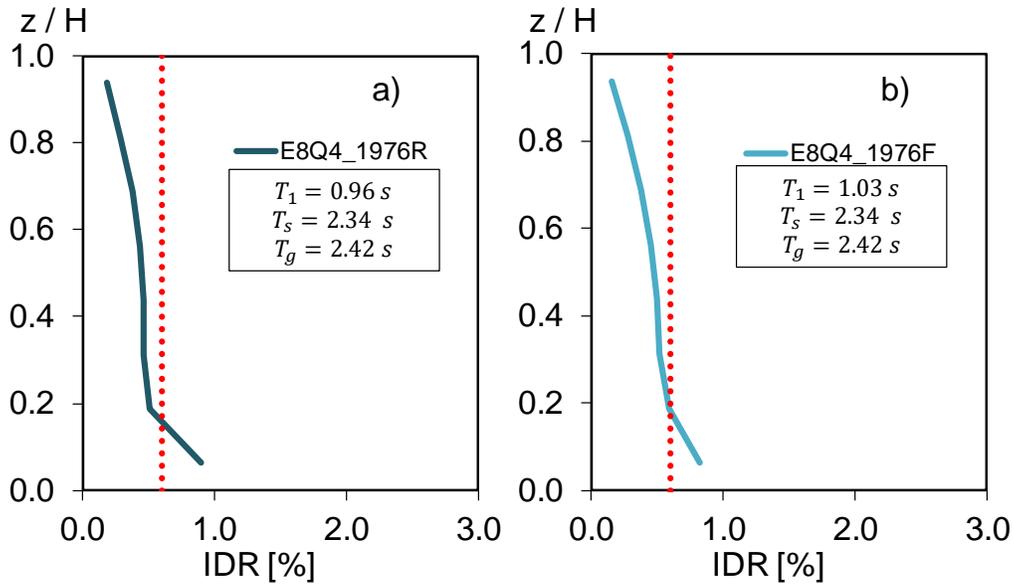


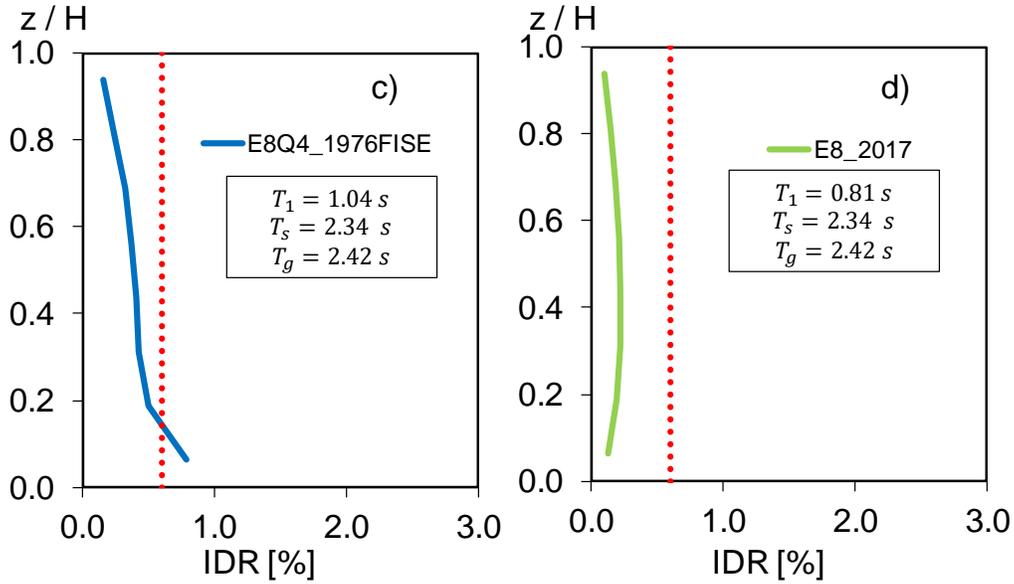
**Figura 4.21** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017



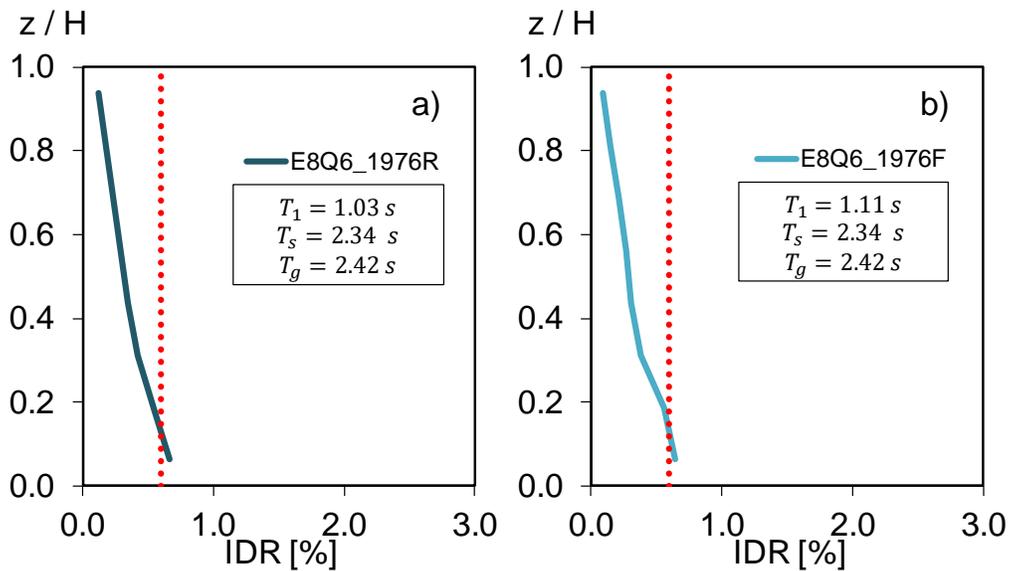


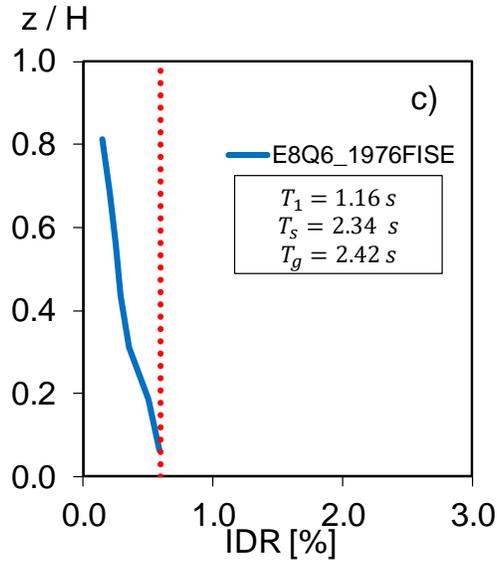
**Figura 4.22** Perfiles de *IDR* de los edificios de 6 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura





**Figura 4.23** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=4$ , sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido y las NTCS-1976, b) edificio diseñado con nudo flexible y las NTCS-1976, c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura y las NTCS-1976 y d) edificio diseñado con las NTCS-2017





**Figura 4.24** Perfiles de *IDR* de los edificios de 8 niveles diseñados con  $Q=6$  y las NTCS-1976, sujetos a la historia de aceleración registrada en la estación BA49 (comp. N00E): a) edificio diseñado con nudo rígido, b) edificio diseñado con nudo flexible y c) edificio diseñado con nudo flexible e interacción suelo-estructura

En las figuras de las demandas de *IDR* de esta última estación, es notable que el temblor afecto mayormente a estructuras de pocos niveles, pues en estas se exceden las distorsiones máximas permisibles y se concentran en la planta baja para los diseñados con las NTCS-1976, no así, para los diseñados con las NTCS-2017, estos concentran las distorsiones en los entrepisos intermedios. En ningún caso son similares los periodos de los edificios con los periodos del movimiento y del sitio, sin embargo, los periodos del sitio y del movimiento sí son muy similares entre sí y son mayores a 2, periodo que se atribuye a edificios muy altos.

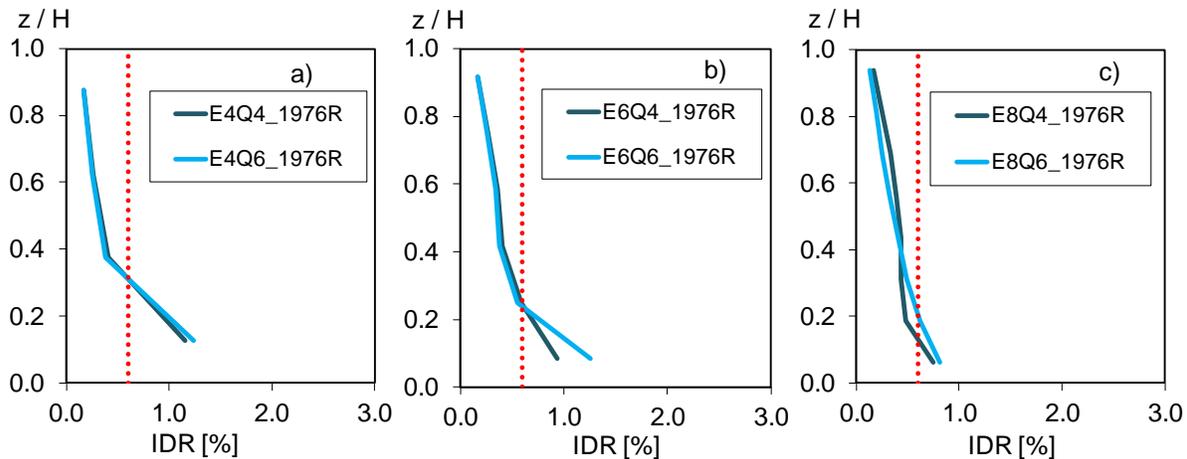
### 4.3 Respuesta de los edificios ante el conjunto de registros

La respuesta de los edificios ante la acción del conjunto de registros, se evaluó mediante la mediana de las demandas de *IDR* de cada edificio. Los resultados se organizaron de manera que se pudiera evaluar la influencia del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , el número de niveles, el tipo de modelado y la versión de las NTCS.

### 4.3.1 Influencia de $Q$

En esta sección, se estudia la influencia del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , empleado para el diseño de los edificios en su respuesta. Para tal fin, se calculó la mediana de la demanda de  $IDR$  de los edificios que compartan la misma técnica de modelado y el mismo número de niveles, pero diferente factor  $Q$ . Cabe notar que, esta comparación solo se realizó para los edificios diseñados con las NTCS-1976, debido a que con las NTCS-2017 solo se diseñaron edificios con  $Q=4$ .

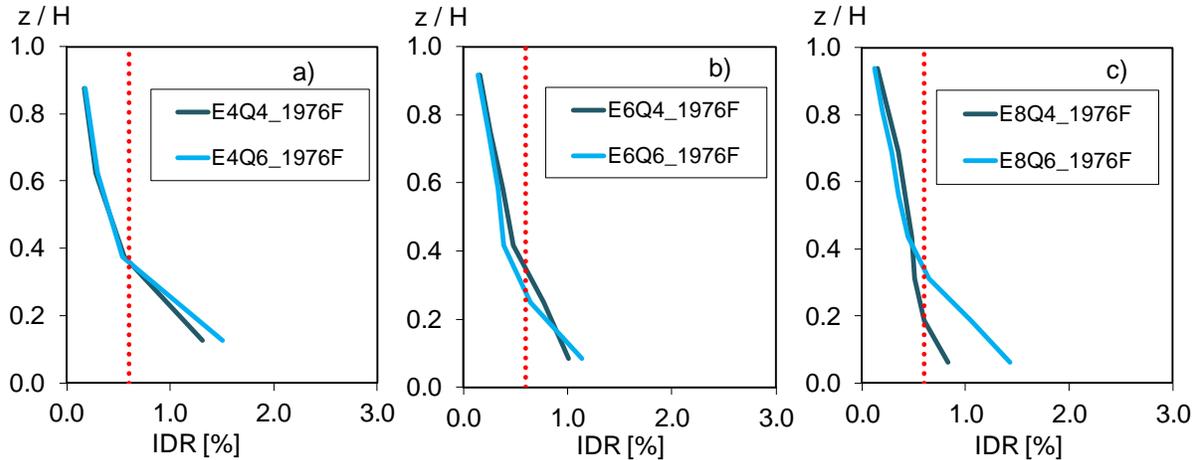
En la figura 4.25 se presentan los perfiles de la demanda de  $IDR$  de los edificios modelados con nudo rígido.



**Figura 4.25** Comparación de los perfiles de la demanda de  $IDR$  para los edificios modelados con unión viga-columna rígida y diferente  $Q$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles

Como se puede apreciar en la figura, los edificios diseñados con un  $Q=6$  presentan demandas de  $IDR$  mayores que los edificios diseñados con  $Q=4$ , principalmente en la planta baja. En ambos edificios se distingue el mecanismo de planta baja débil. Cabe notar que, en el caso de los edificios de 8 niveles se presentan ligeramente mayores distorsiones en los entrepisos intermedios en edificio diseñado con  $Q=4$  que en el diseñado con  $Q=6$ ; sin embargo, ambos edificios tienden a concentrar las distorsiones máximas en la planta baja.

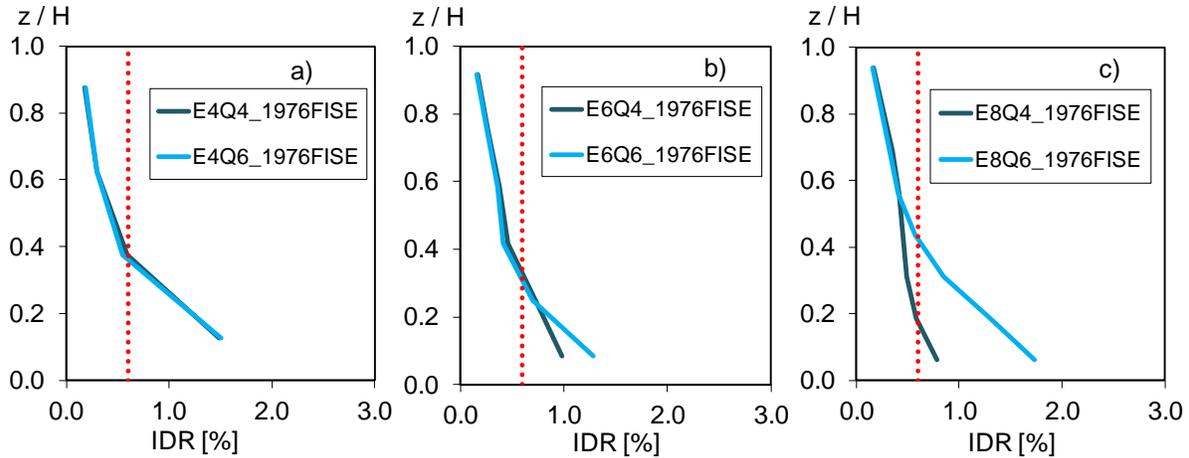
En la figura 4.26 se presentan los perfiles de  $IDR$  para los edificios modelados con unión viga-columna flexible.



**Figura 4.26** Comparación de los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios modelados con unión viga-columna flexible y diferente  $Q$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles

Como se puede apreciar en las figuras los edificios diseñados con  $Q=6$  exhiben, en general, demandas de *IDR* mayores que los edificios diseñados con  $Q=4$ . En ambos edificios las demandas de *IDR* se concentran en la planta baja. En particular, en los edificios de 6 niveles se aprecia que en el edificio diseñado con  $Q=6$  tiene distorsiones menores en los entrepisos intermedios tienen distorsiones menores que el diseñado con  $Q=4$ , pero sus demandas de *IDR* son mayores en la planta baja.

Finalmente, se presentan en la figura 4.27 los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura.



**Figura 4.27** Comparación de los perfiles de *IDR* de los edificios modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura y diferente  $Q$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles

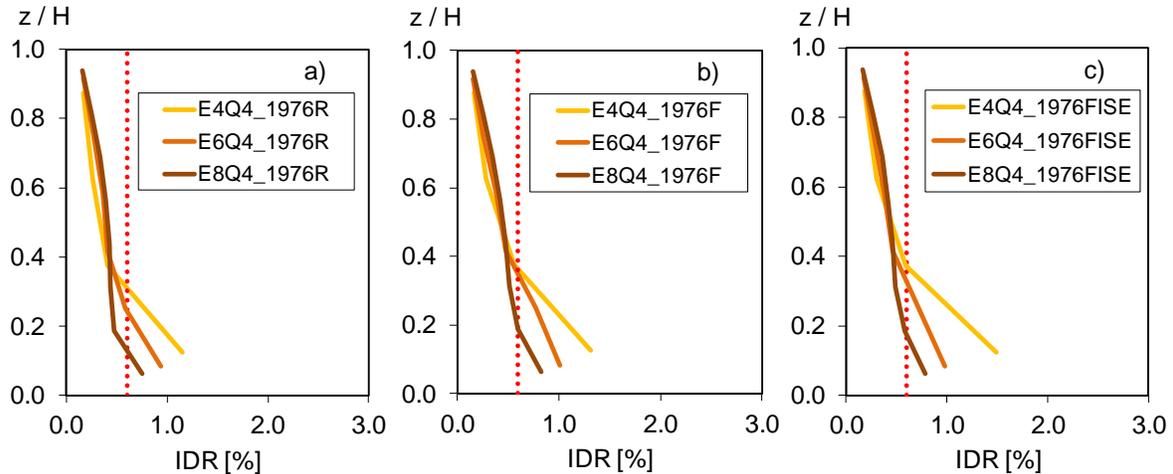
Como se aprecia en las figuras, el factor  $Q$  tiene una influencia importante en el diseño de los edificios de 8 niveles, donde la diferencia de demandas es significativa en la planta baja. Sin embargo, no se aprecia una influencia significativa de  $Q$  en las demandas de *IDR* en los edificios de 4 y 6 niveles cuando se considera la interacción suelo-estructura.

### 4.3.2 Influencia del número de niveles

Como se observó en las curvas de capacidad, los edificios con mayor número de niveles son más susceptibles a presentar el mecanismo de planta baja débil dado que presentan menor resistencia ante cargas laterales; por tanto, es importante observar cómo influye el número de niveles en su respuesta.

Con este fin se presentan las figuras de los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios con diferente número de niveles, pero que comparten la misma técnica de modelado y el mismo  $Q$ , comparados entre sí. Esto solo para los edificios diseñados con las NTCS-1976 ya que para las NTCS-2017 solo se empleó una técnica de modelado.

En la figura 4.28 se presentan los perfiles de *IDR* para los edificios diseñados con las NTCS-1976, con un  $Q=4$  y diferente número de niveles, considerando las tres técnicas de modelado.

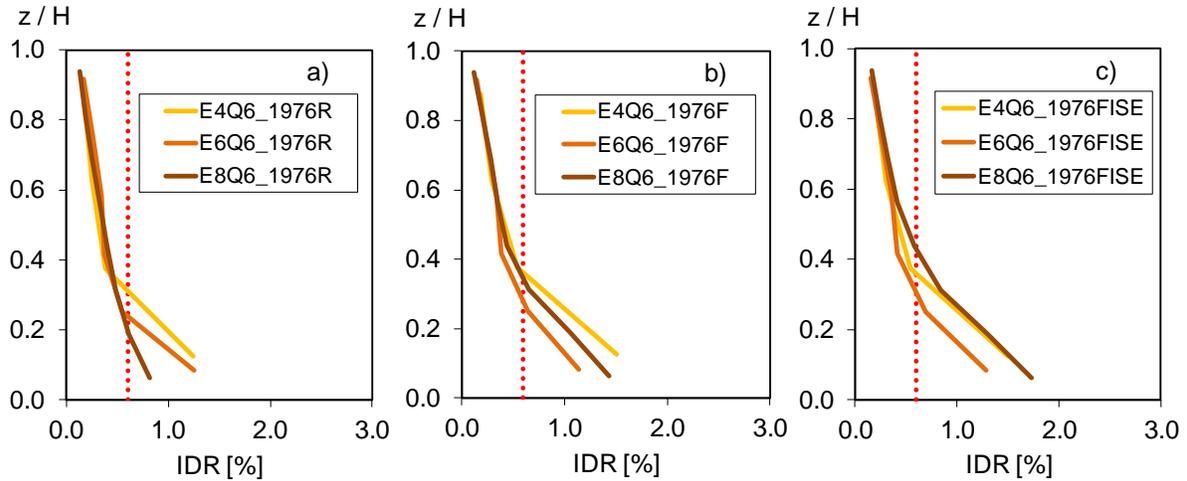


**Figura 4.28** Comparación de los perfiles de las demandas de *IDR* para los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con  $Q=4$ : a) edificios modelados con unión viga-columna rígida, b) edificios modelados con unión viga-columna flexible y c) edificios modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura

Como se puede apreciar en las figuras, los edificios de 4 niveles exhiben, en general, distorsiones de entrepiso mayores que los edificios de 6 y 8 niveles, principalmente en la planta baja.

Este comportamiento puede atribuirse parcialmente a que el edificio de 8 niveles exhibe el efecto de modos superiores (por ejemplo, se verificó que el edificio requiere la participación de sus primeros tres modos de vibrar para alcanzar el 98% de su respuesta, mientras que el edificio de 4 niveles solo requiere la participación del primer modo para alcanzar el 98% de su respuesta), provocando un efecto que compensa su mayor propensión a formar un mecanismo de planta baja débil como se apreció en las curvas de capacidad.

Una figura similar, considerando un  $Q=6$  en su diseño, se presenta en la figura 4.29.



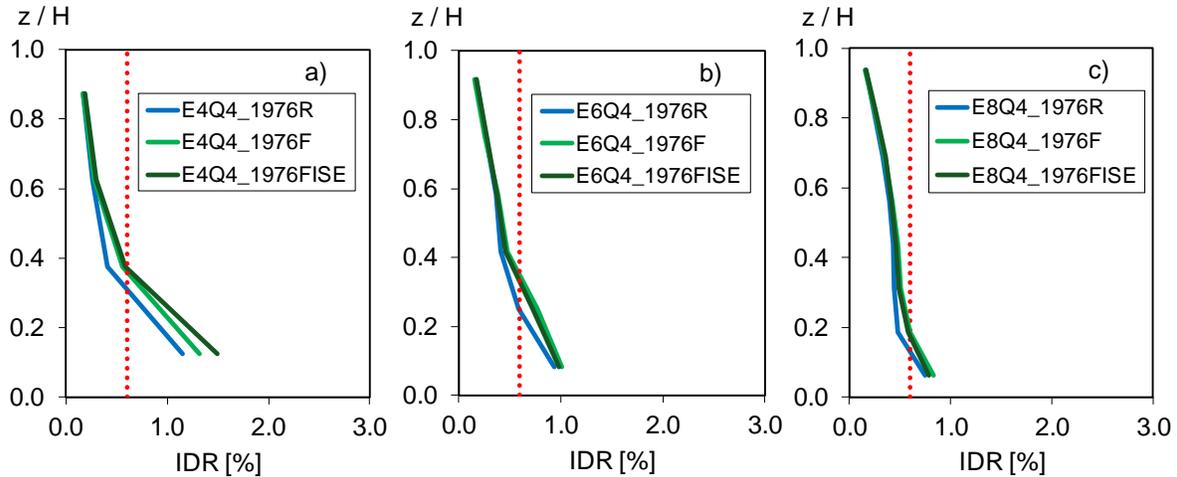
**Figura 4.29** Comparación de los perfiles de *IDR* para los edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados con  $Q=6$ : a) edificios modelados con unión viga-columna rígida, b) edificios modelados con unión viga-columna flexible y c) edificios modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura

A partir de las figuras, se puede apreciar, en general, un comportamiento similar al descrito anteriormente en los edificios de 4 y 6 niveles. Sin embargo, los edificios de 8 niveles modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura presentan mayores distorsiones de entrepiso que sus contra partes diseñados con  $Q=4$ . Esta tendencia puede atribuirse, parcialmente, a que los edificios diseñado con  $Q=6$  incorporando ISE se vuelven más flexibles, lo cual acerca su periodo fundamental al  $T_g$  y  $T_s$ .

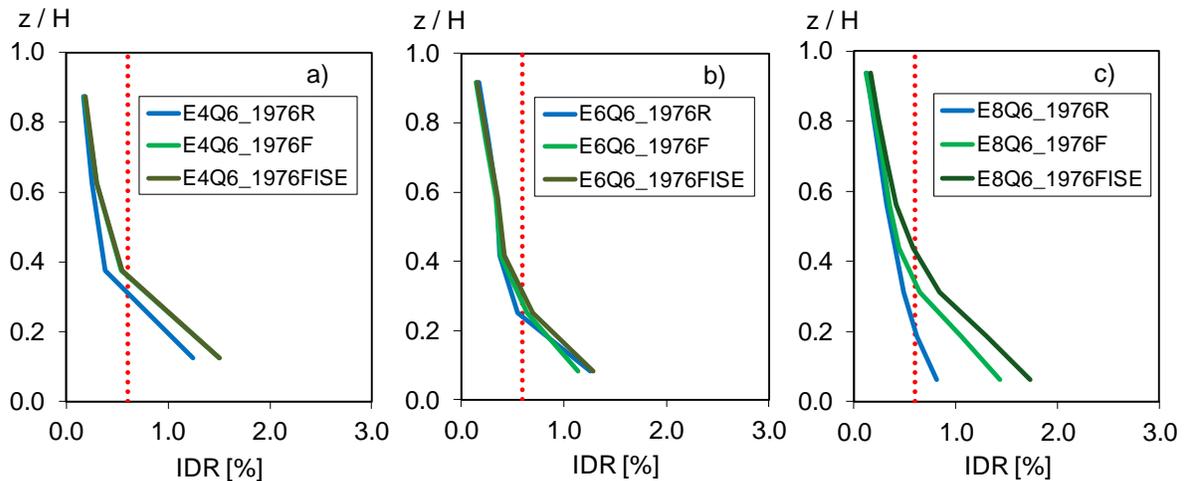
#### 4.3.3 Influencia del modelado

Para estudiar la influencia del tipo de modelado en la respuesta sísmica de los edificios, se graficaron los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios con el mismo número de niveles el factor y comportamiento sísmico.

Por ejemplo, en la figura 4.30 se presentan los perfiles de *IDR* de los edificios diseñados con  $Q=4$ , mientras que en la figura 4.31 se presentan los perfiles de *IDR* correspondiente a los edificios diseñados con  $Q=6$ .



**Figura 4.30** Comparación de los perfiles de *IDR* de los edificios con diferente técnica de modelado, con  $Q=4$  y el reglamento de 1976: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles



**Figura 4.31** Comparación de los perfiles de *IDR* de los edificios con diferente técnica de modelado, con  $Q=6$  y el reglamento de 1976: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles

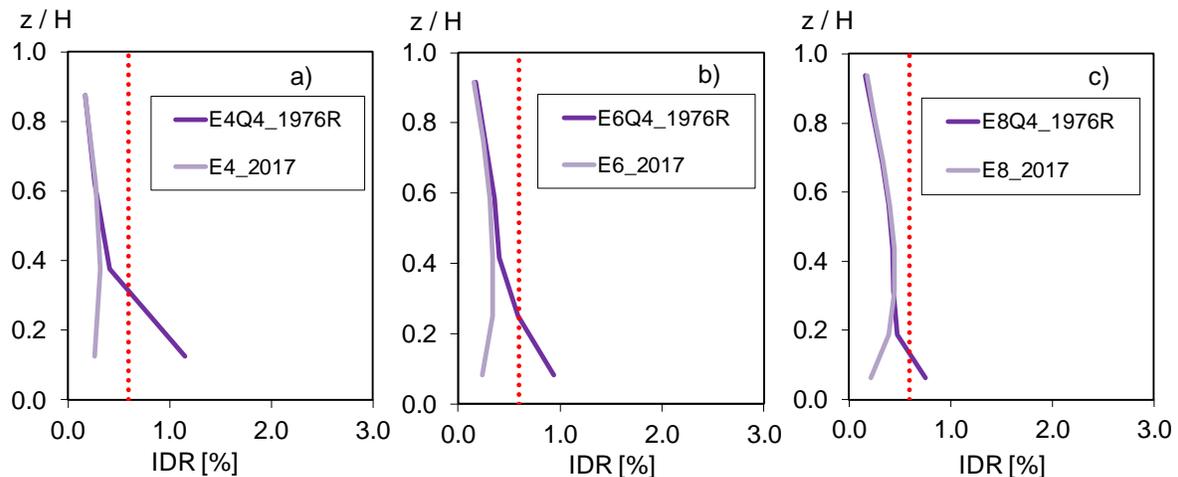
A partir de las figuras, se aprecia que todos los edificios concentran las demandas mayores de *IDR* en la planta baja y en todos los casos exceden el 0.6%, lo cual conduce al mecanismo de planta baja flexible. En general, se aprecia que el tipo de modelado de unión viga-columna flexible, es que presenta una mayor influencia en las demandas de *IDR* incrementándolas en la mayoría de los casos. También es perceptible, que el modelado de la interacción suelo-

estructura incrementa las demandas de *IDR* en un porcentaje menor en comparación con el modelado de la unión viga-columna flexible.

#### 4.3.4 Influencia del reglamento

Como parte de este estudio, se diseñaron edificios con diferente normativa con la finalidad de determinar la influencia de las modificaciones que se incorporaron a las NTCS-2017 en la respuesta sísmica de edificios con planta baja débil; particularmente, es importante revisar si las nuevas disposiciones son suficientes para impedir la formación de un mecanismo de planta baja débil con un comportamiento inadecuado. Con este fin, se graficaron las medianas de las demandas de *IDR* de cada edificio considerando el mismo número de niveles, pero diferente reglamento.

En la figura 4.32 se presenta la comparación de los perfiles de *IDR* de los edificios modelados con unión viga-columna rígida.



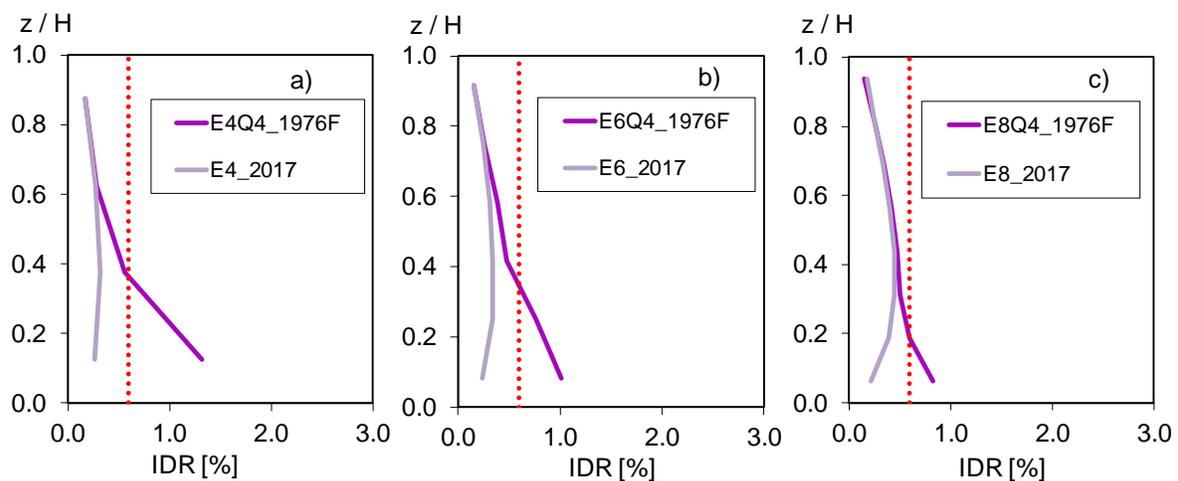
**Figura 4.32** Comparación de los perfiles de *IDR* de los edificios con  $Q=4$ , unión viga-columna rígida y ambos reglamentos: a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles

En estas figuras, se aprecia que el edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-1976 excede las distorsiones máximas permisibles para el primer nivel y las concentra en la planta baja,

formándose el mecanismo de planta baja flexible, en cambio el diseñado con las NTCS-2017 las concentra en los entrepisos intermedios.

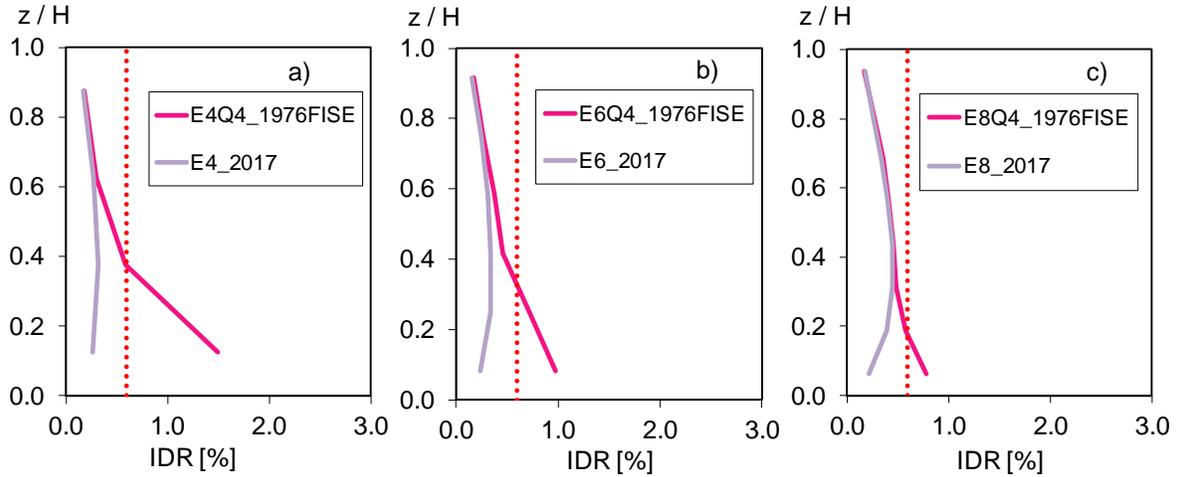
En los edificios de 6 y 8 niveles diseñados con las NTCS-1976 el comportamiento es similar al de 4 niveles concentrando las distorsiones máximas en la planta baja del edificio excediendo las máximas permitidas, en los edificios diseñados con las NTCS-2017 se concentran las distorsiones máximas en los entrepisos intermedios y estas no superan las distorsiones máximas permisibles para los pisos superiores (dado el tipo de estructuración,  $\gamma_{max} = 0.2\%$ ).

En la figura 4.33 se comparan los perfiles de las demandas de *IDR* de los edificios modelados con unión viga-columna flexible y los edificios diseñados con las NTCS-2017 que contemplan una unión viga-columna rígida.



**Figura 4.33** Comparación de los perfiles de *IDR* de los edificios diseñados con diferente reglamento, diferente modelado y con  $Q=4$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles

En la figura 4.34 se comparan los perfiles de los edificios modelados con unión viga-columna flexible e interacción suelo-estructura y los edificios diseñados con las NTCS-2017 que contemplan una unión viga-columna rígida.



**Figura 4.34** Comparación de los perfiles de IDR de los edificios diseñados con diferente reglamento, diferente modelado y con  $Q=4$ : a) edificios de 4 niveles, b) edificios de 6 niveles y c) edificios de 8 niveles

Finalmente, en las figuras se aprecia que los edificios que integran la unión viga columna flexible y la interacción suelo-estructura presentan demandas de *IDR* que se distribuyen más uniformemente que las de los edificios con unión viga-columna rígida, sin embargo, aun tienden al comportamiento de planta baja flexible.

# CAPÍTULO

# 5

## CONCLUSIONES

---

En esta investigación se presentó la evaluación del comportamiento sísmico de 2 grupos de edificios de 4, 6 y 8 niveles estructurados a base de marcos de concreto reforzado con muros diafragma de mampostería en los entresijos superiores a la planta baja, los cuales son susceptibles de experimentar el mecanismo de planta baja débil. El primer grupo se diseñó con la edición 1976 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (NTCS), con  $Q=4$  y  $Q=6$ , mientras que el segundo grupo se diseñó con edición 2017 de las NTCS. Ambos grupos de edificios se modelaron con el programa RUAUMOKO (Carr, 2009). En particular, el grupo de edificios diseñados con las NTCS-1976 se modeló con tres estrategias diferentes. La primera estrategia consideró una unión viga-columna rígida, la segunda estrategia consideró una unión viga-columna flexible, y la tercera estrategia consideró una unión viga-columna flexible, así como la interacción suelo-estructura. Los modelos analíticos se sometieron a la acción de 48 historias de aceleración registradas en 10 estaciones acelerográficas durante el temblor intraplaca de profundidad intermedia del 19 de septiembre de 2017.

Con base en los resultados obtenidos de los análisis estático no lineal y análisis dinámicos no lineales de cada grupo de edificios, se ofrecen las siguientes conclusiones:

---

- 1) La capacidad ante cargas laterales de los edificios diseñados con las NTCS-1976, diseñados con ambos valores de  $Q$ , decae significativamente una vez alcanzada la resistencia del edificio con una pendiente negativa, lo cual se atribuye a la formación del mecanismo de planta baja débil.
- 2) Los edificios diseñados con las NTCS-1976 tienen una baja capacidad de deformación lateral, debido a la formación de una planta baja débil.
- 3) Las demandas de *IDR* se incrementan al modelar la flexibilidad de la unión viga-columna en los edificios diseñados con las NTCS-1976 respecto a las demandas de *IDR* obtenidas de considerar una unión viga-columna rígida.
- 4) No se apreció que el modelado de la interacción suelo-estructura tenga una gran influencia en la respuesta de los edificios diseñados con las NTCS-1976.
- 5) Los edificios diseñados con las NTCS-1976 presentan mayores demandas de *IDR* en comparación con los edificios diseñados con las NTCS-2017. En algunos casos las demandas de *IDR* sugieren el colapso del edificio.
- 6) En los modelos de los edificios diseñados con las NTCS-2017 no se observó una concentración de *IDR* en la planta baja, típica en edificios con planta baja débil, dado que la demanda máxima de distorsión se traslada a los niveles por encima de la planta baja.
- 7) El edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017 exhibió demandas excesivas de *IDR* en la planta baja ante algunas de las historias con aceleración consideradas en este estudio, lo cual sugiere que todavía es posible que desarrolló un mecanismo de planta baja débil.

## REFERENCIAS

---

Alath, S., Kunnath, S.K. (1995), “Modelling inelastic shear deformations in RC beam-column joints”, *Engineering Mechanics Proceedings of 10th Conference*, May 21–24, University of Colorado at Boulder, Boulder, Colorado, ASCE, New York, 2, 822–825.

Almaraz, S., Niño, M., Jaimes, M. (2018), “Comportamiento sísmico de marcos de concreto reforzado con piso débil, considerando muros de mampostería ligados y desligados”, *XXI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, Campeche, Campeche.

Carr, A.J. (2009), “RUAUMOKO2D-Inelastic Dynamic Analysis Program. User manual for the 2-Dimensional version”, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Celik, O.C., Ellingwood, B. (2008), “Modelling beam-column joints in fragility assessment of gravity load designed reinforced concrete frames”, *Journal of Earthquake Engineering*, 12: 357-381.

CSI, (2018), “SAP2000 programa de elementos finitos para la, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas de ingeniería de estructuras, v20.2.0.

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.

Gaceta (2017), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017.

Galvis, F., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H., Silos, J. R. (2017). “Preliminary Statistics of Collapsed Buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos Earthquake”,

*Technical Report, John A. Blume Earthq. Engrg. Ctr., Stanford University,*  
[http://www.learningfromearthquakes.org/2017-09-19-pueblamexico/images/2017\\_09\\_19\\_PueblaMexico/pdfs/Preliminary\\_Report\\_Mexico2017\\_v7.pdf](http://www.learningfromearthquakes.org/2017-09-19-pueblamexico/images/2017_09_19_PueblaMexico/pdfs/Preliminary_Report_Mexico2017_v7.pdf) [último acceso: 24/09/2020]

González, O., Robles, F. (1989). Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Editorial Limusa, 2ª. Edición.

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.

Hernández, D., Tena, A. (2016), “Estudio paramétrico de modelos representativos de estructuras propensas a desarrollar pisos suaves o débiles ante excitaciones sísmicas de suelo blando”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, 95:53-80.

Jaimes, M. A., Reinoso, E. (2006), “Comparación de comportamiento de edificios en el Valle de México ante sismos de subducción y de falla normal”, *Revista de Ingeniería Sísmica*, 75:1–22.

Miranda, E. (2005), “Aspectos fundamentales de la respuesta sísmica de edificios con entrepisos blandos”, 4º Simposio Nacional de Ingeniería Estructural en la Vivienda, Veracruz, Ver.

Pampanin, S., Magenes, G., Carr, A. (2003), “Modelling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam-column joints”, *Proceedings of the fib 2003 Symposium*, May 6-8, Athens, Greece.

SMIE (2015), Análisis de Estructuras de Mampostería, J.J. Pérez-Gavilán (Editor), Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural-Consejo Nacional de Vivienda.

Tena, A. (2001), “Evaluación sísmica de la condición de irregularidad por piso suave de estructuras mixtas diseñadas conforme al RCDF-93”, *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, CDROM, noviembre.

Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM), [http://www.cires.org.mx/racm\\_mapa/index.php](http://www.cires.org.mx/racm_mapa/index.php) [última consulta: 24/09/2020]

Ripley, J. (1932), Earthquake damage and earthquake insurance, McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, pp. 395-396.

Rosenblueth, E. (1979), “Seismic design requirements in a Mexican 1976 code”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 7(1), 49–61.

Ruiz-García, J., Miranda, E. (2018), “Evaluation of seismic displacement demands from the September 19, 2017 Puebla-Morelos (Mw=7.1) earthquake in Mexico City”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47(13): 2579- 2732.

Ruiz-García, J. (2017), “Observations from the September 19, 2017 (Mw=7.1) earthquake in Mexico City”, [http://learningfromearthquakes.org/2017-09-19-puebla-mexico/index.php?option=com\\_content&view=article&id=90](http://learningfromearthquakes.org/2017-09-19-puebla-mexico/index.php?option=com_content&view=article&id=90) [última consulta: 24/09/2020].

SeismoSoft, (2019), “Seismosignal: programa de computadora para procesar aceleraciones sísmicas, Versión 4.3.0”, institución tPORT.

Servicio Sismológico Nacional (SSN) (2017). Reporte Especial: Sismo del día 19 de septiembre de 2017, Puebla Morelos (M 7.1). Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), [http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportesespeciales/2017/SSNMX\\_rep\\_esp\\_20170919\\_PueblaMorelos\\_M71.pdf](http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportesespeciales/2017/SSNMX_rep_esp_20170919_PueblaMorelos_M71.pdf) [última consulta: 24/09/2020].

Wolf, J. P., Deeks, A. J. (2004), Foundation Vibration Analysis: A Strength-of-Materials Approach, Elsevier, Linacre House. Oxford, UK.

---

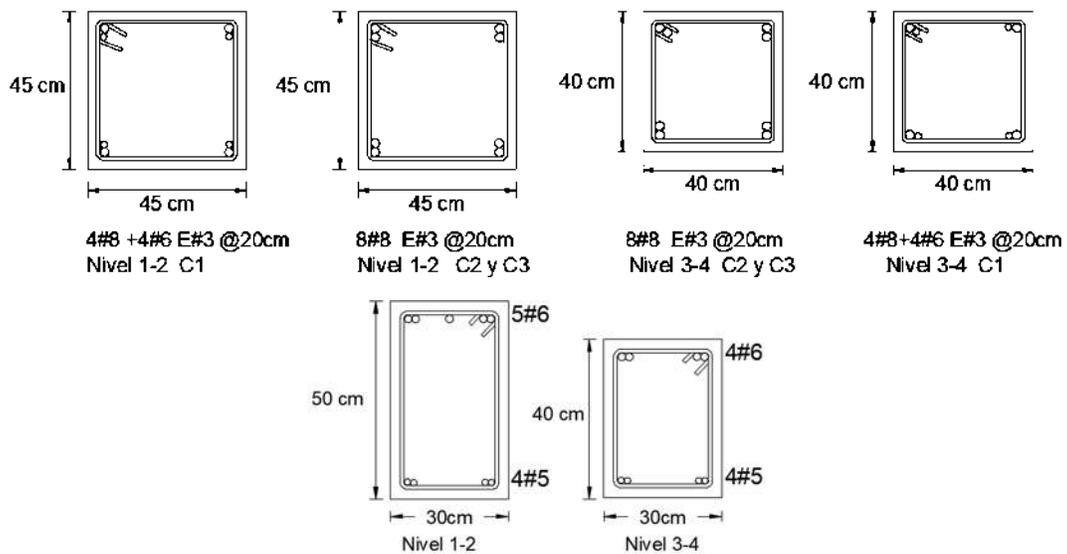
# APÉNDICE

# A

## DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO DE LAS SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS DISEÑADAS CON LAS NTCS-1976

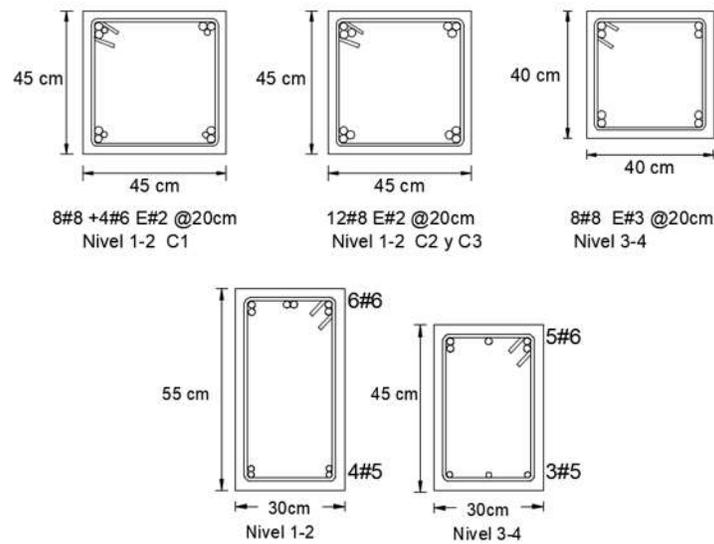
### A.1 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 4 niveles

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



**Figura A.1** Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

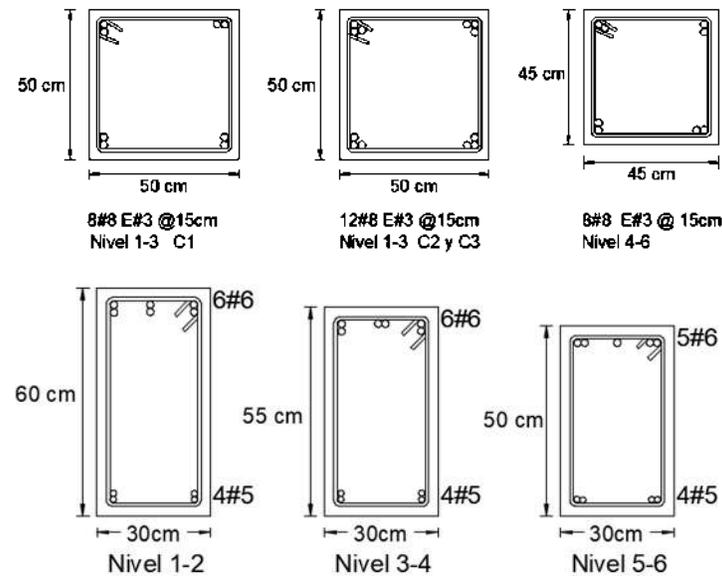
Para un coeficiente de comportamiento sísmico  $Q=4$ .



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

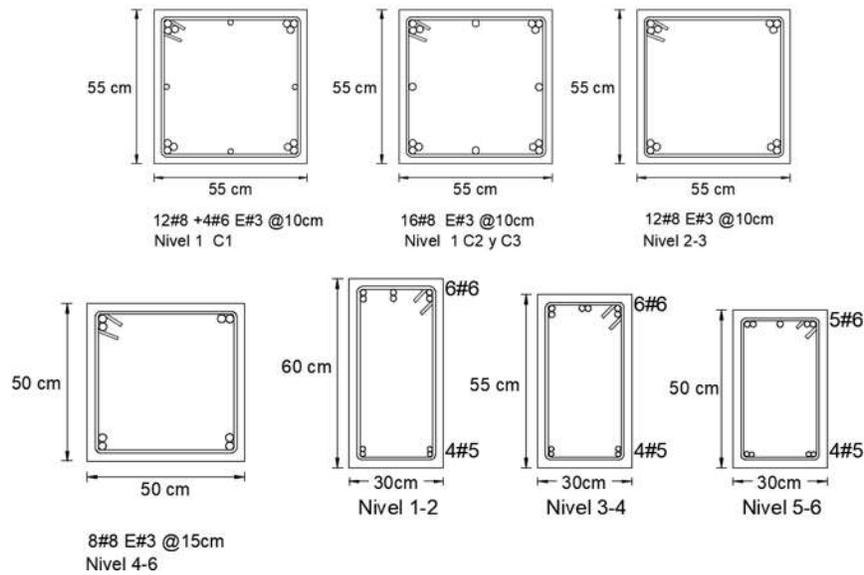
### **A.2 Distribución del acero de refuerzo de las secciones de vigas y columnas del edificio de 6 niveles**

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



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

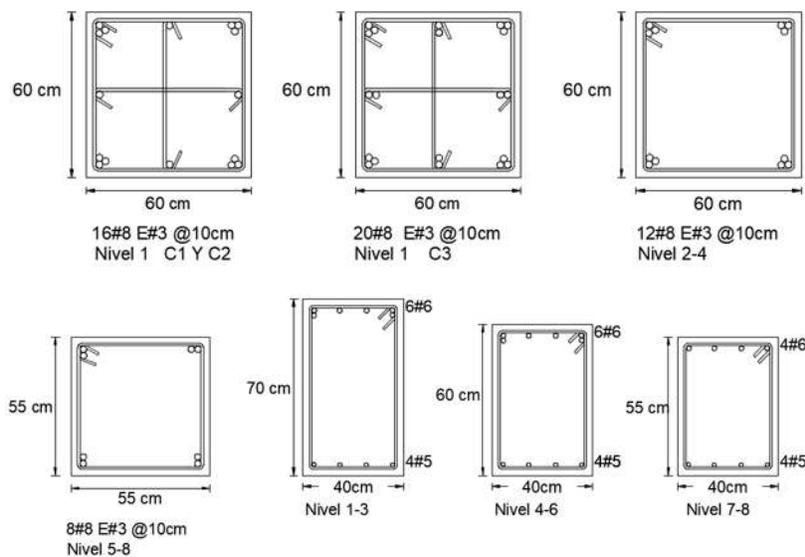
Para un coeficiente de comportamiento sísmico  $Q=4$ .



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

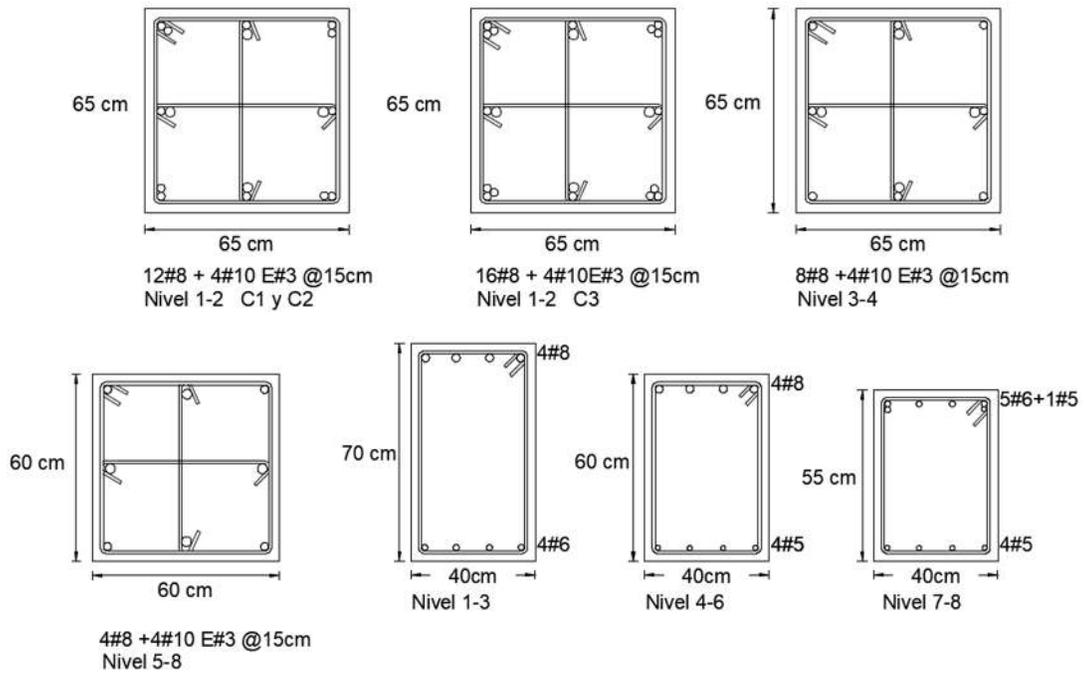
### A.3 Distribución del acero de refuerzo de las secciones de vigas y columnas del edificio de 8 niveles

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



**Figura A.5** Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=6$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

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



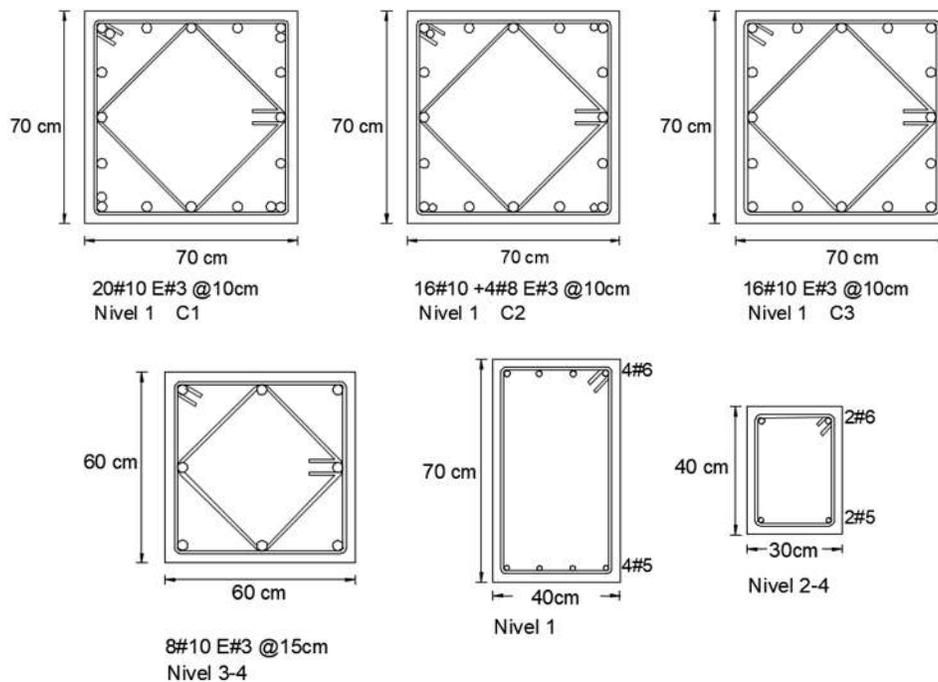
**Figura A.6** Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-1976 y  $Q=4$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

# APÉNDICE

# B

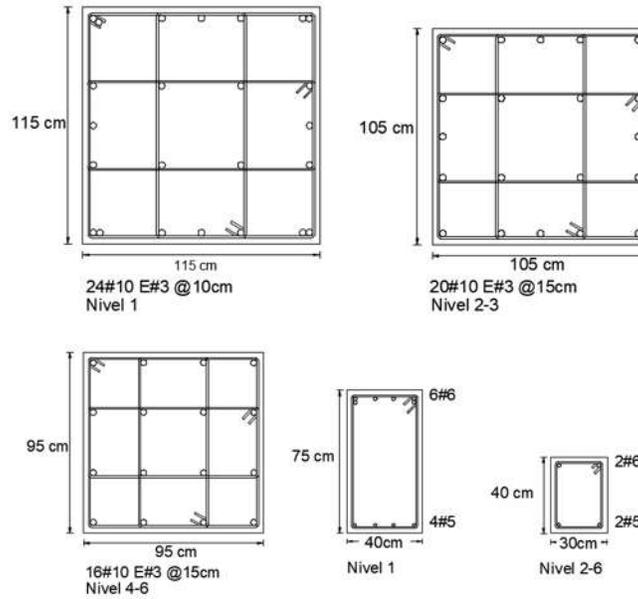
## DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO DE LAS SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS DISEÑADAS CON LAS NTCS-2017 y $Q=4$

### *B.1 distribución del acero de refuerzo de las secciones de vigas y columnas del edificio de 4 niveles*



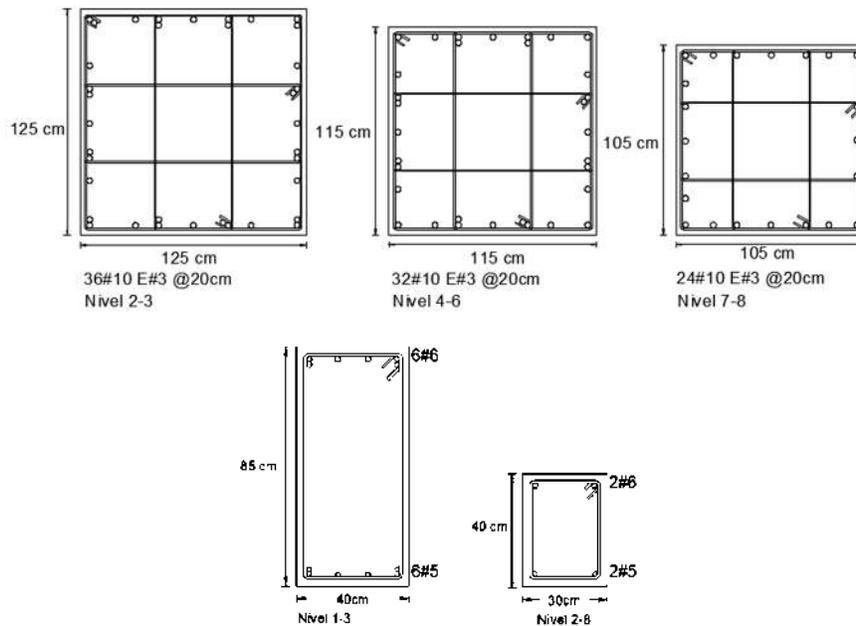
**Figura B.1** Secciones finales de columnas y vigas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-2017 y  $Q=4$  [imágenes tomadas de Gregorio, 2020]

**B.2 Distribución del acero de refuerzo 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]

**B.3 Armado de las secciones de vigas y columnas del edificio de 8 niveles.**



**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

### PROCESO DEL CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DE LA UNIÓN VIGA-COLUMNA FLEXIBLE

---

Para el cálculo de las propiedades de la unión viga-columna flexible son necesarias las propiedades geométricas y mecánicas de las vigas y columnas del edificio.

Y en todo caso, se sigue el mismo proceso de cálculo y dado que todos los edificios fueron diseñados con el mismo reglamento se usan las mismas literales y factores, los cuales se expresan a continuación:

Datos del agrietamiento:

$$\rho = 0.008$$

$$\tau_{cr} = 7.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{cr} = 270.4 \text{ kg - cm}$$

Datos del nudo:

$$b_j = \text{Ancho de la zona del panel}$$

$$L_b = \text{Longitud libre de la viga}$$

$$j_d = \text{Brazo de palanca (0.7 h)}$$

$L_c$  = Longitud libre de la columna

Factores:

$\lambda$  = 0.017

$\eta_c$  = Columnas

$\eta_B$  = Vigas

Propiedades del concreto:

**Rango**= 0.007 Rangos establecidos en Celik y Ellingwood (1988)

$E$ = 221359.436 kg-cm

Datos del nudo:

$\Delta$ , Pendiente del diagrama de Momento-Curvatura

$K0e$ ,  $K0i$ , Rigidez del nudo exterior o interior

$Kvig$ , Rigidez de la viga

Finalmente se muestran las tablas de cálculo de las propiedades del nudo para cada edificio, de manera muy directa y breve.

### ***C.1 Calculo de las propiedades de la unión viga-columna flexible del edificio de 4 niveles con $Q=4$***

**Tabla C.1** Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=4$

COLUMNAS			
Nivel	b [cm]	C1	
		$M_y$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
4	40	2657917	3690596
3	40	2657917	3690596
2	45	3909946	5509940
1	45	3909946	5509940

**Tabla C.2** Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=4$

VIGAS						
Nivel	b [cm]	d [cm]	$M_y$ (+) [kg-cm]	$M_y$ (-) [kg-cm]	$M_u$ (+) [kg-cm]	$M_u$ (-) [kg-cm]
4	30	40	1023444	2205010	1299448	2566807
3	30	40	1023444	2205010	1299448	2566807
2	30	50	1663274	3304578	2166267	3816982
1	30	50	1663274	3304578	2166267	3816982

**Tabla C.3** Datos del nudo del edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=4$

DATOS DEL NUDO						
Nivel	$b_j$ [cm]	$L_b$ [cm]	$j_d$ [cm]	$L_c$ [cm]	$\eta_c$	$\eta_B$
4	30	660	28	260	0.85	0.95
3	30	660	28	255	0.84	0.95
2	30	655	35	250	0.80	0.95
1	30	655	35	425	0.88	0.95

**Tabla C.4** Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=4$

MARCO EXTERIOR E INTERIOR				
Nivel	Nudo exterior		Nudo interior	
	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
4	1072179	1361326	3141175	4050362
3	1072179	1361326	3382190	3382190
2	1743111	2270248	5206309	5206309
1	1743111	2270248	5206309	5206309

**Tabla C.5** Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=4$

$\varphi$	Nivel	Nudo exterior		Nudo interior		$K_{vig}$
		$\Delta$	$K_{0e}$	$\Delta$	$K_{0i}$	
0.00022222	1	4824807429	21796.26	14135285863.64	63856.71	80000
0.00022222	2	4824807429	21796.26	15219854571.43	68756.29	80000
0.00017778	3	9805000230	44294.48	29285487540.00	132298.35	156250
0.00017778	4	9805000230	44294.48	29285487540.00	132298.35	156250

## C.2 Calculo de las propiedades de la unión viga-columna flexible del edificio de 4 niveles con $Q=6$

**Tabla C.6** Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=6$

COLUMNAS					
Nivel	b [cm]	C1		C2	
		$M_y$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]	$M_y$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
4	40	2652284	3647742	2201302	3121839
3	40	2652284	3647742	2201302	3121839
2	45	2467352	3424492	3092201	4261873
1	45	2467352	3424492	3092201	4261873

**Tabla C.7** Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=6$

VIGAS						
Nivel	b [cm]	d [cm]	$M_y (+)$ [kg-cm]	$M_y (-)$ [kg-cm]	$M_u (+)$ [kg-cm]	$M_u (-)$ [kg-cm]
4	30	40	1190942	1592837	1736486	1807810
3	30	40	1190942	1592837	1736486	1807810
2	30	50	1518441	2539572	2292884	2350907
1	30	50	1518441	2539572	2292884	2350907

**Tabla C.8** Datos del nudo del edificio de 4 niveles diseñado con  $Q=6$

DATOS DEL NUDO						
Nivel	$b_j$ [cm]	$L_b$ [cm]	$j_d$ [cm]	$L_c$ [cm]	$\eta_c$	$\eta_B$
4	30	660	28	260	0.85	0.95
3	30	660	28	255	0.84	0.95
2	30	655	35	250	0.80	0.95
1	30	655	35	425	0.88	0.95

**Tabla C.9** Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio 4 niveles diseñado con  $Q=6$

MARCO EXTERIOR E INTERIOR				
Nivel	Nudo exterior		Nudo interior	
	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
4	1247654	1819176	2916340	3713072
3	1247654	1819176	2916340	2916340
2	1591326	2402942	4252798	4252798
1	1591326	2402942	4252798	4252798

**Tabla C.10** Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio 4 niveles diseñado con  $Q=6$

$\varphi$	Nivel	Nudo exterior		Nudo interior		$K_{vig}$
		$\Delta$	$K_{0e}$	$\Delta$	$K_{0i}$	
0.000194444	1	6416503837	28986.81	14998319510.20	67755.50	80000
0.000194444	2	6416503837	28986.81	14998319510.20	67755.50	80000
0.000155556	3	10229953937	46214.22	27339413297.14	123506.88	156250
0.000155556	4	10229953937	46214.22	27339413297.14	123506.88	156250

### C.3 Calculo de las propiedades de la unión viga-columna flexible del edificio de 6 niveles con $Q=6$

**Tabla C.11** Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=6$

COLUMNAS			
Nivel	b [cm]	C1	
		$M_y$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
6	45	3203072.57	4127323.55
5	45	3203072.57	4127323.55
4	45	3203072.57	4127323.55
3	50	5123919.81	6376646.41
2	50	6759634.23	8926600.65
1	50	6759634.23	8926600.65

**Tabla C.12** Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=6$

VIGAS						
Nivel	b [cm]	d [cm]	$M_y$ (+) [kg-cm]	$M_y$ (-) [kg-cm]	$M_u$ (+) [kg-cm]	$M_u$ (-) [kg-cm]
6	30	50	1490486	2536782	2025583	3157502
5	30	50	1490486	2536782	2025583	3157502
4	30	55	1655508	3297087	2229010	3975481
3	30	55	1655508	3297087	2229010	3975481
2	30	60	1820845	3619003	2455894	3967116
1	30	60	1820845	3619003	2455894	3967116

**Tabla C.13** Datos del nudo del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=6$

DATOS DEL NUDO						
Nivel	$b_j$ [cm]	$L_b$ [cm]	$j_d$ [cm]	$L_c$ [cm]	$\eta_c$	$\eta_B$
6	30	655	35	250	0.80	0.95
5	30	655	35	247.5	0.80	0.95
4	30	655	38.5	245	0.78	0.95
3	30	650	38.5	242.5	0.77	0.95
2	30	650	42	240	0.75	0.95
1	30	650	42	420	0.86	0.95

**Tabla C.14** Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=6$

MARCO EXTERIOR E INTERIOR				
Nivel	Nudo exterior		Nudo interior	
	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
6	1562029	2122811	4003841	5159154
5	1562029	2122811	4220577	4220577
4	1734972	2336002	5190320	5190320
3	1735613	2336865	5192237	5192237
2	1908950	2574728	5703066	5703066
1	1908950	2574728	5703066	5703066

**Tabla C.15** Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio de 6 niveles diseñado con  $Q=6$

$\varphi$	Nivel	Nudo exterior		Nudo interior		$Kvig$
		$\Delta$	$K0e$	$\Delta$	$K0i$	
0.000155556	6	10041617108.57	45363.40	25738976008.93	116276.84	156250.00
0.000155556	5	10041617108.57	45363.40	27132279840.00	122571.15	156250.00
0.000141414	4	12268733286.86	55424.49	36702974031.43	165807.14	207968.75
0.000141414	3	12273264953.92	55444.96	36716530904.38	165868.38	207968.75
0.00012963	2	14726188824.88	66526.14	43995084055.30	198749.53	270000.00
0.00012963	1	14726188824.88	66526.14	43995084055.30	198749.53	270000.00

#### C.4 Calculo de las propiedades de la unión viga-columna flexible del edificio de 8 niveles con $Q=4$

**Tabla C.16** Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=4$

COLUMNAS					
Nivel	b [cm]	C1		C3	
		$M_y$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]	$M_y$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
8	55	5816397	7233078	5816397	7233078
7	55	5816397	7233078	5816397	7233078
6	60	6517179	8433343	6517179	8433343
5	60	6517179	8433343	6517179	8433343
4	60	6517179	8433343	6517179	8433343
3	65	7227307	9322815	7227307	9322815
2	65	7227307	9322815	9512960	12243181
1	65	7227307	9322815	9512960	12243181

**Tabla C.17** Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=4$

VIGAS						
Nivel	b [cm]	d [cm]	$M_y (+)$ [kg-cm]	$M_y (-)$ [kg-cm]	$M_u (+)$ [kg-cm]	$M_u (-)$ [kg-cm]
8	40	55	3461517	4548919	4356191	6208217
7	40	55	3461517	4548919	4356191	6208217
6	40	60	4000000	6000000	5429189	7720617
5	40	60	4000000	6000000	5429189	7720617
4	40	60	4000000	6000000	5429189	7720617
3	40	70	5949164	7721916	7682423	9706789
2	40	70	5949164	7721916.45	7682423	9706789
1	40	70	5949164	7721916	7682423	9706789

**Tabla C.18** Datos del nudo del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=4$

DATOS DEL NUDO						
Nivel	$b_j$ [cm]	$L_b$ [cm]	$j_d$ [cm]	$L_c$ [cm]	$\eta_c$	$\eta_B$
8	40	645	38.5	245	0.78	0.94
7	40	645	38.5	242.5	0.77	0.94
6	40	640	42	240	0.75	0.94
5	40	640	42	240	0.75	0.94
4	40	640	42	235	0.74	0.94
3	40	635	49	230	0.70	0.94
2	40	635	49	230	0.70	0.94
1	40	635	49	415	0.83	0.94

**Tabla C.19** Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=4$

MARCO EXTERIOR E INTERIOR				
Nivel	Nudo exterior		Nudo interior	
	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
8	3690378	4644204	7500091	9326864
7	3690378	4644204	8540051	11262881
6	4266667	5791135	10666667	14026460
5	4266667	5791135	10666667	14026460
4	4266667	5791135	10666667	14026460
3	6349108	8198888	14590145	18558235
2	6349108	8198888	14590145	18558235
1	6349108	8198888	14590145	18558235

**Tabla C.20** Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=4$

$\varphi$	Nivel	Nudo exterior		Nudo interior		$K_{vig}$
		$\Delta$	$K_{0e}$	$\Delta$	$K_{0i}$	
0.00020202	8	18267368942.45	82523.56	37125449798.68	167715.69	277291.67
0.00020202	7	18267368942.45	82523.56	42273253642.09	190971.09	277291.67
0.000185185	6	23040000000.00	104084.11	57600000000.00	260210.28	360000.00
0.000185185	5	23040000000.00	104084.11	57600000000.00	260210.28	360000.00
0.000185185	4	23040000000.00	104084.11	57600000000.00	260210.28	360000.00
0.00015873	3	39999379129.41	180698.78	91917911496.18	415242.80	571666.67
0.00015873	2	39999379129.41	180698.78	91917911496.18	415242.80	571666.67
0.00015873	1	39999379129.41	180698.78	91917911496.18	415242.80	571666.67

### C.5 Calculo de las propiedades de la unión viga-columna flexible del edificio de 8 niveles con $Q=6$

**Tabla C.21** Propiedades geométricas y mecánicas de las columnas del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=6$

COLUMNAS			
Nivel	b [cm]	C1	
		$M_y$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
8	55	4016886	4016886
7	55	4016886	4016886
6	55	4016886	4016886
5	55	4016886	4016886
4	60	6517179	8433344
3	60	6517179	8433344
2	60	8587825	10752013
1	60	8587825	10752013

**Tabla C.22** Propiedades geométricas y mecánicas de las vigas del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=6$

VIGAS						
Nivel	b [cm]	d [cm]	$M_y(+)$ [kg-cm]	$M_y(-)$ [kg-cm]	$M_u(+)$ [kg-cm]	$M_u(-)$ [kg-cm]
8	40	55	1683247	3198039	2425826	4090430
7	40	55	1683247	3198039	2425826	4090430
6	40	60	2225397	3697718	3256638	4745516
5	40	60	2225397	3697718	3256638	4745516
4	40	60	2225397	3697718	3256638	4745516
3	40	70	2181720	2373757	3201117	5908698
2	40	70	2181720	2328390	3201117	5908698
1	40	70	2181720	2328390	3201117	5908698

**Tabla C.23** Datos del nudo del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=6$

DATOS DEL NUDO						
Nivel	$b_j$ [cm]	$L_b$ [cm]	$j_d$ [cm]	$L_c$ [cm]	$\eta_c$	$\eta_B$
8	40	645	38.5	245	0.78	0.94
7	40	645	38.5	242.5	0.77	0.94
6	40	645	42	240	0.75	0.94
5	40	645	42	240	0.75	0.94
4	40	640	42	235	0.74	0.94
3	40	640	49	230	0.70	0.94
2	40	640	49	230	0.70	0.94
1	40	640	49	415	0.83	0.94

**Tabla C.24** Datos del diagrama Momento-Curvatura del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=6$

MARCO EXTERIOR E INTERIOR				
Nivel	Nudo exterior		Nudo interior	
	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]	$M_{yj}$ [kg-cm]	$M_u$ [kg-cm]
8	1794536	2586211	5179669	5179669
7	1794536	2586211	5195173	5204016
6	2372531	3471953	5355849	6314726
5	2372531	3471953	5355849	6314726
4	2373757	3473747	6317989	6317989
3	2327168	3414525	4859175	4859175
2	2327168	3414525	4810784	4810784
1	2327168	3414525	4810784	4810784

**Tabla C.25** Calculo de la rigidez rotacional de los nudos del edificio del edificio de 8 niveles diseñado con  $Q=6$

$\varphi$	Nivel	Nudo exterior		Nudo interior		$K_{vig}$
		$\Delta$	$K_{0e}$	$\Delta$	$K_{0i}$	
0.000111111	8	16150824521	72961.99	46617023863	210594.25	277291.67
0.000111111	7	16150824521	72961.99	46756557812	211224.60	277291.67
0.000101852	6	23293937644	105231.28	52584694822	237553.44	360000.00
0.000101852	5	23293937644	105231.28	52584694822	237553.44	360000.00
0.000101852	4	23305975855	105285.67	62031168000	280228.25	360000.00
8.73016E-05	3	26656651636	120422.48	55659643811	251444.64	571666.67
8.73016E-05	2	26656651636	120422.48	55105347080	248940.58	571666.67
8.73016E-05	1	26656651636	120422.48	55105347080	248940.58	571666.67