



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL.

PRESENTA:

GUSTAVO ALONSO CARACHURE

ASESOR:

DR. JORGE RUIZ GARCÍA



MORELIA, MICHOACÁN, MARZO DE 2019

AGRADECIMIENTOS

A mi madre, por todo el apoyo, amor y cariño que me ha brindado durante toda mi vida.

A mi padre, por todo su apoyo y sacrificio que hizo para darme las facilidades durante mi formación académica.

A mis hermanos, por darme todo su apoyo durante cada día.

A mis sobrinitos, que son unas personitas muy especiales para mí.

A mi asesor de tesis, por darme la oportunidad de llevar a cabo este trabajo de investigación, reconociendo el gran profesionalismo que tiene.

A todos mis compañeros que conocí durante mi carrera, gracias a ellos por compartir conmigo tantas experiencias que estoy seguro nunca olvidaré.

***Dedicado al centenar de personas que conocí en ese mismo
lugar en los últimos años, nunca te lo dije pero fuiste muy
especial...***

ÍNDICE

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1	MOTIVACIÓN	12
1.2	REVISIÓN DE ALGUNOS ESTUDIOS PREVIOS	15
1.3	OBJETIVOS.....	17
1.4	ALCANCES.....	18
1.5	ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....	19

CAPÍTULO 2. EDIFICIOS ESTUDIADOS

2.1	DESCRIPCIÓN.....	20
2.2	MODELADO DE LOS MARCOS.....	22
2.3	MODELADO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA.....	23
2.4	CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS Y MECÁNICAS DE LOS MODELOS ESTUDIADOS.....	29

CAPÍTULO 3. MOVIMIENTOS DEL TERRENO 34

CAPÍTULO 4. RESPUESTA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS

4.1	MARCOS SIN MUROS.....	42
4.1.1	<i>Marco de 4 niveles.....</i>	42
4.1.2	<i>Marco de 6 niveles.....</i>	43
4.1.3	<i>Marco de 8 niveles.....</i>	44
4.2	MARCOS CON MUROS	46
4.2.1	<i>Marco de 4 niveles.....</i>	46
4.2.2	<i>Marco de 6 niveles.....</i>	47
4.2.3	<i>Marco de 8 niveles.....</i>	48
4.3	EFFECTO DE LA INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO ..	48

4.4 EDIFICIOS CONSIDERANDO SOLAMENTE MUROS EXTERIORES O MUROS INTERIORES.....	51
4.5 MEDIANA DE LOS PERFILES DE DISTORSIÓN	56
4.6 EFECTO DE LA COMPONENTE VERTICAL	61
CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES	64
REFERENCIAS.....	67
 APÉNDICES	
APÉNDICE A. REVISIÓN DE LOS REQUISITOS DE REGULARIDAD	69
APÉNDICE B. PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 4 NIVELES SIN MUROS.....	73
APÉNDICE C. PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 6 NIVELES SIN MUROS.....	75
APÉNDICE D. PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 8 NIVELES SIN MUROS.....	77
APÉNDICE E. PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS.....	79
APÉNDICE F. PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 6 NIVELES CON MUROS.....	81
APÉNDICE G. PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 8 NIVELES CON MUROS.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Ejemplos de edificios que cuentan con planta baja débil (tomado de: Miranda, 2005).	13
Figura 1.2 Edificios colapsados a consecuencia del sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999 (tomado de: Alcocer <i>et al.</i> , 1999).....	13
Figura 1.3 Ejemplos de edificios con planta baja débil que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (fotos de: Jorge Ruiz-García).....	14
Figura 1.4 Edificio con planta baja débil que sufrió daño moderado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (fotos de: Jorge Ruiz-García).....	14
Figura 2.1 Geometría en planta de los edificios considerados en este estudio.. ..	21
Figura 2.2 Elevación del edificio de 6 niveles: a) sin considerar muros divisorios y b) considerando muros divisorios.	22
Figura 2.3 Ejemplo de un muro modelado con columna ancha (tomado de: Pérez-Gavilán, 2008).....	23
Figura 2.4 División de sección de castillos y segmentos de muro (tomado de: Pérez-Gavilán, 2008).....	24
Figura 2.5 Distribución de los dos segmentos de muro.....	25
Figura 2.6 Modelación del marco externo (de lado izquierdo se muestra la columna ancha 1 y del lado derecho la columna ancha 2).....	26
Figura 2.7 Distribución de las columnas anchas por segmentos de muro (en color negro se muestra la viga de rigidez “infinita” para unir el borde de la columna ancha central con las columnas anchas laterales).....	27
Figura 2.8 Estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles.	28

Figura 2.9 Estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles con muros exteriores.....	28
Figura 2.10 Estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles con muros interiores.....	29
Figura 2.11 Curvas de capacidad correspondientes cada modelo analítico de edificio de 4 niveles.	31
Figura 2.12 Curvas de capacidad correspondientes cada modelo analítico de edificio de 6 niveles.	32
Figura 2.13 Curvas de capacidad correspondientes cada modelo analítico de edificio de 8 niveles.	32
Figura 2.14 Comparación de las curvas de capacidad correspondientes cada modelo analítico de los edificios considerando muros en los niveles superiores a la planta baja.	33
Figura 3.1 Ubicación de las estaciones acelerográficas consideradas en este estudio ubicadas en la zonificación de la Ciudad de México (tomado de Ruiz-García y Miranda, 2018)	35
Figura 3.2 Conjunto de historias de aceleración consideradas en este estudio.	39
Figura 4.1 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 4 niveles sin muros ante los movimientos del terreno de las estaciones CH84 y JC54.....	42
Figura 4.2 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles sin muros ante los movimientos del terreno de las estaciones CH84, JC54 y SI53.	43
Figura 4.3 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles sin muros debido a los movimientos del terreno de las estaciones CH84 y JC54.....	44
Figura 4.4 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles sin muros debido a los movimientos del terreno de las estaciones SI53 y VM29.....	45

Figura 4.5 Perfil de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles sin muros debido a los movimientos del terreno de la estación ES57.....	45
Figura 4.6 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 4 niveles con muros debido a los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84 y JC54.....	46
Figura 4.7 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles con muros debido a los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84, JC54 y SI53.....	47
Figura 4.8 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles con muros debido a los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84 y JC54.....	48
Figura 4.9 Evolución del perfil de <i>IDR</i> del edificio de 4 niveles considerando la participación de muros de mampostería ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W).....	49
Figura 4.10 Evolución del perfil <i>IDR</i> del edificio de 6 niveles considerando la participación de muros de mampostería ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W).....	50
Figura 4.11 Perfiles de <i>IDR</i> obtenidos ante los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84 y CJ04 respectivamente: a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles y c) edificio de 8 niveles.....	52
Figura 4.12 Perfiles de desplazamiento del edificio de 4 niveles (primer renglón), del edificio de 6 niveles (segundo renglón) y del edificio de 8 niveles (tercer renglón): a) considerando muros exteriores y b) considerando muros interiores.....	54
Figura 4.13 Perfiles de desplazamiento de los edificios de 4, 6 y 8 niveles considerando muros de mampostería exteriores e interiores.....	55
Figura 4.14 Perfiles de distorsión de la mediana de los modelos analizados en el edificio de 4 niveles: a) sin muros, b) con muros, c) considerando la presencia de muros exteriores y d) considerando la participación de muros interiores....	57

Figura 4.15 Mediana de los perfiles de distorsión de los modelos analizados en el edificio de 6 niveles: a) sin muros, b) con muros, c) considerando la presencia de muros exteriores y d) considerando la participación de muros interiores. ... 58

Figura 4.16 Diagramas de interacción de las columnas de la planta baja del edificio de 4 niveles. 59

Figura 4.17 Diagramas de interacción de las columnas de la planta baja del edificio de 6 niveles. 59

Figura 4.18 Diagramas de interacción de las columnas de la planta baja del edificio de 8 niveles.....60

Figura 4.19 Perfiles de distorsión de la mediana de los modelos analizados en el edificio de 8 niveles: a) sin muros, b) con muros. c) considerando la presencia de muros exteriores. d) considerando la participación de muros interiores..... 60

Figura 4.20 Perfil de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles sin muros ante los acelerogramas registrados en la estación JC54 (componente N90W). 61

Figura 4.21 Perfil de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles sin muros ante los acelerogramas registrados en la estación SI53 (componente N00E)... .. 62

Figura 4.22 Perfil de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles con muros ante los acelerogramas registrados en la estación CJ04 (componente N00E).63

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Propiedades de las dos columnas anchas utilizadas para el marco interno.	25
Tabla 2.2 Propiedades de las columnas anchas para el marco externo en el edificio de 4 niveles.	27
Tabla 2.3 Periodo de vibración correspondiente al primer modo de vibrar de cada edificio analizado.	30
Tabla 3.1 Movimientos del terreno incluidos en este estudio.	39

RESUMEN

En esta tesis se presenta la respuesta sísmica de marcos de concreto reforzado de 4, 6 y 8 niveles, considerando y sin considerar la participación de los muros de mampostería en los niveles superiores a la planta baja. Para ello, los marcos fueron sujetos a movimientos del terreno registrados en 10 estaciones acelerográficas ubicadas en sitios de terreno blando de la Ciudad de México durante el temblor del 19 de septiembre de 2017. Los resultados muestran que los marcos sin muros presentan demandas de distorsión excesivas ante los acelerogramas registrados en las estaciones CH84 y JC54. Los marcos con muros presentan menores distorsiones de entrepiso, sin embargo, éstas se concentran en la planta baja formando un mecanismo de planta baja débil.

Palabras clave: respuesta sísmica, distorsiones de entrepiso, muros de mampostería, estaciones acelerográficas, columna ancha.

ABSTRACT

This thesis presents the seismic response of reinforced concrete frames, including and not including masonry infill walls in the upper levels of the ground floor. For this purpose, they were subjected to 10 earthquake ground motions recorded in accelerographic stations located on soft ground sites of Mexico City during the September 19, 2017 earthquake. The results showed that the frames without walls have excessive interstory drift demands when subjected to the accelerograms recorded at CH84 and JC54 stations. The frames including masonry infill walls experienced lower interstory drift demands, but they are concentrated on the ground floor leading to a first soft-storey mechanism.

CAPÍTULO

1

INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

Los daños estructurales ocasionados en los edificios durante su vida útil son provocados, principalmente, por la acción de los sismos. Ante eventos sísmicos, algunas edificaciones sufren daño estructural moderado, daño estructural severo e inclusive el colapso. Por tal motivo, es de suma importancia diseñar estructuras que sean resistentes antes los efectos de los sismos.

En la Ciudad de México existe un gran número de edificaciones que fueron diseñadas y construidas con reglamentos que hoy en día son obsoletos, por lo que, en la actualidad son más propensas a sufrir algún tipo de daño estructural ante la ocurrencia de eventos sísmicos intensos. Por ejemplo, el día 19 de septiembre de 2017 ocurrió un temblor intraplaca de profundidad intermedia localizado aproximadamente a 12 km al Sureste de la población de Axichiapan, Morelos (SSN, 2017), siendo la distancia epicentral a la Ciudad de México de alrededor de 120 km. A consecuencia de este temblor intenso, se identificó que el 91% de una lista de 44 edificios que colapsaron se construyó antes de 1985, lo cual implica que fueron diseñados sin un detallado dúctil, mientras que alrededor del 57% de la muestra tenían una configuración estructural que fomentaba la formación de una *planta baja débil* (Galvis et al., 2017).

La *planta baja débil* es una deficiencia estructural en los edificios que utilizan espacios libres en la planta baja e incluyen muros de mampostería en los niveles superiores, como se ilustra en la figura 1.1. Esta configuración conduce a una discontinuidad de rigidez y resistencia en la altura que puede provocar daño en las columnas de la planta baja ante temblores intensos.



Figura 1.1 Ejemplos de edificios que cuentan con *planta baja débil* (tomado de: Miranda, 2005).

En la figura 1.2 se observan dos ejemplos de edificios que colapsaron durante el sismo intraplaca ocurrido el 15 de junio de 1999 (Mw=7) en la ciudad de Puebla (Alcocer *et al.*, 1999). El sistema estructural de los edificios consistía de marcos de concreto reforzado con muros de mampostería en los pisos superiores a la planta baja. El motivo de su colapso se atribuyó al fenómeno de *planta baja débil*.



Figura 1.2 Edificios colapsados a consecuencia del sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999 (tomado de: Alcocer *et al.*, 1999).

Asimismo, en la figura 1.3 se muestran dos edificios que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre del 2017 los cuales contaban con *planta baja débil*.



Figura 1.3 Ejemplos de edificios con *planta baja débil* que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (fotos de: Jorge Ruiz-García).

Asimismo, en la figura 1.4 se muestra un edificio de departamentos que sufrió daño moderado en las columnas del primer nivel. Cabe notar que los edificios ilustrados en figuras anteriores que fueron diseñados con la normatividad previa a los sismos del 19 de septiembre de 1985.



Figura 1.4 Edificio con planta baja débil que sufrió daño moderado durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 (fotos de: Jorge Ruiz-García).

La consecuencia de este tipo de eventos deja en claro que la estructuración es de suma importancia, ya que los elementos estructurales y no estructurales

deben estar correctamente distribuidos en todos los pisos; de no ser así, estas irregularidades pueden ocasionar grandes deformaciones en la planta baja ante la acción de un sismo intenso.

1.2 REVISIÓN DE ALGUNOS ESTUDIOS PREVIOS

Un gran número de edificaciones que sufren daño estructural moderado o severo ante la ocurrencia de un sismo intenso tienen como causa una estructuración con *planta baja débil*.

La *planta baja débil* fue detectada por primera vez por Ripley (1932) cuando hizo referencia a los daños que sufrió un edificio con este tipo de estructuración, ocasionados por un sismo en Santa Bárbara, California, en 1925.

Otras observaciones realizadas por Hanson y Degenkolb (1975) después de la ocurrencia del sismo de Caracas, Venezuela, en 1975 señalaron que algunas edificaciones que sufrieron daños tenían espacios libres en la planta baja, ya que se usaban para centros comerciales o estacionamientos, por lo que existió una concentración de deformaciones. Los autores hicieron énfasis en que los reglamentos de construcción no consideran este tipo de distribución dinámica de rigidez.

Posteriormente, Esteva (1987) señaló que muchas construcciones en la Ciudad de México que sufrieron daño a raíz del sismo del 19 de septiembre de 1985 contaban con espacios libres en la planta baja y, por consiguiente, propensos a exhibir una discontinuidad de rigidez. Asimismo, el autor reportó que el ocho por ciento de las construcciones que sufrieron colapso o daños severos durante este terremoto poseían un primer piso libre. También menciona que un gran porcentaje de las construcciones dañadas no cumplían con el reglamento de 1976, o bien fueron diseñadas antes de que el reglamento entrara en vigor.

Tena (2001) realizó un estudio sobre las condiciones de irregularidad en edificios de concreto reforzado considerando contravientos en los marcos extremos, diseñados con la edición 1993 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. El autor concluye que en edificios con piso suave se presentan demandas de distorsión pequeñas en los niveles superiores a la planta baja, mientras que en el primer nivel son significativamente mayores. Además, la

demanda de resistencia en las columnas también es mucho mayor en las columnas inferiores.

Más recientemente, Hernández y Tena (2016) evaluaron modelos simplificados de dos grados de libertad, concluyendo 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_2/K_1 y V_2/V_1). Aplicando los factores de corrección propuestos para estructuras irregulares, se reduce de manera significativa la posibilidad de desarrollar un fenómeno de este tipo.

Almaraz y otros (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. Por lo que, al considerar la presencia de los muros de mampostería en los marcos de concreto, el diseño de los elementos estructurales no corresponde a las demandas con las que fue previsto inicialmente.

1.3 OBJETIVOS

El objetivo principal de este trabajo consistió en evaluar el comportamiento sísmico de edificios de concreto reforzado que exhiben planta baja débil debido a la presencia de muros de mampostería en los niveles superiores. Los edificios seleccionados fueron sometidos ante un conjunto de acelerogramas registrados durante el sismo intraplaca de profundidad intermedia que ocurrió el 19 de septiembre del 2017 en la Ciudad de México.

Los objetivos particulares de esta tesis fueron los siguientes:

- 1) Comparar la respuesta sísmica, en términos de distorsión de entrepiso, de modelos analíticos de los edificios seleccionados, sin y considerando la participación de muros de mampostería en los niveles superiores a la planta baja.
- 2) Identificar los registros y la intensidad del movimiento del terreno que puede ocasionar un inadecuado comportamiento, o bien el *colapso*, de los edificios seleccionados.
- 3) Evaluar la influencia de la componente vertical del movimiento del terreno en la respuesta sísmica de los edificios seleccionados.

1.4 ALCANCES

Para fines de este estudio, se consideró que los muros de mampostería exhiben un comportamiento elástico, por lo que se optó por modelarlos con el método de la columna ancha (Pérez-Gavilán, 2015). Es decir, la no linealidad de los muros de mampostería no se consideró ante la suposición de que el daño ocasionado solamente se concentra en las columnas del piso inferior. Sin embargo, debe reconocerse que es conveniente realizar estudios adicionales sobre el tema considerando la no linealidad de los muros de mampostería.

1.5 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis está organizada en cinco capítulos, los cuales se describen a continuación:

Capítulo 1: Se describe el planteamiento del problema, algunos estudios previos que se ha realizado en México sobre el tema, así como los objetivos y alcances.

Capítulo 2: Se describen los modelos analíticos de los edificios estudiados, el método de modelación de los muros de mampostería y las suposiciones que se consideraron para su análisis.

Capítulo 3: Se describen las características de los acelerogramas considerados para evaluar la respuesta sísmica de los edificios.

Capítulo 4: Se presenta la respuesta sísmica, en términos de distorsiones de entrepiso, de los modelos analizados con y sin considerar la participación de los muros de mampostería en los niveles superiores al primer piso.

Capítulo 5: Se presentan las conclusiones con base en los resultados obtenidos en este estudio, así como estudios propuestos.

Anexo A: Se presentan las condiciones de regularidad de los modelos analizados, considerando las NTCS-2004 y las NTCS-2017.

Anexo B, C y D: Se ilustran los perfiles de distorsión de entrepiso de los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente, sin considerar los muros de mampostería.

Anexo E, F y G: Se ilustran los perfiles de distorsión de entrepiso de los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente, considerando los muros de mampostería.

CAPÍTULO

2

EDIFICIOS ESTUDIADOS

2.1 DESCRIPCIÓN

En este capítulo se presenta una descripción de los edificios que se consideraron como base para este estudio, incluyendo su geometría, sus características geométricas y dinámicas, así como la técnica de modelado que se utilizó para representar los marcos de concreto y los muros de mampostería en los pisos superiores a la planta baja.

En esta investigación se consideraron edificios de 4, 6 y 8 niveles diseñados de acuerdo a la edición 1997 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Gaceta Oficial, 1997). Su sistema resistente ante cargas laterales consiste de marcos resistentes a momento de concreto reforzado en ambas direcciones. En la figura 2.1 se muestra la geometría en planta de los edificios. Los edificios tienen una elevación de 4.5m en la planta baja y 3m en los niveles superiores como se muestra en la figura 2.2a. En el Apéndice A se detalla la revisión de los requisitos de regularidad para estos edificios.

En el diseño de los edificios se asumió que éstos están localizados en la zona del lago de la Ciudad de México, por lo que el coeficiente sísmico de diseño fue

de 0.4, correspondiente a la Zona III, de acuerdo con los lineamientos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal Edición 1997 (Gaceta Oficial, 1997). Las fuerzas laterales fueron reducidas por un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a 4. En su diseño, se consideró una resistencia nominal del concreto a compresión de $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ (24.52 MPa) y un esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ (411.88 MPa). Cabe notar que los edificios se diseñaron para no exceder un límite de desplazamiento relativo de 0.006. Una descripción detallada de la geometría y diseño de los edificios puede encontrarse en Terán (1998).

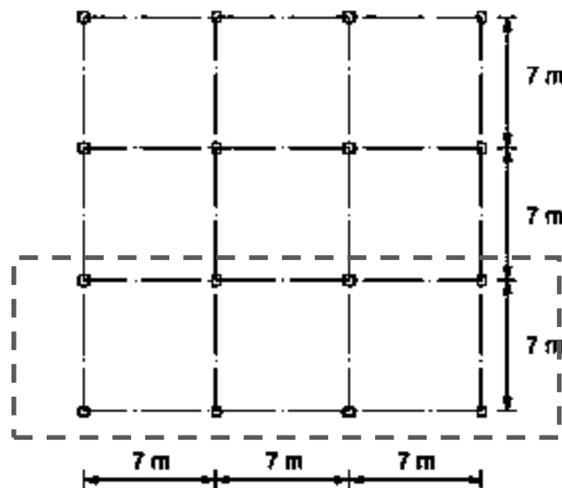


Figura 2.1 Geometría en planta de los edificios considerados en este estudio.

En este estudio se consideró la participación de los muros de mampostería en los niveles superiores a la planta baja. Es decir, no obstante que se haya concebido a los muros como elementos no estructurales durante el diseño de los marcos, se supuso que participaban en la respuesta sísmica de los marcos dado que su presencia aumenta la resistencia y la rigidez que tendrá el edificio. Para ello, se consideraron dos tipos de muros: uno interno asumiendo, que su única función es de cerramiento, y el otro externo, idealizando un ventanal. Para fines de ilustración, en la figura 2.2b se pueden distinguir los muros considerados en el marco externo y el marco interno del edificio de 6 niveles.

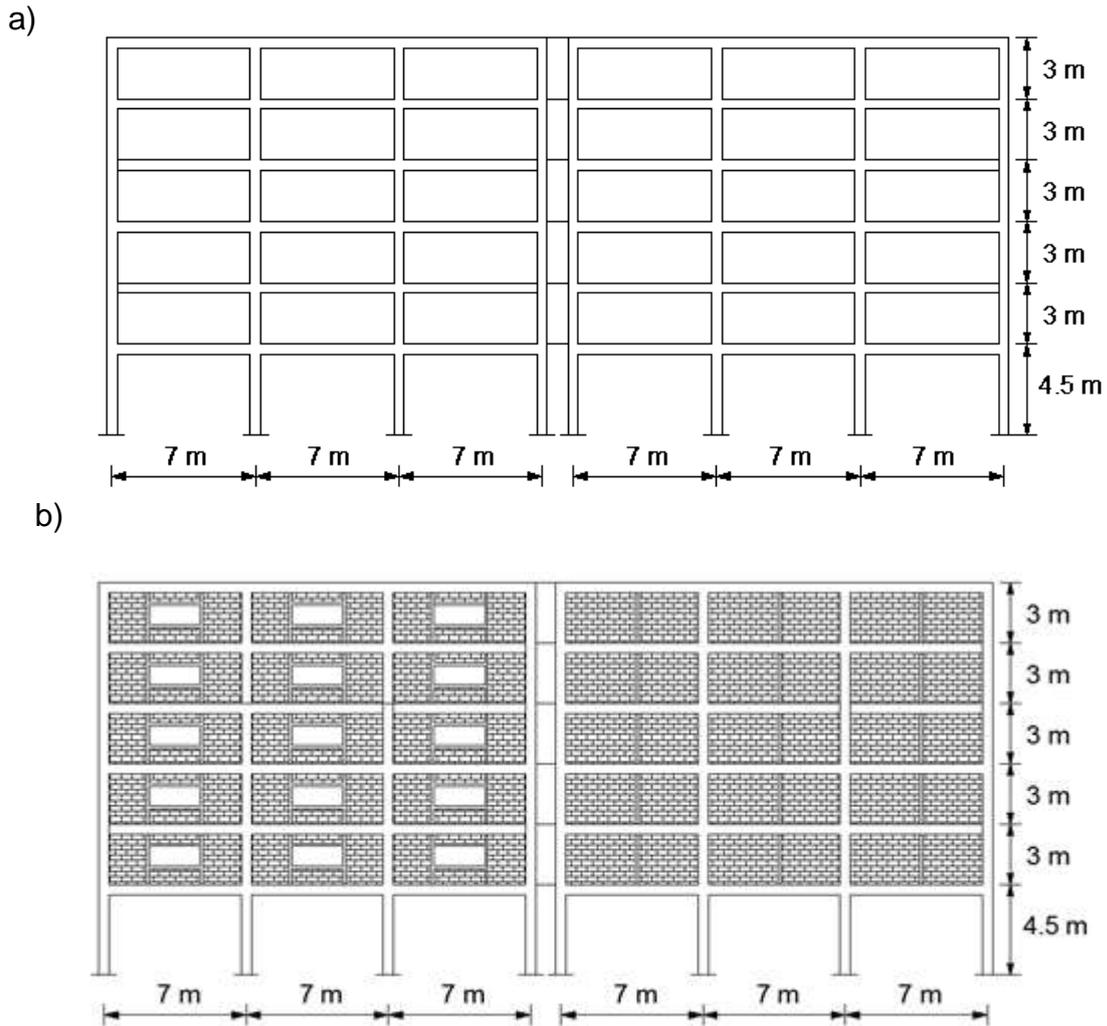


Figura 2.2 Elevación del edificio de 6 niveles: a) sin considerar muros, y b) considerando muros de mampostería.

2.2 MODELADO DE LOS MARCOS

El modelado y análisis de los edificios se realizó utilizando el software RUAUMOKO (Carr, 2009). El modelado consideró un modelo bidimensional, que incluyó un marco externo y un marco interno actuando en el mismo plano bajo la suposición de que están ligados por un diafragma rígido. Sin embargo, ambos marcos difieren en la variación en el porcentaje de acero de las vigas y columnas (Terán, 1998), así como en el tipo de muro de mampostería (con o sin ventanas).

Para fines de modelado, se colocaron los marcos en paralelo y se unieron con una viga “infinitamente rígida”, con la finalidad de que los desplazamientos fueran iguales en los dos marcos.

Las columnas se supusieron empotradas en su base. Tanto en vigas como en columnas se consideró un comportamiento histéretico momento-curvatura tipo *Takeda*, el cual permite simular el deterioro de rigidez.

Asimismo, se supuso un amortiguamiento descrito por una matriz de amortiguamiento de Rayleigh que considera un 5% del amortiguamiento crítico en los dos primeros modos de vibración.

2.3 MODELADO DE LOS MUROS DE MAMPOSTERÍA

En este estudio se utilizó el método de la *columna ancha* para representar el comportamiento de los muros de mampostería en el interior de los marcos (Pérez-Gavilán, 2015). En este método, los muros se representan mediante un elemento tipo barra, que incluye las deformaciones por cortante el cual se ubica en el centroide del marco como se ilustra en la figura 2.3. El método se basa en suponer que las propiedades geométricas de la sección transversal de la columna serán equivalentes a las propiedades geométricas de la sección transversal del muro, incluyendo los castillos.

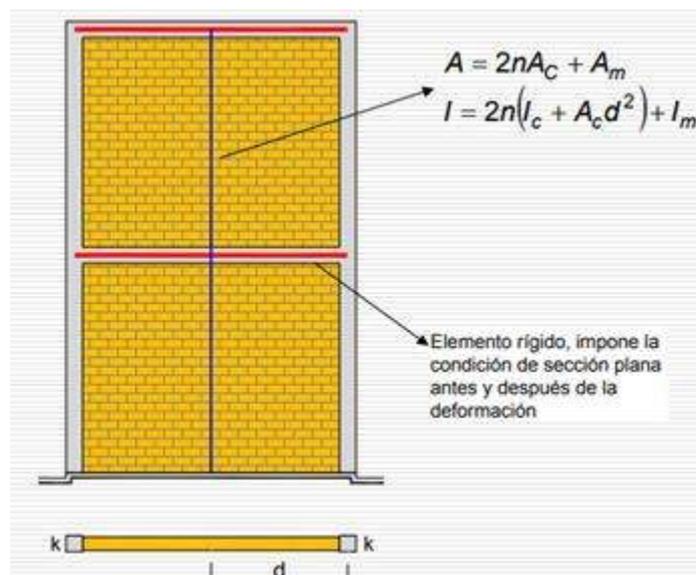


Figura 2.3 Ejemplo de un muro modelado con columna ancha (tomado de: Pérez-Gavilán, 2008).

En caso de tener dos o más castillos en un mismo muro, se tendrá que dividir el muro en más de un elemento tipo barra como se ilustra en la figura 2.4.

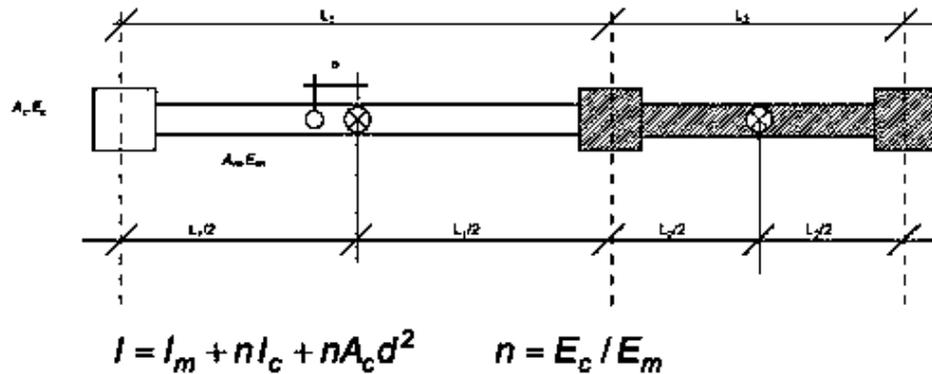


Figura 2.4 División de sección de castillos y segmentos de muro (tomado de: Pérez-Gavilán, 2008).

Cabe notar que para el marco interior se modelaron dos tipos de columnas anchas, ya que la distancia de una columna a otra es de 7m por lo que lo convierte en un denominado “muro largo”. Tomando en cuenta que el número de castillos que le corresponde es tres, el primer tipo de columna ancha sí consideró dos castillos extremos y el segundo tipo de columna ancha solamente consideró un castillo en su extremo, de acuerdo a las recomendaciones de (SMIE, 2008) ilustradas en la figura 2.4.

Al incluir solo un castillo en un segmento se genera una excentricidad “e” en el otro segmento de muro entre el centroide y la nueva posición media donde se deberá colocar la columna ancha. De acuerdo a (SMIE, 2008) el castillo central se deberá incluir en la sección de muro menos ancho. En nuestro caso, como tenemos una distribución de castillos iguales, la participación del castillo central es irrelevante en ambos lados, por lo que se incluyó en la sección de la derecha (figura 2.5).

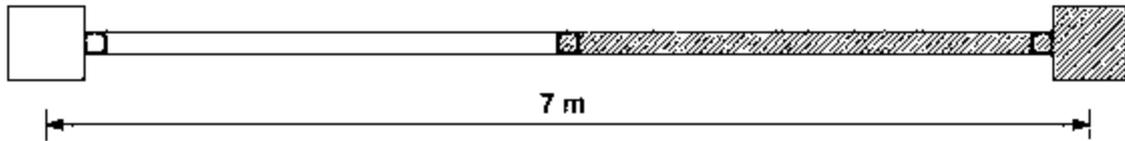


Figura 2.5 Distribución de los dos segmentos de muro.

Una vez mencionadas las especificaciones y las precisiones se deben de calcular las propiedades geométricas y elásticas para los dos tipos de columnas anchas en el marco interno (figura 2.6). Por ejemplo, en la tabla 2.1 se presentan las propiedades de los dos tipos de columnas calculadas para el marco interior del edificio de 4 niveles.

Tabla 2.1 Propiedades de las dos columnas anchas utilizadas para el marco interno.

Columna 1	Columna 2
$E_c = 221400 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 221400 \text{ kg/cm}^2$
$E_m = 22600 \text{ kg/cm}^2$	$E_m = 22600 \text{ kg/cm}^2$
$n = 10.25$	$n = 10.25$
$A = 9375 \text{ cm}^2$	$A = 9375 \text{ cm}^2$
$A_c = 225 \text{ cm}^2$	$A_c = 225 \text{ cm}^2$
$A_m = 4762.5 \text{ cm}^2$	$A_m = 4762.5 \text{ cm}^2$
$I_m = 40007480.47 \text{ cm}^4$	$I_m = 33750000 \text{ cm}^4$
$I_c = 4218 \text{ cm}^4$	$I_c = 4218 \text{ cm}^4$
$d = 151.25 \text{ cm}$	$d = 170 \text{ cm}$
$I_c = 145612109 \text{ cm}^4$	$I_c = 167137734 \text{ cm}^4$

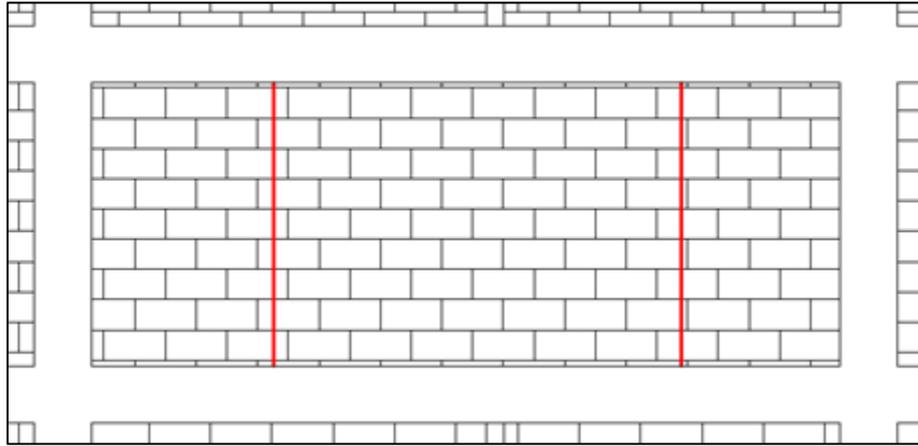


Figura 2.6 Modelación del marco interno (de lado izquierdo se muestra la columna ancha 1 y del lado derecho la columna ancha 2).

Para el caso del marco exterior donde se incluyen aberturas, se tuvo que dividir el muro en segmentos como se ilustra en la figura 2.7. Para conectar los bordes de las columnas anchas se tienen que utilizar vigas de rigidez “infinita” que permiten representar el mismo movimiento lateral de las columnas anchas en el plano de análisis. Para definir las vigas de rigidez “infinita” se puede utilizar un material que tenga un módulo de elasticidad mayor que el de la mampostería (por ejemplo 1000 veces mayor), pero se debe evitar utilizar valores muy altos que pudieran generar errores numéricos en la matriz de rigideces. Asimismo, la inercia deberá ser también muy grande, para inducir un elemento infinitamente rígido.

Cada marco externo se dividió en tres segmentos de muro como se puede ver en la figura 2.7. Así, al tener una distribución simétrica de los segmentos de muro y al tener un patrón de aberturas de forma regular tenemos tres tipos de columna ancha, por lo que se tiene que calcular sus propiedades de cada segmento de muro

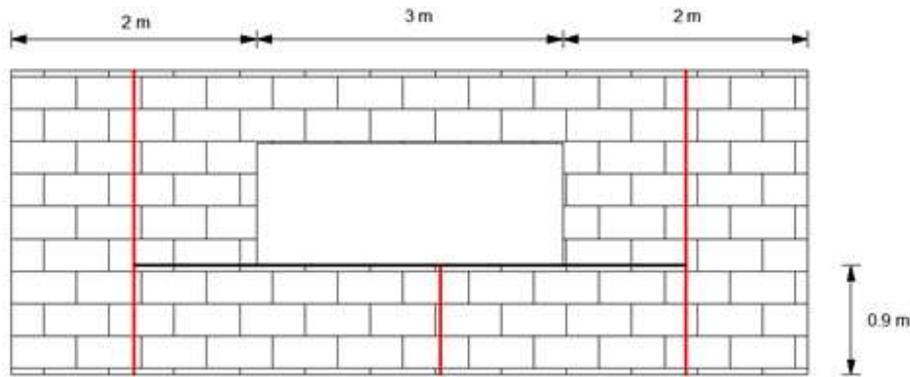


Figura 2.7. Distribución de las columnas anchas por segmentos de muro (en color negro se muestra la viga de rigidez "infinita" para unir el borde de la columna ancha central con las columnas anchas laterales).

Por ejemplo, en la tabla 2.2 se muestran las propiedades de las columnas anchas utilizadas en el marco externo para el edificio de 4 niveles. Al tener simetría en los tres segmentos de muro, las columnas anchas extremas son equivalentes por lo que comparten las mismas propiedades.

Tabla 2.2 Propiedades de las columnas anchas para el marco externo en el edificio de 4 niveles.

Columna 1	Columna 2	Columna 3
$E_c = 221400 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 221400 \text{ kg/cm}^2$	$E_c = 221400 \text{ kg/cm}^2$
$E_m = 22600 \text{ kg/cm}^2$	$E_m = 22600 \text{ kg/cm}^2$	$E_m = 22600 \text{ kg/cm}^2$
$n = 10.25$	$n = 10.25$	$n = 10.25$
$A = 6652.5 \text{ cm}^2$	$A = 3240 \text{ cm}^2$	$A = 6652.5 \text{ cm}^2$
$A_c = 225 \text{ cm}^2$	$A_c = 225 \text{ cm}^2$	$A_c = 225 \text{ cm}^2$
$A_m = 2040 \text{ cm}^2$	$A_m = 3240 \text{ cm}^2$	$A_m = 2040 \text{ cm}^2$
$I_m = 4913000 \text{ cm}^4$	$I_m = 1968300 \text{ cm}^4$	$I_m = 4913000 \text{ cm}^4$
$I_c = 4218 \text{ cm}^4$	$I_c = 4218 \text{ cm}^4$	$I_c = 4218 \text{ cm}^4$
$d = 80 \text{ cm}$	$d = 150 \text{ cm}$	$d = 80 \text{ cm}$
$I_c = 34519484 \text{ cm}^4$	$I_c = 4920300 \text{ cm}^4$	$I_c = 34519484 \text{ cm}^4$

Para cada edificio se calcularon todas las propiedades de columna ancha que le correspondían a cada marco. Por ejemplo, la estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles se puede apreciar en la figura 2.8.

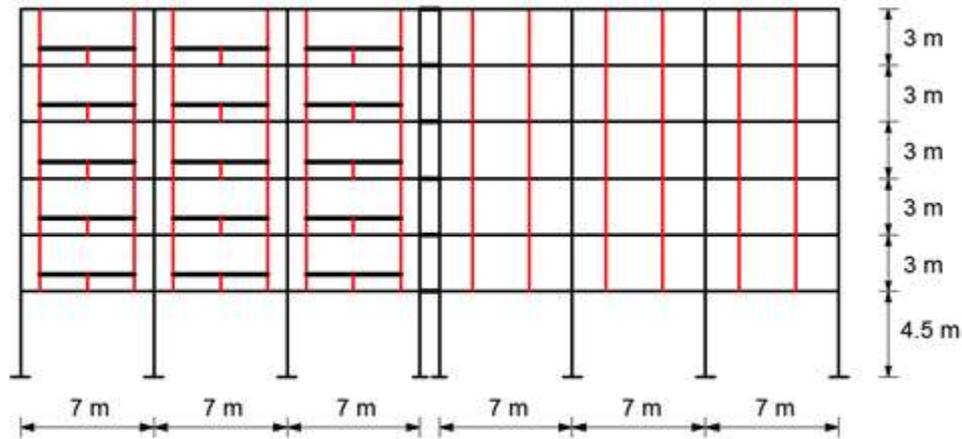


Figura 2.8 Estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles.

Con la finalidad de observar la rigidez en los niveles superiores a la planta baja, el modelo original se modificó, por un lado, considerando un modelo que incluye solamente muros exteriores y, por otro lado, un modelo que incluye solamente muros interiores como se ilustra en las figuras 2.9 y 2.10.

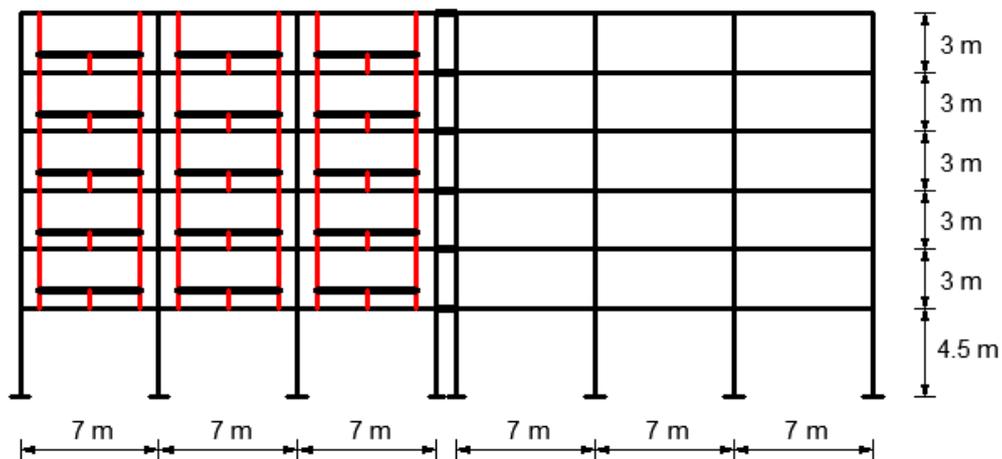


Figura 2.9 Estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles con muros exteriores.

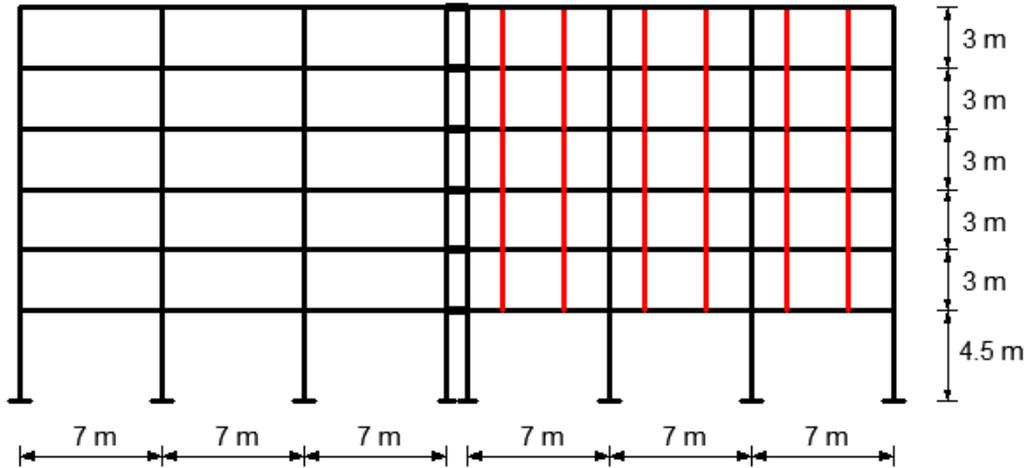


Figura 2.10 Estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles con muros interiores.

Para los tres modelos con muros se evaluaron sus condiciones de regularidad, como se describe en el Apéndice A. Se concluyó que los tres marcos con muros presentan irregularidad de rigidez en elevación y, por lo tanto, se consideran edificios susceptibles a experimentar el mecanismo de *planta baja débil* ante acciones sísmicas.

2.4 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS Y MECÁNICAS DE LOS MODELOS ESTUDIADOS

Una vez modelados los edificios considerados en este estudio, se obtuvo su periodo fundamental de vibración mediante un análisis modal con la ayuda del software RUAUMOKO (Carr, 2009). En la Tabla 2.3 se indican los periodos de vibración correspondientes al primer modo de cada uno de los edificios, T_1 , así como también, cada modelo analítico donde MEI indica el modelo con muros, ME el modelo con muros exteriores, MI el modelo con muros interiores y SM el modelo sin muros.

Tabla 2.3 Periodo de vibración correspondiente al primer modo de vibrar de cada edificio analizado.

MODELO 4N	T ₁ (s)
MEI	0.48
ME	0.501
MI	0.537
SM	0.805
MODELO 6N	T ₁ (s)
MEI	0.476
ME	0.501
MI	0.609
SM	1.137
MODELO 8N	T ₁ (s)
MEI	0.605
ME	0.634
MI	0.765
SM	1.401

Para todos los modelos se desarrolló un análisis estático no lineal incremental (Krawinkler y Seneviratna, 1997) con la ayuda del software RUAUMOKO (2009) para obtener las curvas de capacidad de cada uno de los modelos. La curva de capacidad se representa en términos del cortante basal normalizado respecto al peso total, V/W , contra la distorsión de azotea (desplazamiento de azotea normalizado respecto a la altura total del edificio). Estas curvas proporcionan información acerca de la resistencia lateral (ordenada máxima de V/W), de la rigidez lateral (pendiente inicial de cada curva), así como de la capacidad de deformación inelástica (nivel de distorsión de azotea después de alcanzar la resistencia) de cada modelo. En las figuras 2.11, 2.12 y 2.13 se puede observar una comparación de las curvas de capacidad correspondientes al modelo sin muros (SM), con muros (CM), con muros exteriores (CME) y con muros interiores (CMI) para cada uno de los edificios analizados, respectivamente. Se puede apreciar que la inclusión de muros interiores y exteriores incrementa la

resistencia de cada modelo respecto a los modelos sin muros. Este incremento depende del número de niveles. Por ejemplo, la resistencia lateral se incrementa en aproximadamente 2.4 veces para el modelo de 4 niveles, mientras que se incrementa en 1.82 veces para el modelo de 8 niveles. Es importante notar que la distorsión de azotea asociada a la resistencia en los modelos con muros es menor que la distorsión de azotea asociada a la resistencia en los modelos sin muros.

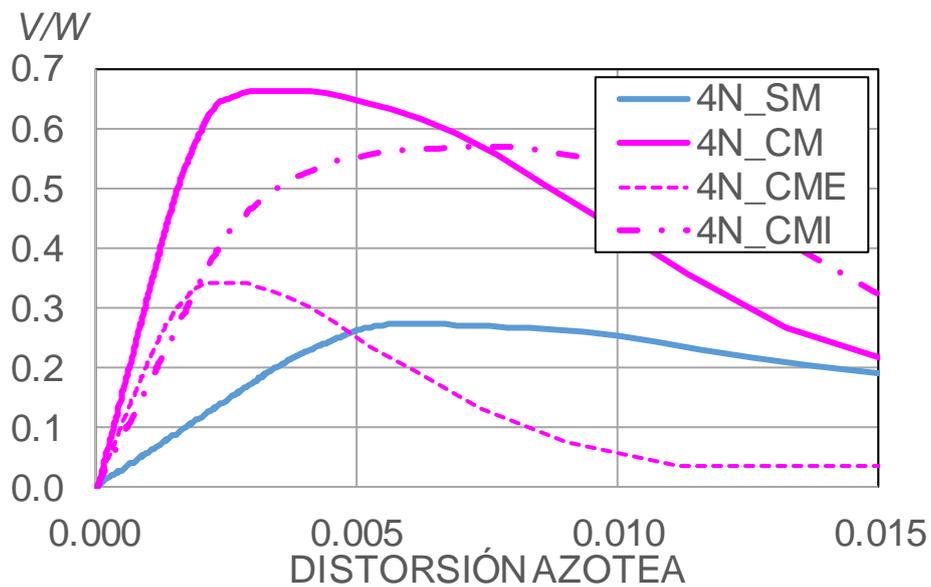


Figura 2.11 Curvas de capacidad correspondientes cada modelo analítico de edificio de 4 niveles.

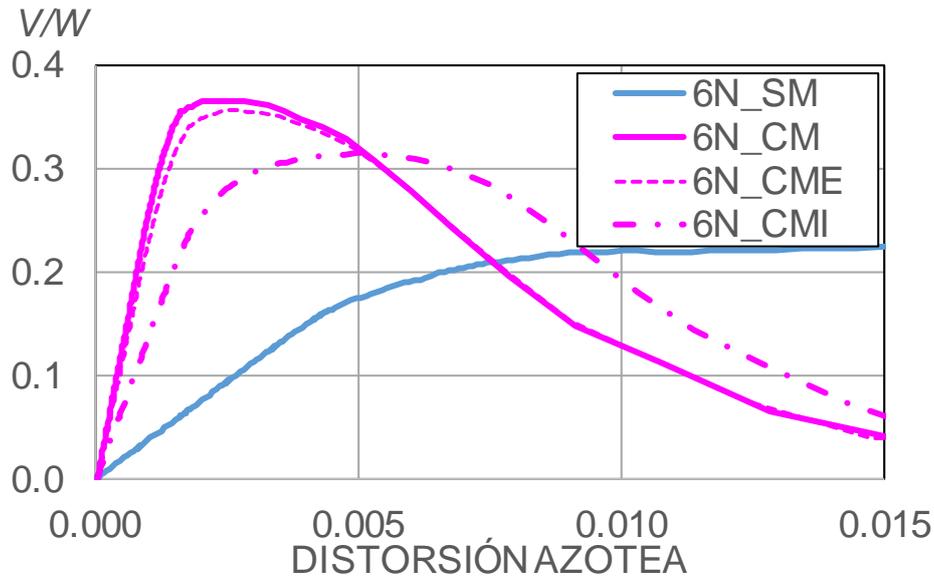


Figura 2.12 Curvas de capacidad correspondientes cada modelo analítico de edificio de 6 niveles.

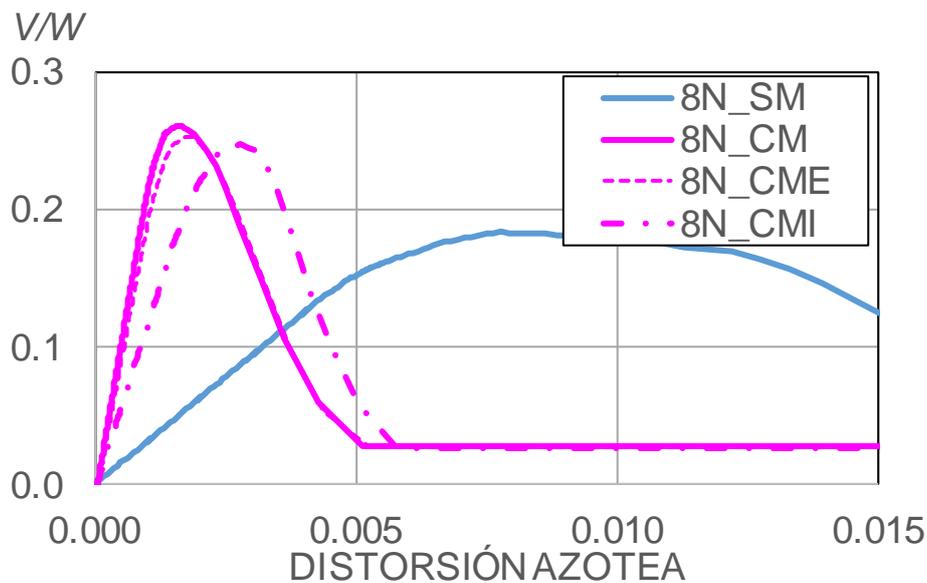


Figura 2.13 Curvas de capacidad correspondientes cada modelo analítico de edificio de 8 niveles.

En la figura 2.14 se presenta una comparación de las curvas de capacidad de cada uno de los modelos con muros interiores y exteriores. A partir de las figuras, se puede observar que la distorsión de azotea asociada a la resistencia de cada modelo es diferente, la cual disminuye conforme se incrementa el número de niveles (por ejemplo, es de 0.0028 para el modelo de 4 niveles y de 0.0017 para

el modelo de 8 niveles). Otra característica a notar es que la capacidad ante cargas laterales, medida por la ordenada V/W , disminuye una vez que se alcanza la resistencia lateral, pero la tasa de disminución depende del número de niveles (es decir, la resistencia decae con una pendiente negativa mayor para el edificio de 8 niveles).

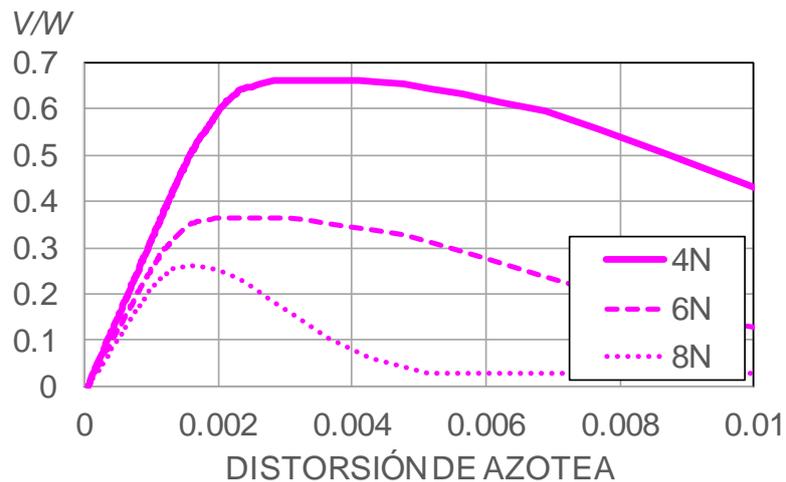


Figura 2.14 Comparación de las curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico de los edificios considerando muros en los niveles superiores a la planta baja.

CAPÍTULO

3

MOVIMIENTOS DEL TERRENO

3.1 DESCRIPCIÓN

Como parte de esta investigación se consideraron los movimientos del terreno registrados en diez estaciones acelerográficas ubicadas en zonas de terreno blando de la Ciudad de México durante el temblor del 19 de septiembre de 2017. Los registros sísmicos se obtuvieron de la Red Acelerográfica de la Ciudad de México, operada por el Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C. (RACM, 2018). En la figura 3.1 se indican las ubicaciones de las diez estaciones consideradas en este estudio, mientras que en color magenta se indican los edificios que colapsaron durante el temblor del 2017.

Las características de los acelerogramas se describen en la tabla 3.1. Para fines de comparación, en la tabla se anexa los registros de aceleración de la estación SCT durante el temblor del 19 de septiembre de 1985 (Mw=8.0).

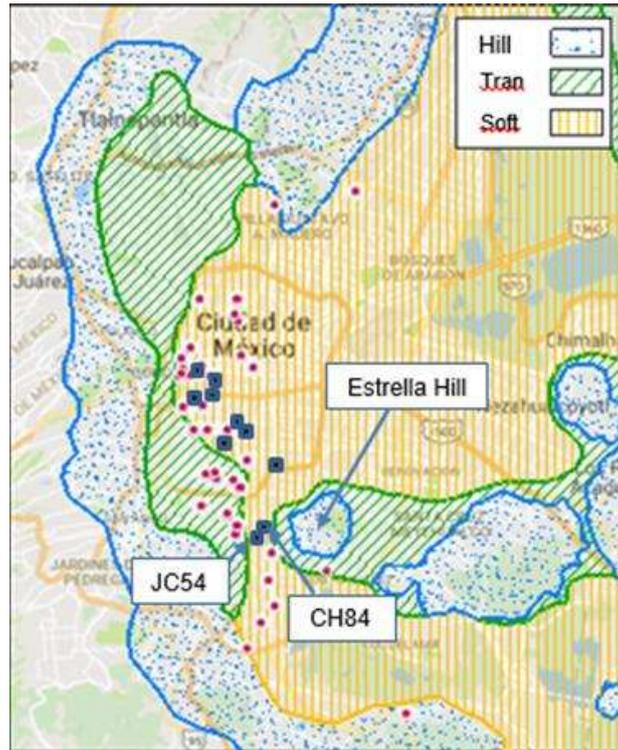
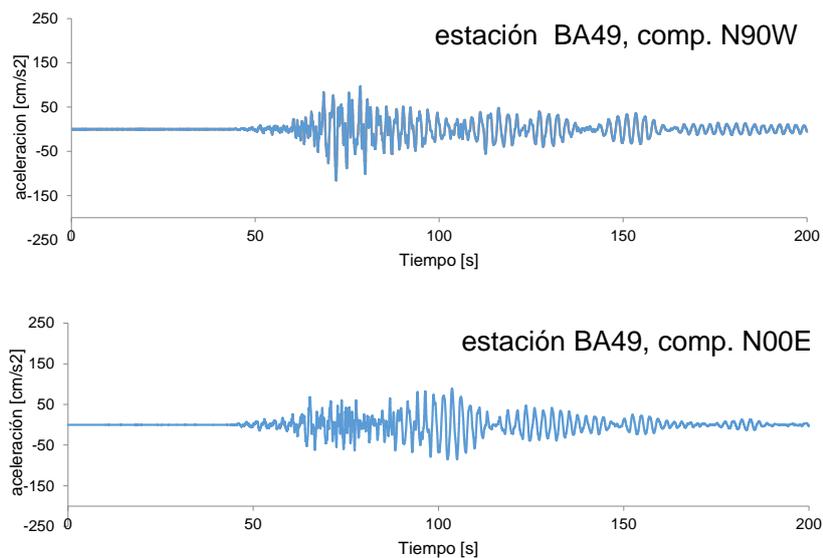
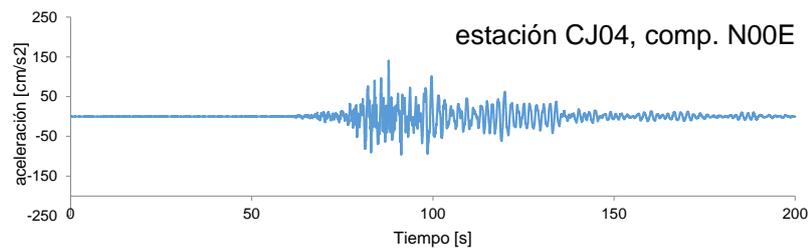
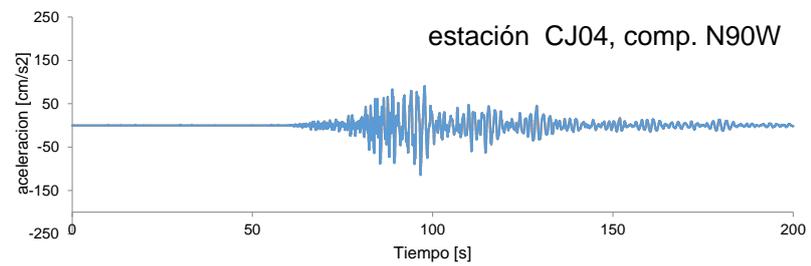
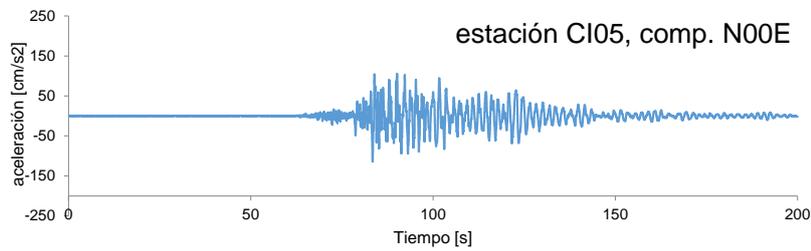
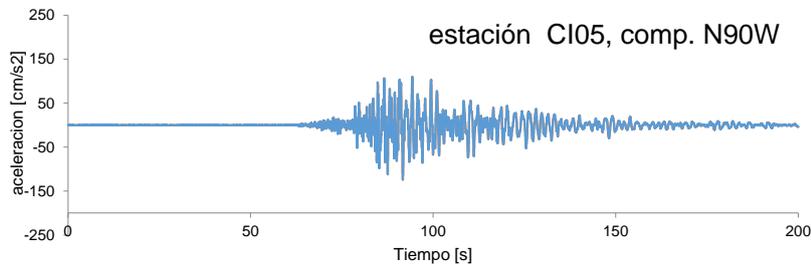
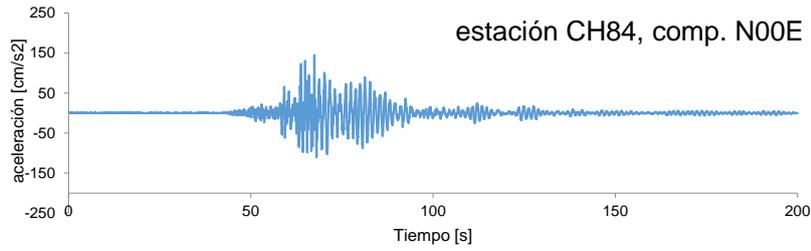
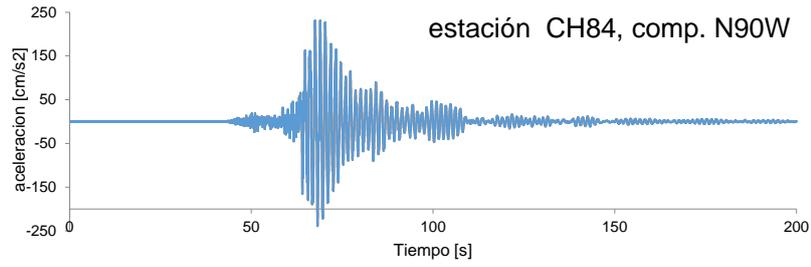


Figura 3.1 Ubicación de las estaciones acelerográficas consideradas en este estudio ubicadas en la zonificación de la Ciudad de México (tomado de Ruiz-García y Miranda, 2018).

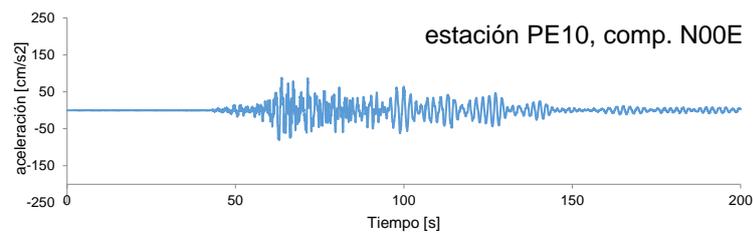
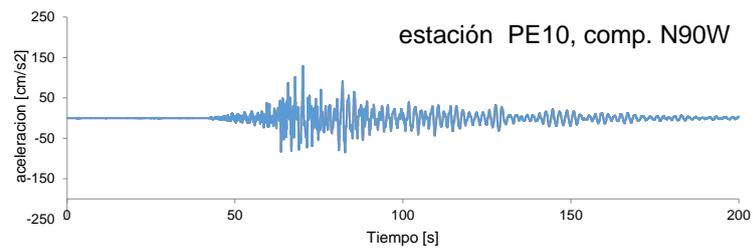
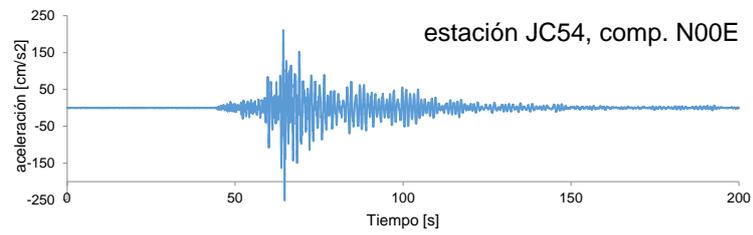
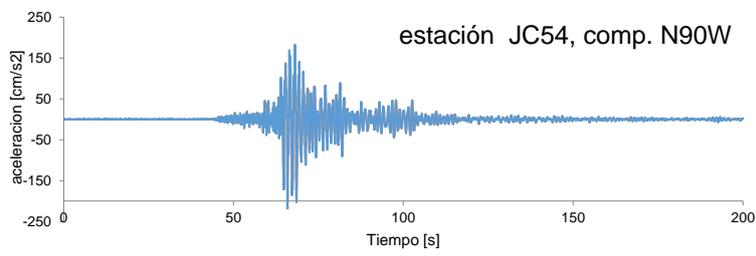
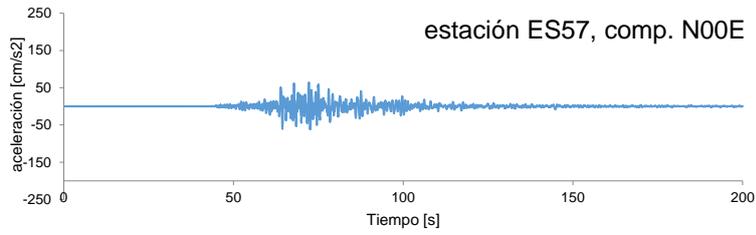
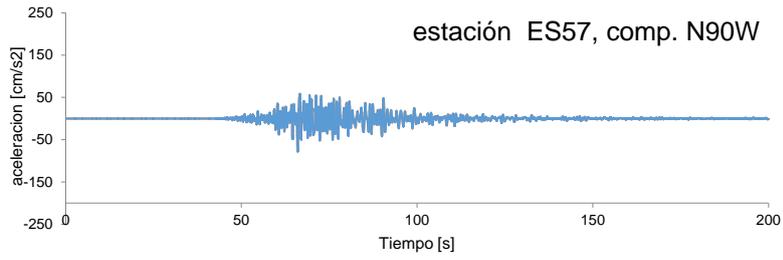
A continuación, en la figura 3.2 se ilustran las componentes horizontales de los acelerogramas utilizados en este estudio.



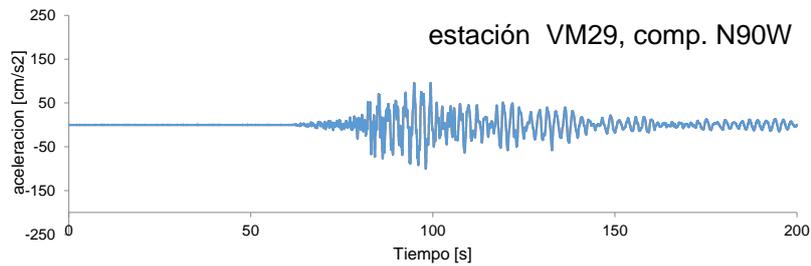
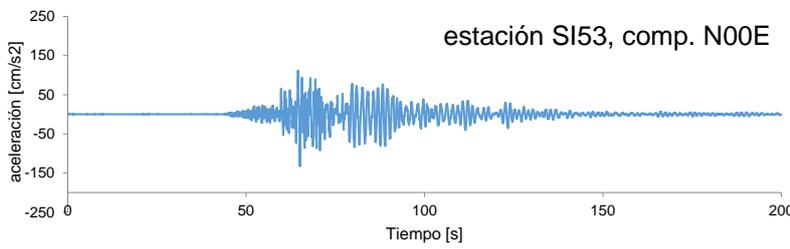
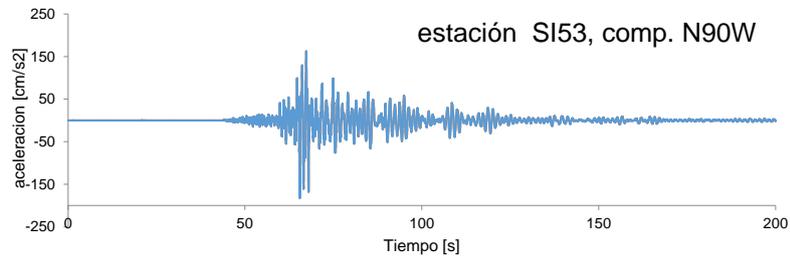
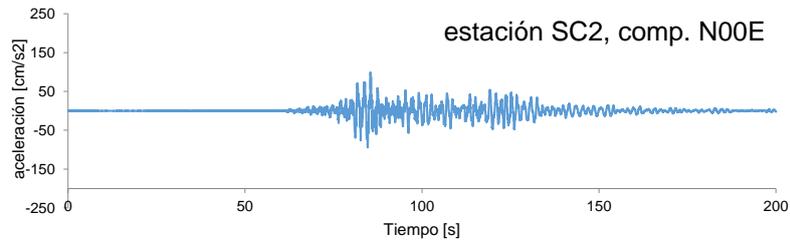
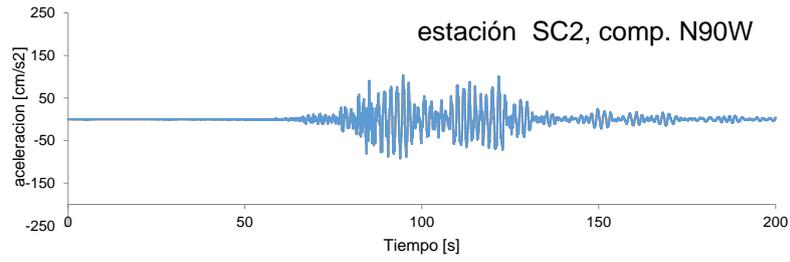
EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)



EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)



EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)



EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)

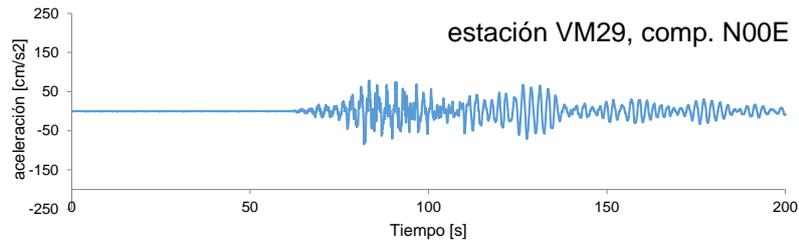


Figura 3.2 Conjunto de historias de aceleración horizontal consideradas en este estudio.

Tabla 3.1 Movimientos del terreno incluidos en este estudio.

Fecha	Nombre	Clave	Comp.	AMT [cm/s ²]	T_m [s]	t_D [s]
19/9/2017	Buenos Aires	BA49	N00E	88.9	2.09	78.63
			N90W	113.2	2.07	87.16
			V	30.6	0.89	73.13
19/9/2017	Culhuacan	CH84	N00E	149.0	1.19	30.8
			N90W	225.6	1.34	28.95
			V	83.8	0.46	36.51
19/9/2017	Cibeles	CI05	N00E	113.3	1.56	50.22
			N90W	114.2	1.35	49.5
			V	51.2	0.59	50.6
19/9/2017	Multifamiliar Juárez	CJ04	N00E	123.9	1.55	51.75
			N90W	97.1	1.53	49.0
			V	34.8	0.90	57.7
19/9/2017	Escandón	ES57	N00E	70.5	0.99	39.83
			N90W	83.9	0.95	39.59
			V	28.2	0.69	52.5
19/9/2017	Jardines de Coyoacán	JC54	N00E	220.3	1.07	42.74
			N90W	204.1	1.16	32.1
			V	59.9	0.45	37.2
19/9/2017	Esc. Prim. Plutarco Elías Calles	PE10	N00E	101.4	1.69	79.9
			N90W	124.6	1.57	79.8
			V	31.1	0.81	60.9
19/9/1985	SCT	SC1	N00E	93.8	2.08	71.6
			N90W	161.6	2.12	39.1
			V	35.8	1.59	54.1
19/9/2017	SCT	SC2	N00E	91.68	1.51	58.7
			N90W	90.33	1.62	44.8
			V	41.77	0.70	54.5
19/9/2017	San Simón	SI53	N00E	129.0	1.21	51.2
			N90W	177.6	1.21	45.5
			V	56.8	0.49	44.5
19/9/2017	Villa Gómez	VM29	N00E	85.2	2.05	97.2
			N90W	94.8	2.01	66.9
			V	35.9	0.89	72.9

Donde AMT es la aceleración máxima del terreno, T_m es el periodo medio del movimiento del terreno (en segundos), t_D es la duración significativa del movimiento del terreno (en segundos).

Revisando los datos descritos en la tabla 3.1, se puede notar que en tres componentes del conjunto se superó la aceleración máxima del terreno, AMT registrada en la estación SCT durante el temblor del 19 de septiembre de 1985 ($AMT=161.6 \text{ cm/s}^2$), lo cual ocurrió en las estaciones CH84, JC54 y SI53. En particular, la AMT se registró en la estación CH84, en su componente N90W, con un valor de 225.6 cm/s^2 . Esta aceleración fue significativamente mayor a la AMT predicha por la ley de atenuación propuesta por Jaimes *et al.* (2015), la cual tiene una forma funcional:

$$\ln AMT = \alpha_0 + \alpha_1(M) + \alpha_2(\ln R) + \alpha_3(R) \quad (\text{ec. 3.1})$$

Donde M es la magnitud del sismo, R es la distancia epicentral, mientras que $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$ y α_3 son coeficientes que se indican en Jaimes *et al.* (2015). Es decir, considerando una magnitud de 7.1 y una distancia epicentral de 120 km, de la ecuación (3.1) se obtiene:

$$\ln AMT = 0.4089 + 1.23(7.1) + (-1)(\ln(120)) + (-0.0016)(120)$$

$$\ln AMT = 4.162$$

$$AMT = 64.2 \text{ cm/s}^2$$

CAPÍTULO

4

RESPUESTA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS

Los diferentes modelos analíticos fueron analizados dinámicamente ante los acelerogramas registrados en cada estación, en sus dos componentes horizontales (N90W y N00E), indicados en la tabla 3.1. Su respuesta sísmica fue medida en términos de la distorsión de entrepiso, *IDR*, la cual se define como el desplazamiento lateral relativo en pisos consecutivos normalizado respecto a su altura. Para fines de comparación, las *IDR* se grafican con respecto a z/H , donde z es la altura de cada nivel y H es la altura total del edificio.

Este estudio analítico se desarrolló con la ayuda del software RUAUMOKO (Carr, 2009), el cual permite realizar análisis dinámicos tanto elásticos como inelásticos ante cargas dinámicas en estructuras.

Para evaluar la influencia de los muros de mampostería se hace la comparación de la respuesta sísmica de los edificios considerando y sin considerar la presencia de muros de mampostería.

4.1 MARCOS SIN MUROS

4.1.1 Marco de 4 niveles

En la figura 4.1 se muestran los perfiles de *IDR* considerando los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84 y JC54. Se puede observar que los movimientos del terreno inducen distorsiones excesivas. Para fines de este estudio, se definió el *colapso* del edificio cuando la distorsión máxima en cualquier entrepiso excede el 5%.

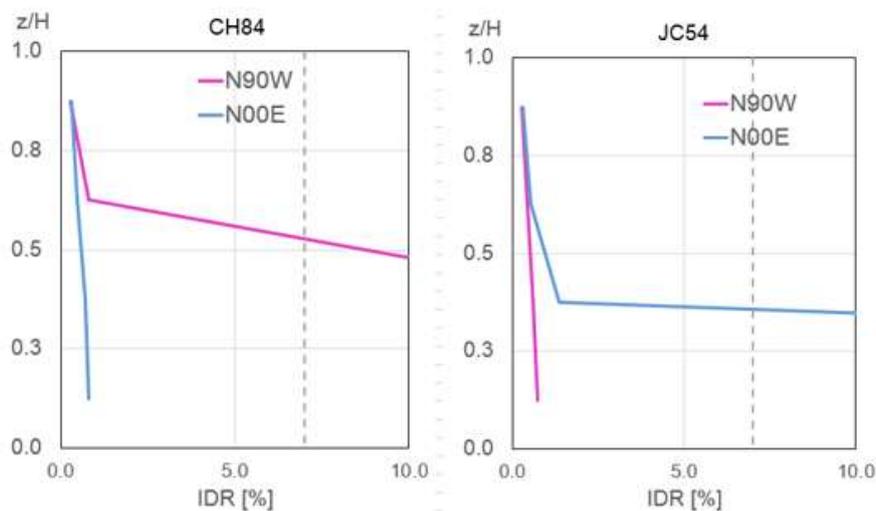


Figura 4.1 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 4 niveles sin muros ante los movimientos del terreno de las estaciones CH84 y JC54.

En particular, se puede observar que la componente que ocasiona distorsiones excesivas en la estación CH84 es la N90W, la cual registró la aceleración máxima del terreno de todos los registros considerados en este estudio. Por otro lado, la componente que tiene mayor repercusión en la estación JC54 es la N00E, ya que registró una aceleración de 220.3 cm/s^2 .

El resto de los perfiles de *IDR* obtenidos a partir de los registros restantes se presenta en el Apéndice B.

4.1.2 Marco de 6 niveles

En la figura 4.2 se muestran solo los resultados obtenidos a partir de los registros de las estaciones CH84, JC54 y SI53. Ante los registros de estas estaciones se experimentan demandas de *IDR* excesivas que conducirían al *colapso* del edificio. Cabe notar que estas demandas se concentran principalmente en los niveles intermedios del edificio. Las demandas excesivas de *IDR* son consistentes con los resultados obtenidos en modelos continuos y calculando el espectro de distorsión de entrepiso generalizado descrito en Ruiz-García y Miranda (2018). Sin embargo, cabe señalar que los valores de *IDR* se limitan a un valor de alrededor de 1% en las otras siete estaciones, como se puede consultar en el Apéndice C.

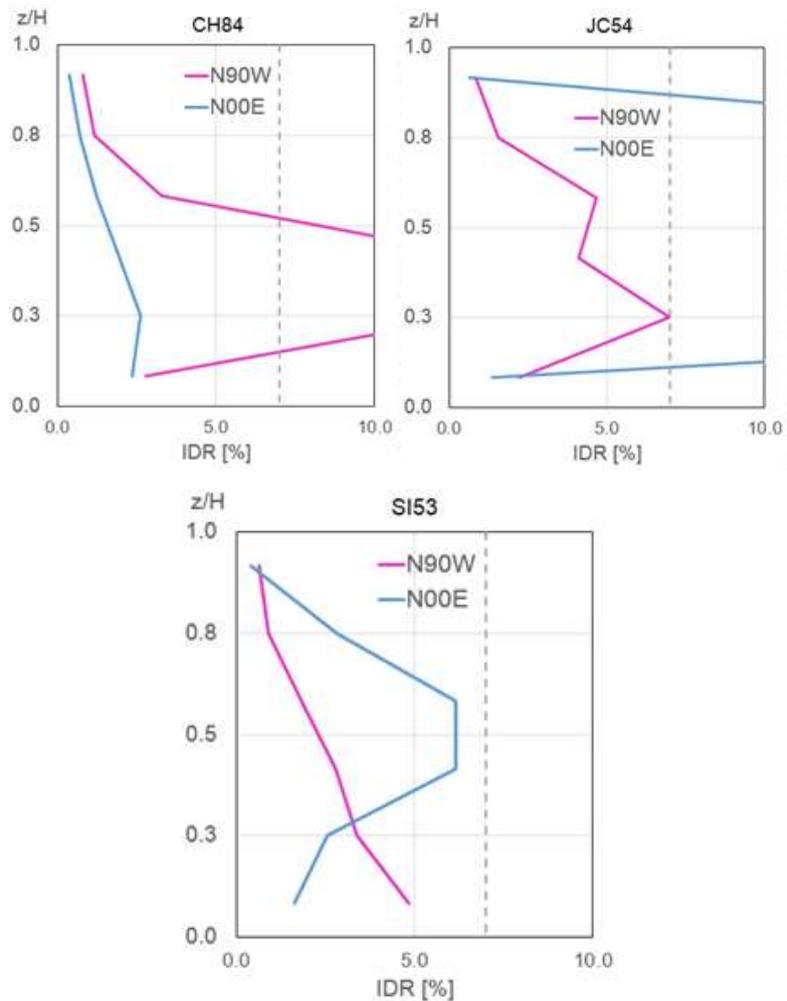


Figura 4.2 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles sin muros ante los movimientos del terreno de las estaciones CH84, JC54 y SI53.

4.1.3 Marco de 8 niveles

En la figura 4.3 se observa que existen demandas excesivas de *IDR* tomando en cuenta las dos componentes horizontales de las estaciones CH84 y JC54. Asimismo, en la figura 4.4 se presentan los perfiles de *IDR* obtenidos a partir de los registros de las estaciones SI53 y VM29, donde solamente una componente conduce a desplazamientos relativamente grandes en comparación con la otra componente horizontal. Al considerar que los acelerogramas están en condiciones naturales, los acelerogramas registrados en estas cuatro estaciones inducirían al edificio de 8 niveles sin muros al *colapso*. Los resultados correspondientes a los acelerogramas restantes se pueden encontrar en el Apéndice D.

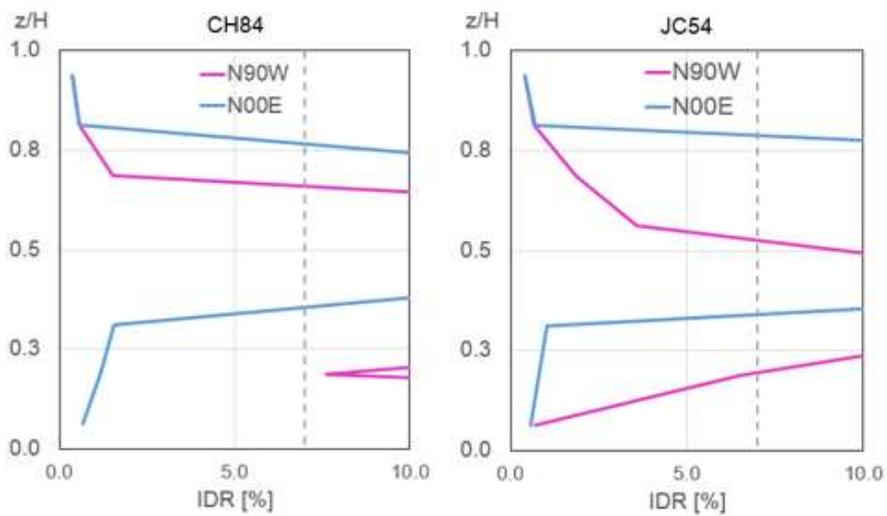


Figura 4.3 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles sin muros debido a los movimientos del terreno de las estaciones CH84 y JC54.

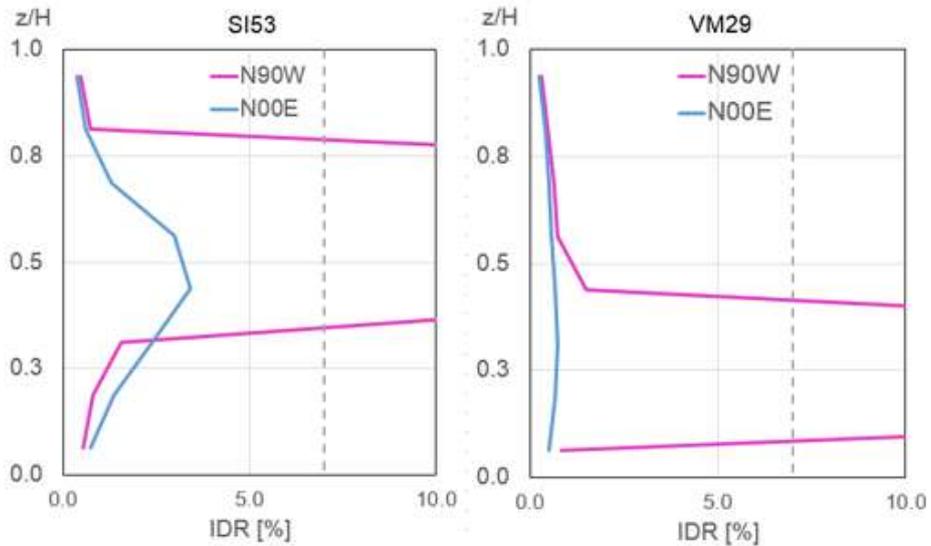


Figura 4.4 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles sin muros debido a los movimientos del terreno de las estaciones SI53 y VM29.

En la figura 4.5 se muestra el perfil de distorsión obtenido a partir de los registros de la estación ES57. Cabe notar que se muestran distorsiones relativamente pequeñas en comparación con los mostrados anteriormente.

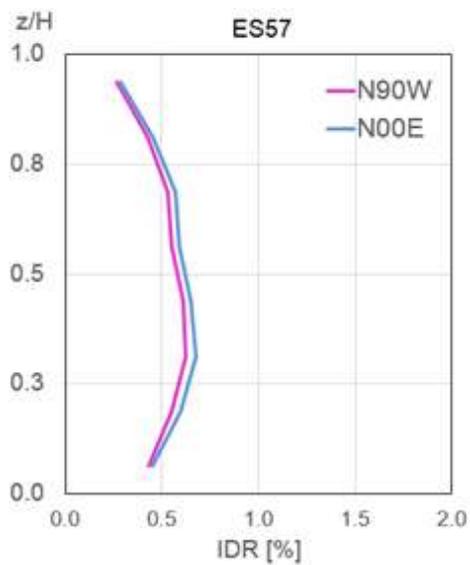


Figura 4.5 Perfil de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles sin muros debido a los movimientos del terreno de la estación ES57.

4.2 MARCOS CON MUROS

A continuación, se muestran los resultados de la respuesta sísmica de los edificios de 4, 6 y 8 niveles considerando la participación de los muros de mampostería. Al incluir elementos que aportan una mayor rigidez a la estructura e incrementan su resistencia lateral, como se mostró en la sección 2.4, se puede esperar que su respuesta sísmica sea diferente en comparación a los edificios sin muros.

4.2.1 Marco de 4 niveles

En la figura 4.6 se presentan los perfiles de distorsión de entrepiso obtenidos a partir de los registros de las estaciones CH84 y JC54. Los resultados muestran que los desplazamientos laterales se concentran en la planta baja. Comparando estos resultados con los resultados del modelo sin muros se aprecia que la distribución de las demandas de distorsión de entrepiso se modifica, ya que las demandas se concentran en el primer piso. Los perfiles de *IDR* de los diez registros se pueden observar en el Apéndice E.

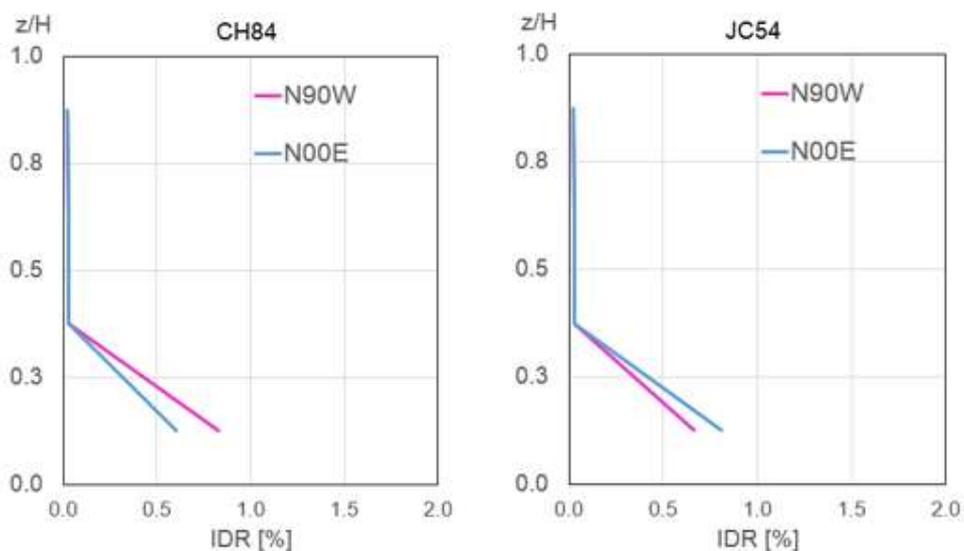


Figura 4.6 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 4 niveles con muros debido a los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84 y JC54.

4.2.2 Marco de 6 niveles

En la figura 4.7 se muestran los perfiles de IDR obtenidos ante los acelerogramas de las estaciones CH84, JC54 y SI53, cuya tendencia es a la obtenida para el modelo de 4 niveles. Sin embargo, en los tres perfiles mostrados se supera el valor de 0.6% permisible dado por las NTC-S (2004), al considerar muros sin desligar. Los perfiles de IDR restantes se muestran en el Apéndice F.

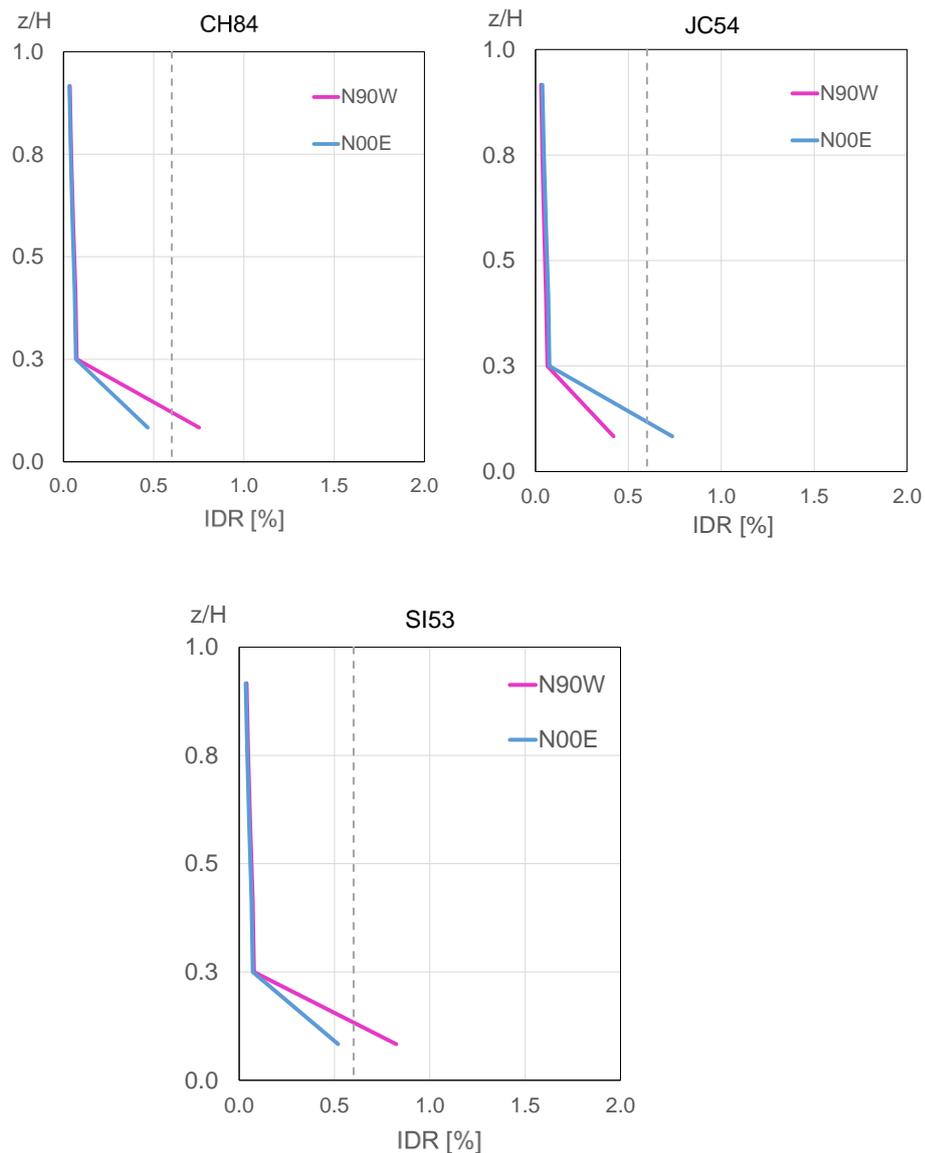


Figura 4.7 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles con muros debido a los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84, JC54 y SI53.

4.2.3 Marco de 8 niveles

En la figura 4.8 se muestran los perfiles de *IDR* obtenidos a partir los registros capturados en las estaciones CH84 y JC54, donde se observa que el modelo experimenta distorsiones muy grandes asociados al *colapso*. Cabe notar que esta situación no ocurre en los restantes registros sísmicos de este edificio (ver Apéndice G), ni en los modelos de 4 y 6 niveles.

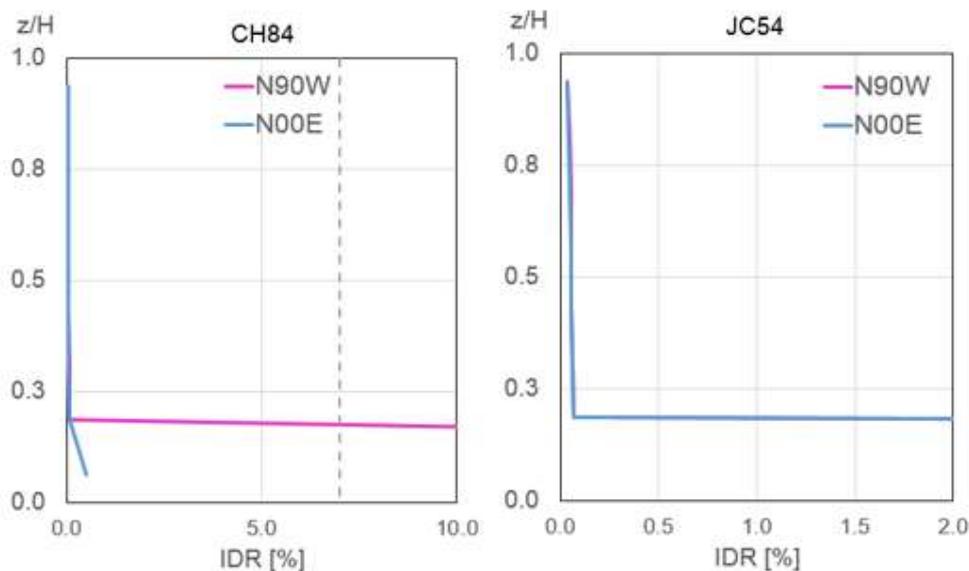


Figura 4.8 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles con muros debido a los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84 y JC54.

4.3 EFECTO DE LA INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO

Otro parámetro a considerar en esta investigación es la *AMT* que puede ocasionar el *colapso* de estructuras debido a distorsiones de entrepiso excesivas en la planta baja. Al tener la aceleración máxima en la estación CH84, en su componente N90W, se optó por escalar, en amplitud, linealmente este acelerograma hasta que ocasionara distorsiones asociados al *colapso*.

En la figura 4.9 se muestra la evolución del perfil de *IDR* del edificio de 4 niveles conforme se aumenta el factor de escala aplicado al acelerograma. La gráfica muestra que el modelo experimenta distorsiones asociadas al *colapso* al aplicarse un factor de escala de 1.1; es decir, para una aceleración del terreno

de 248 cm/s^2 . Para fines de referencia se indican las distorsiones normativas permisibles de 0.6% y 1.2% indicadas cuando los muros están sin desligar y desligados, respectivamente.

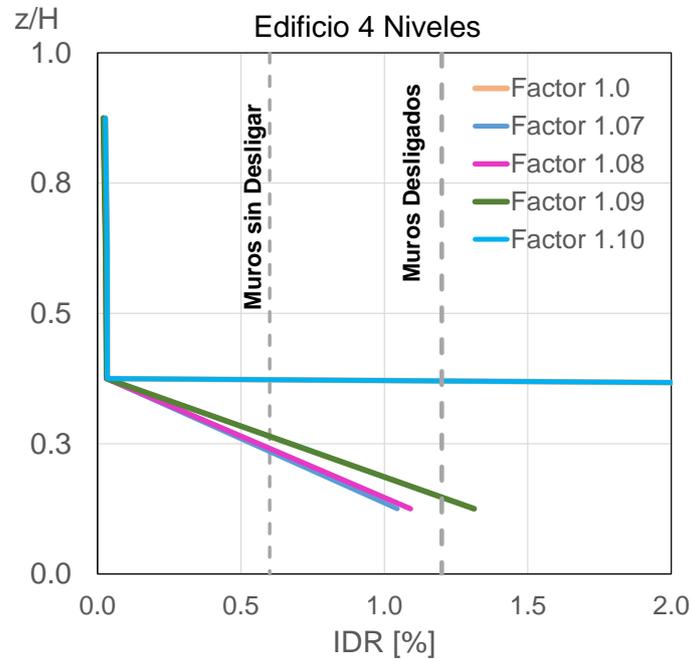


Figura 4.9 Evolución del perfil de *IDR* del edificio de 4 niveles considerando la participación de muros de mampostería ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W).

Asimismo, en la figura 4.10 se muestra la evolución del perfil de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles cuando se emplea el mismo acelerograma con distintos factores de escala. El factor de escala que ocasiona el *colapso* en este modelo fue de 1.3, asociado a una aceleración del terreno de 293 cm/s^2 .

Es relevante mencionar que el fenómeno de *planta baja débil* se presenta de manera súbita; es decir, no se presentan distorsiones excesivas en la planta baja ante los registros escalados con intensidades del terreno ligeramente menores a 293 cm/s^2 como se muestra en las figuras 4.9 y 4.10.

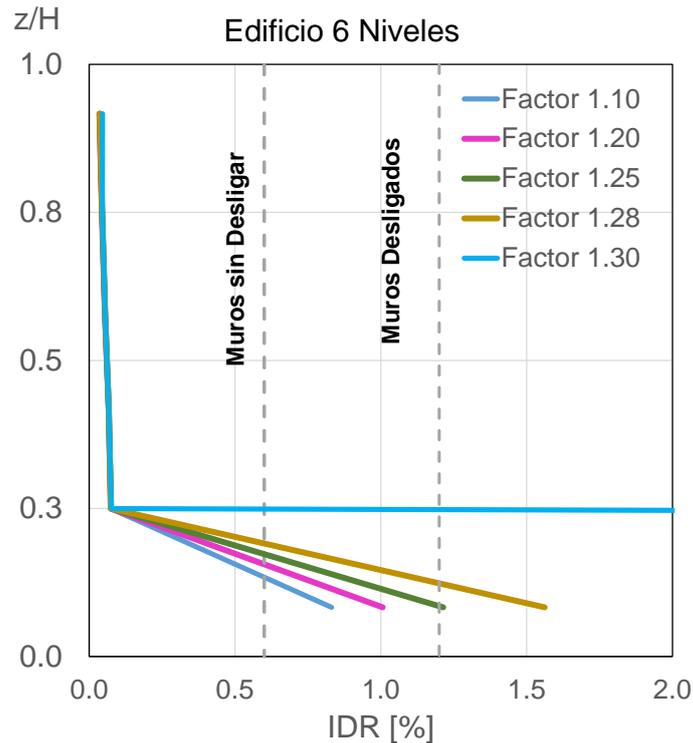
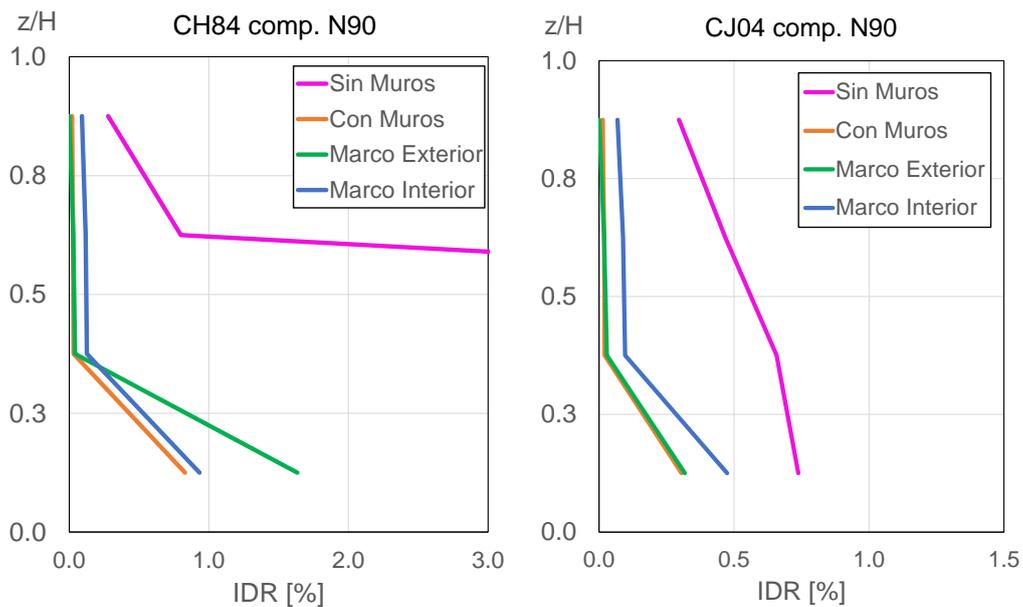


Figura 4.10 Evolución del perfil *IDR* del edificio de 6 niveles considerando la participación de muros de mampostería ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W).

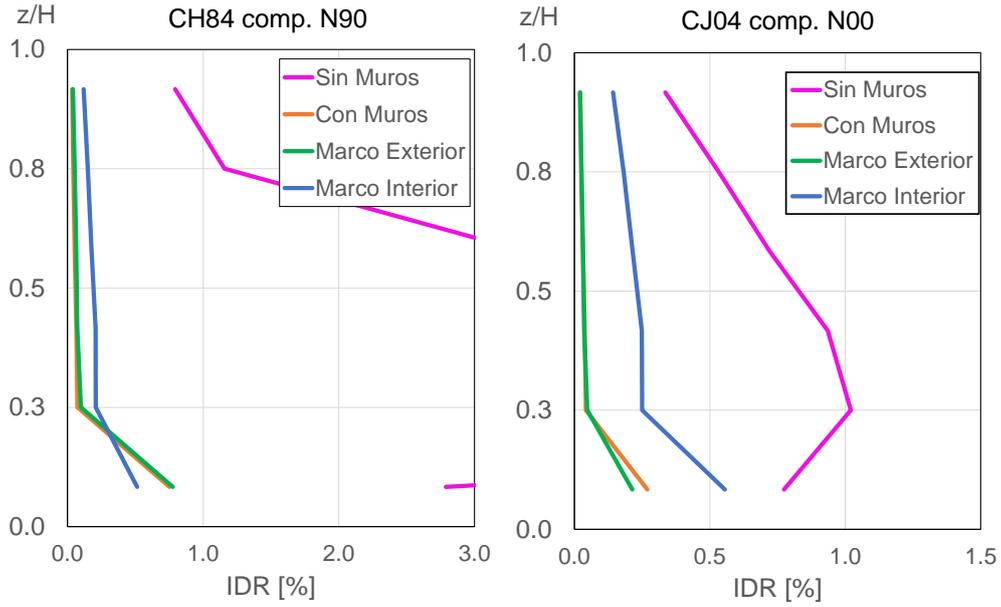
Con base en los resultados anteriores, se sugiere que a los edificios que sean susceptibles a presentar el mecanismo de *planta baja débil* se debe limitar sus distorsiones de entrepiso permisibles a valores menores del 0.6%. Al acercarse a este valor, se observó que mecanismo de *planta baja débil* se presenta de manera súbita, por lo que puede ocasionar un comportamiento sísmico indeseado.

4.4 EDIFICIOS CONSIDERANDO SOLAMENTE MUROS EXTERIORES O MUROS INTERIORES

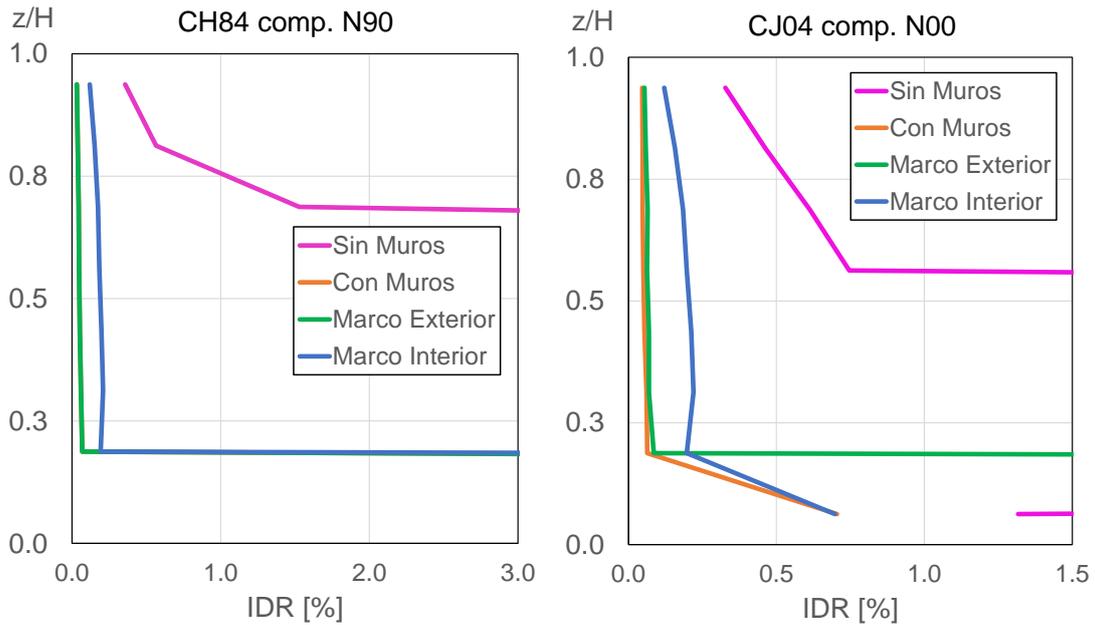
Para fines de investigar la participación de los muros exteriores e interiores en la respuesta sísmica, se modificaron los modelos de los edificios de 4, 6 y 8 niveles para considerar solamente la presencia de muros exteriores o interiores. Por ejemplo, en la figura 4.11 se muestra la comparación de la variación del perfil de *IDR* obtenidos ante los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84 y CJ04. Con excepción del modelo de 4 niveles sujeto a la componente N90W de la estación CH84, se puede apreciar que la respuesta del modelo con muros es muy similar a la respuesta del modelo solo con muros en el marco exterior. Es importante destacar que los modelos de edificios que incluyen muros de mampostería, interior o exterior, tienden a experimentar el mecanismo de *planta baja débil*.



(a)



(b)

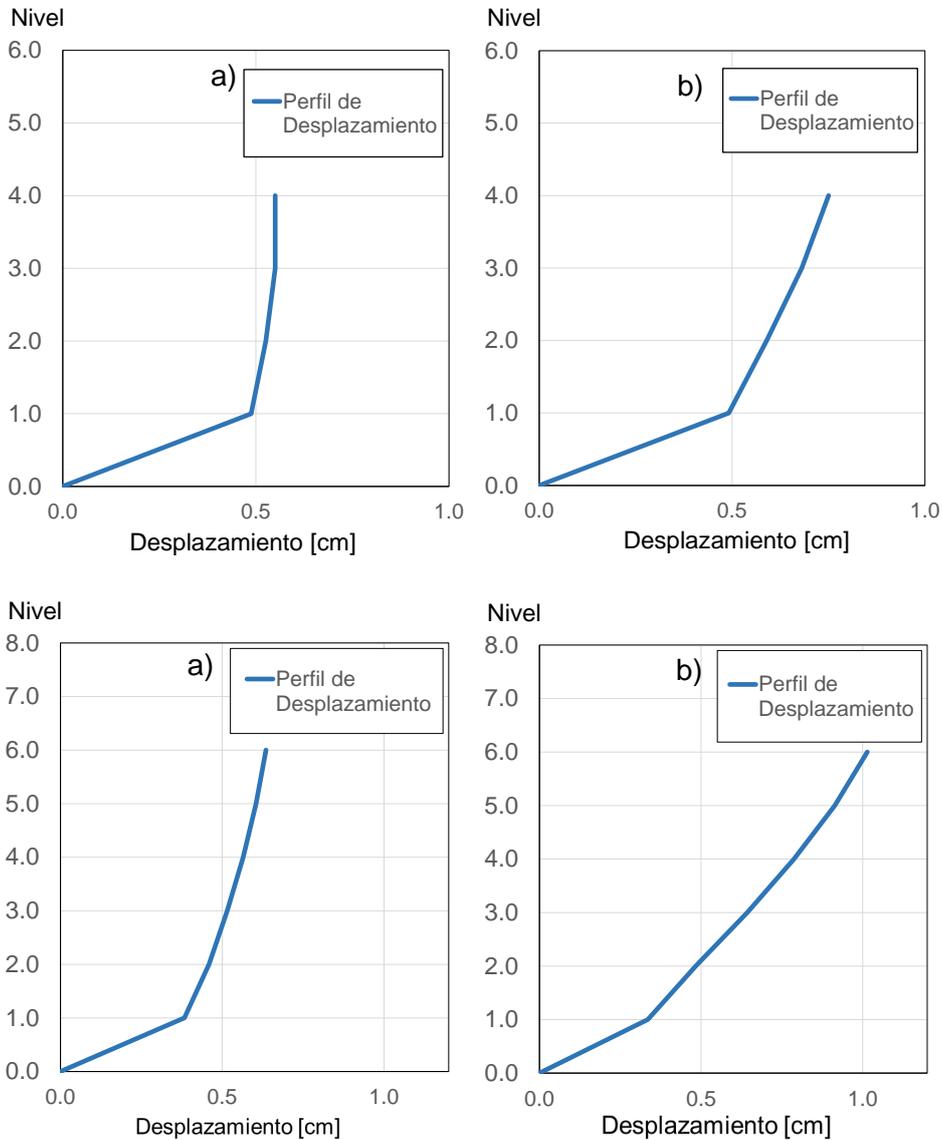


(c)

Figura 4.11 Perfiles de IDR obtenidos ante los movimientos del terreno registrados en las estaciones CH84 y CJ04 respectivamente: a) edificio de 4 niveles, b) edificio de 6 niveles, y c) edificio de 8 niveles.

Para un mejor entendimiento del comportamiento de los modelos estudiados, en la figura 4.12 se presentan los perfiles de desplazamiento correspondientes a la mediana de los edificios de 4, 6 y 8 niveles considerando solamente muros exteriores y solamente considerando muros interiores.

En particular, se puede observar que el perfil del edificio de 4 niveles considerando muros exteriores exhibe un movimiento de cuerpo rígido; es decir, el nivel de desplazamiento lateral en los niveles superiores a la planta baja es muy similar. Asimismo, se observa que los modelos con muros interiores tienden a desplazarse más en los pisos superiores a la planta baja que los modelos con muros exteriores.



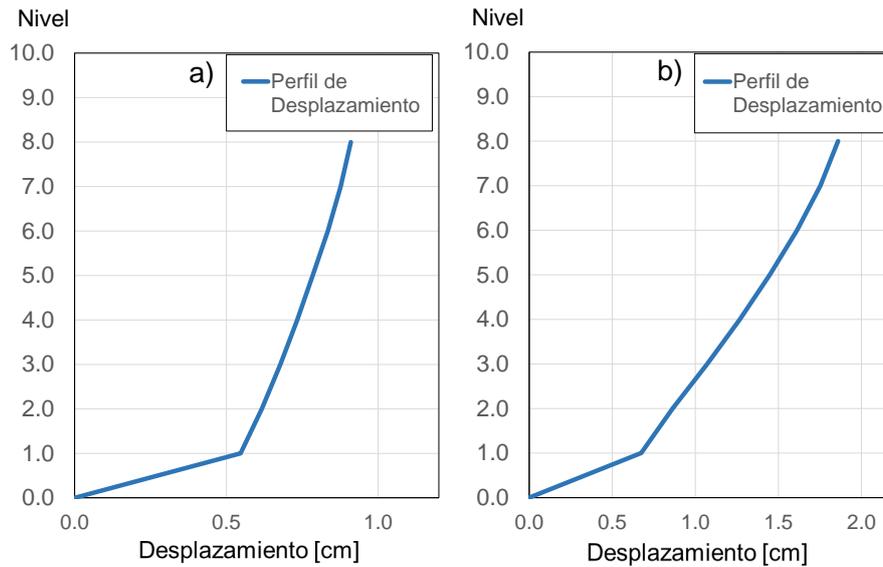


Figura 4.12 Perfiles de desplazamiento del edificio de 4 niveles (primer renglón), del edificio de 6 niveles (segundo renglón) y del edificio de 8 niveles (tercer renglón): a) considerando muros exteriores y b) considerando muros interiores.

Finalmente, en la figura 4.13 se muestra una comparación de los perfiles de la mediana de desplazamiento lateral correspondientes a los modelos con ambos muros. Como es de esperarse, los modelos que consideran los muros exteriores y muros interiores tienden a desplazarse menos que los modelos anteriores al tener mayor rigidez en los niveles superiores.

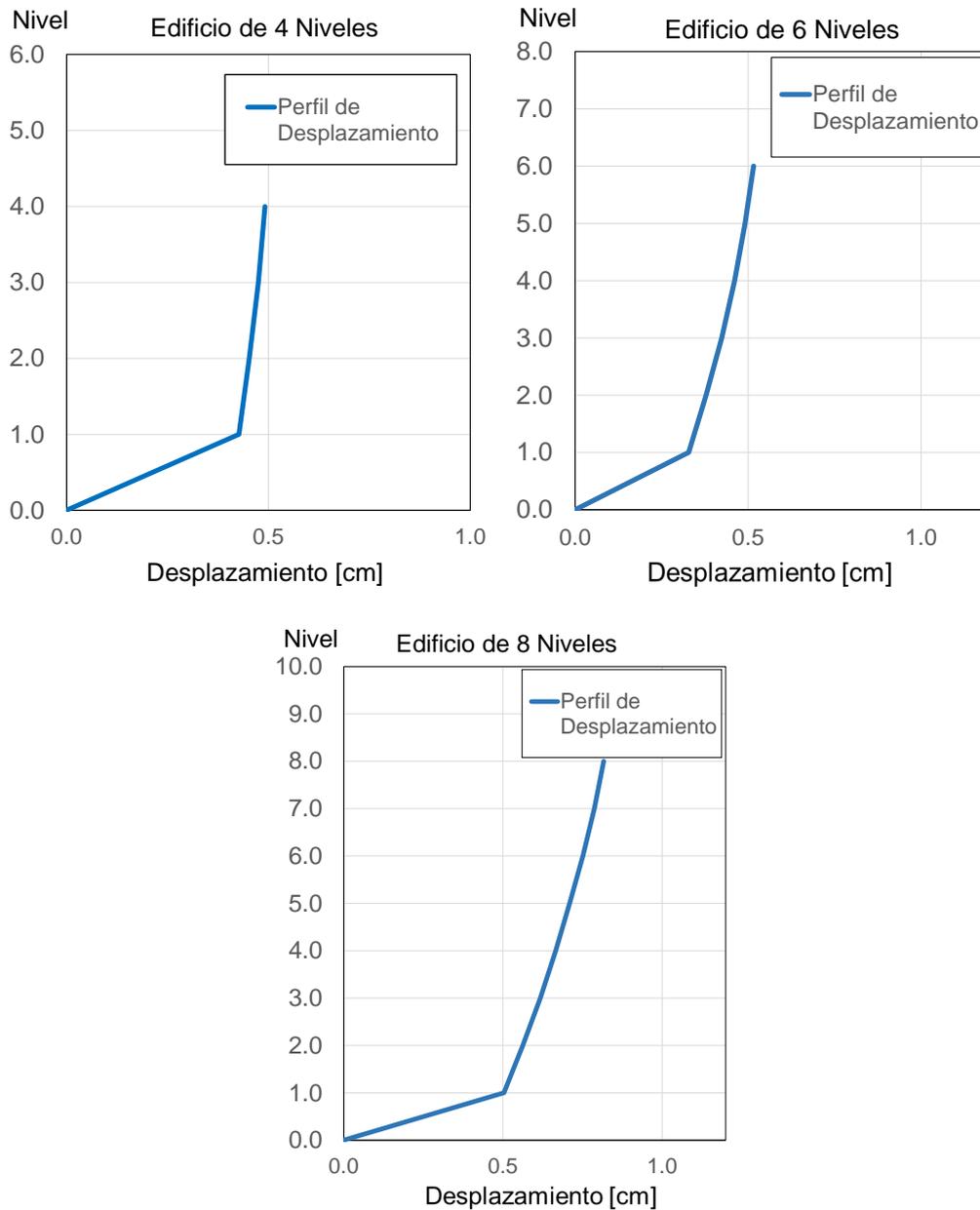
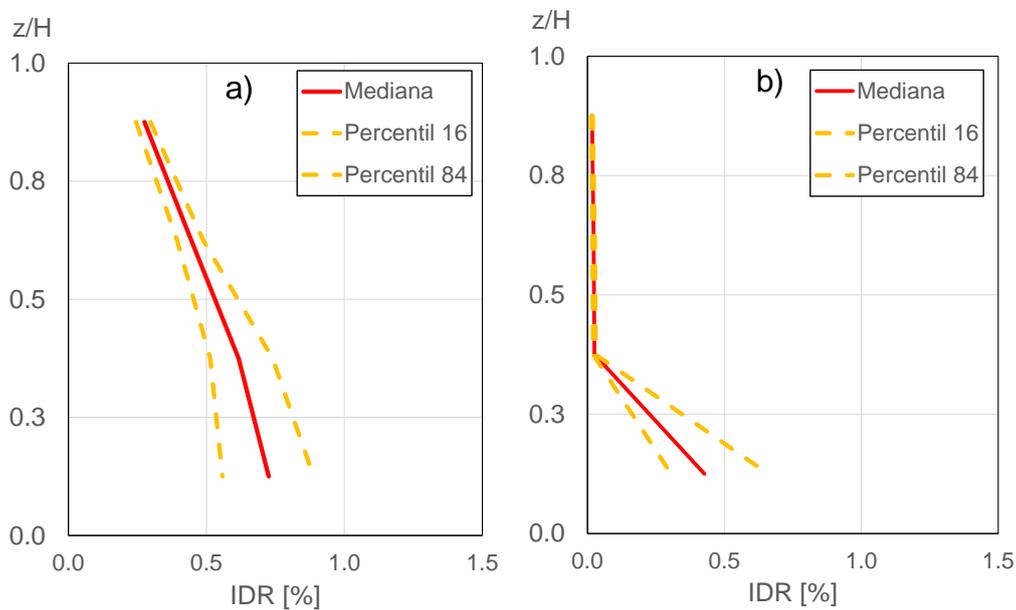


Figura 4.13 Perfiles de desplazamiento de los edificios de 4, 6 y 8 niveles considerando muros de mampostería exteriores e interiores.

4.5 MEDIANA DE LOS PERFILES DE DISTORSIÓN

Si bien se observó ante los registros de algunas estaciones como la de CH84 y JC54 se registraron distorsiones muy grandes, resulta de interés determinar la tendencia central del perfil de IDR para los marcos sin y con muros considerando todo el conjunto de acelerogramas utilizados en esta investigación. Como medida de tendencia central se utilizó la mediana, dado que es una medida de tendencia central que no se ve afectada significativamente por los valores extremos (como las distorsiones que inducen el *colapso*). Asimismo, se calcularon los percentiles 16 y 84 para mostrar la variabilidad de las distorsiones de entrepiso. En la figura 4.14 se muestran una comparación de la mediana de *IDR* para los modelos de 4 niveles, donde se aprecian una tendencia similar en los perfiles de *IDR* a los mostrados ante acelerogramas individuales. Está muy marcada la tendencia de los perfiles para cuando se les incorpora un elemento muy rígido como son los muros de mampostería. Por lo que, en la planta baja es donde se concentran los desplazamientos más grandes induciendo a los edificios a comportarse como un cuerpo rígido en los niveles superiores.



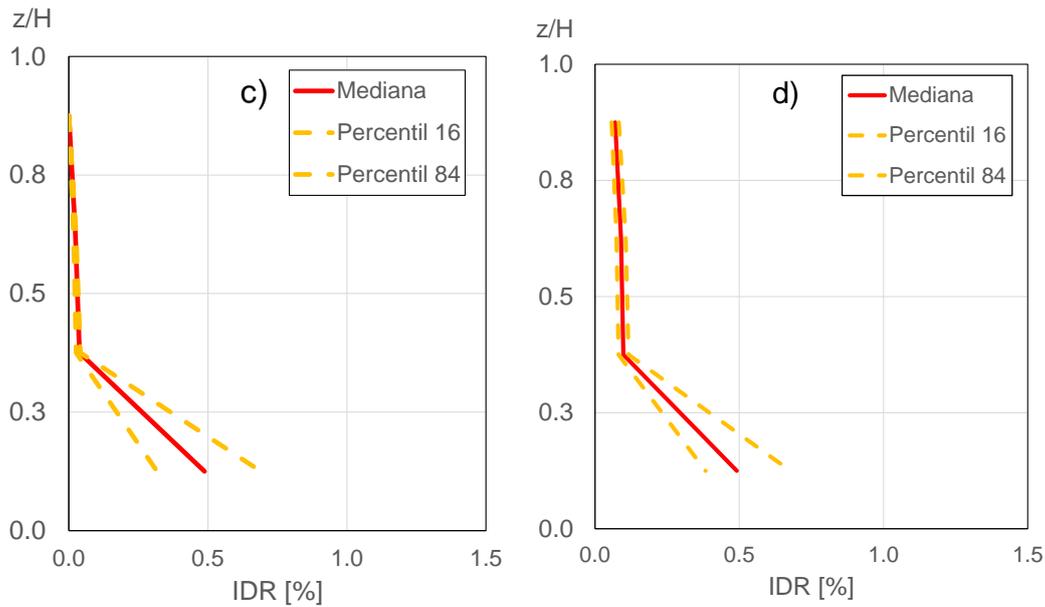


Figura 4.14 Perfiles de distorsión de la mediana de los modelos analizados en el edificio de 4 niveles: a) sin muros, b) con muros, c) considerando la presencia de muros exteriores y d) considerando la participación de muros interiores.

La finalidad de quitarle los muros de mampostería es para generar una variabilidad en la rigidez, de la figura 4.15 es importante señalar que en el marco interno existan distorsiones de entrepiso más grandes en los niveles subsecuentes a la planta baja que en el marco externo. Una explicación a este comportamiento es que las columnas centrales del marco interno son más resistentes a momento flexionante que las del marco externo, de acuerdo al diseño de las columnas descrito en Terán (1998). En las figuras 4.16, 4.17 y 4.18 se presentan los diagramas de interacción de las columnas de la planta baja para cada caso analizado. Por lo que, se infiere que el modelo considerando la participación de muros exteriores es más rígido que el modelo considerando los muros interiores.

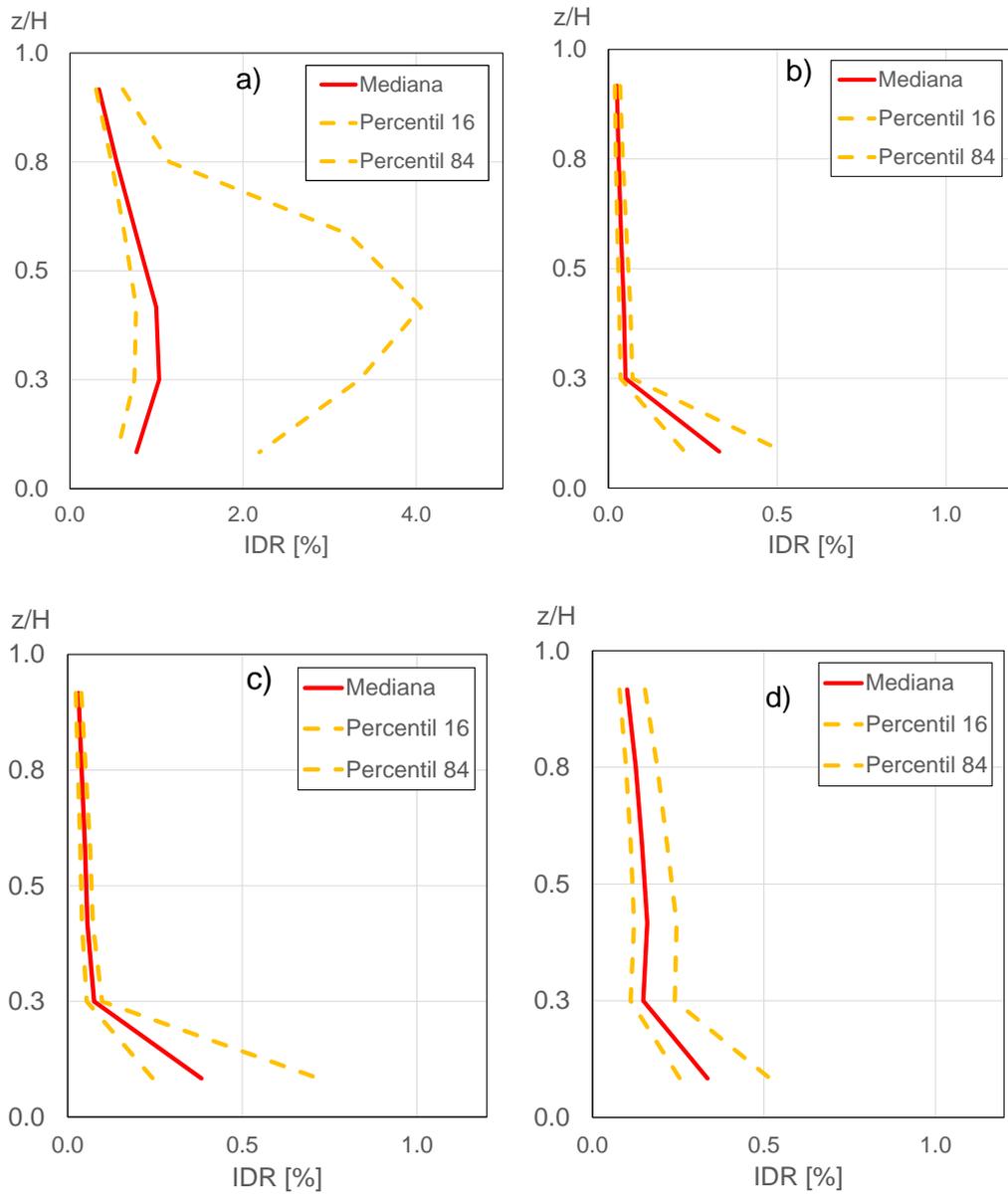


Figura 4.15 Mediana de los perfiles de distorsión de los modelos analizados en el edificio de 6 niveles: a) sin muros, b) con muros, c) considerando la presencia de muros exteriores y d) considerando la participación de muros interiores.

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 ($M_w=7.1$)

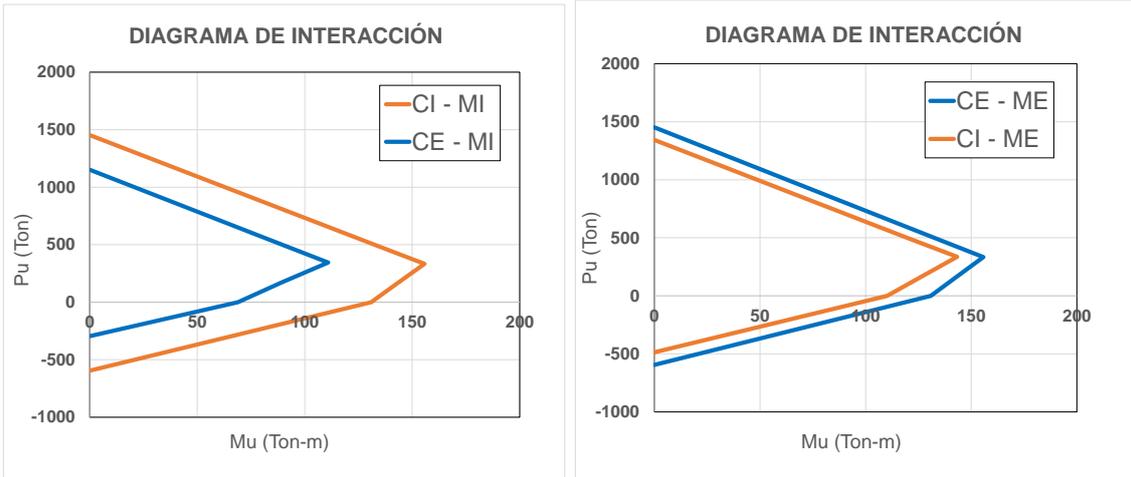


Figura 4.16 Diagramas de interacción de las columnas de la planta baja del edificio de 4 niveles.

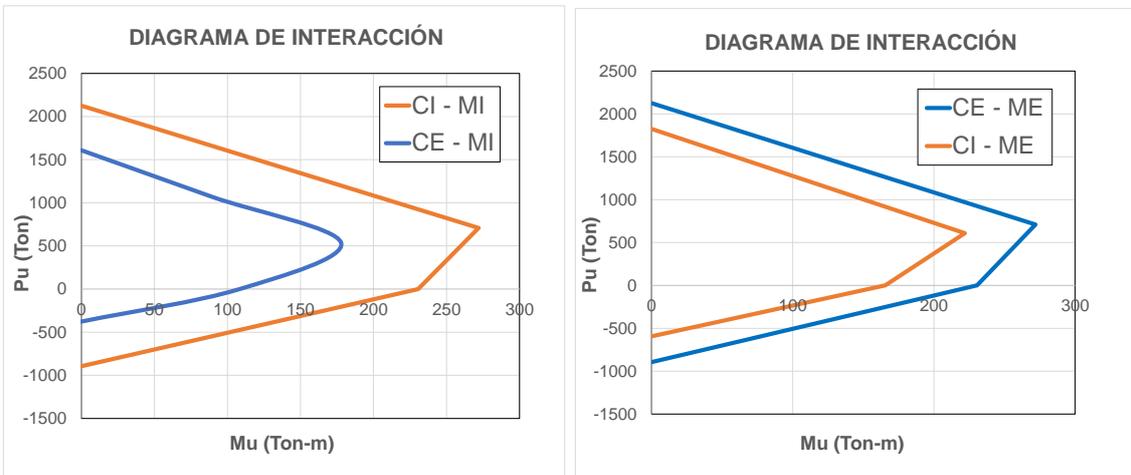


Figura 4.17 Diagramas de interacción de las columnas de la planta baja del edificio de 6 niveles.

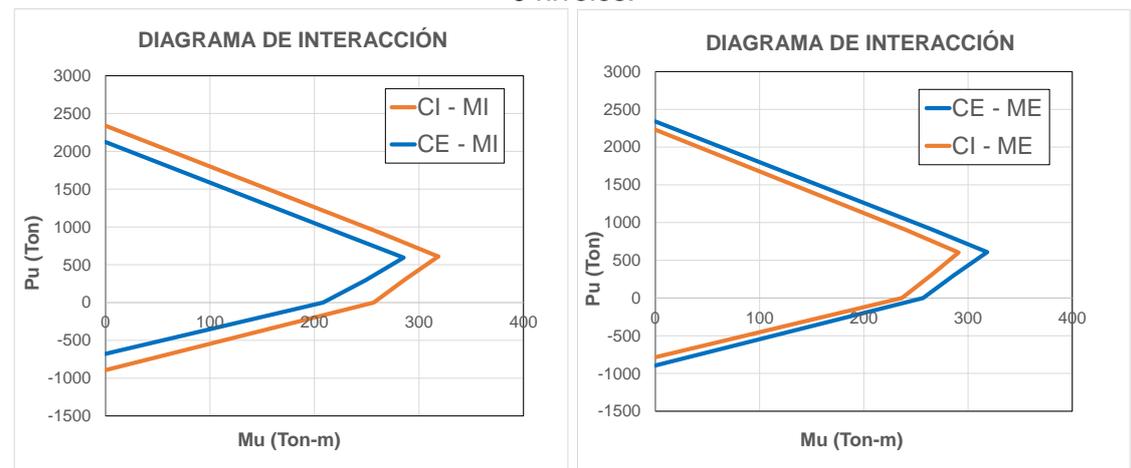


Figura 4.18 Diagramas de interacción de las columnas de la planta baja del edificio de 8 niveles.

La mediana del perfil de distorsión del modelo de 8 niveles sin muros es el único que alcanza distorsiones de entrepiso excesivas, en comparación con los modelos restantes (ver figura 4.19).

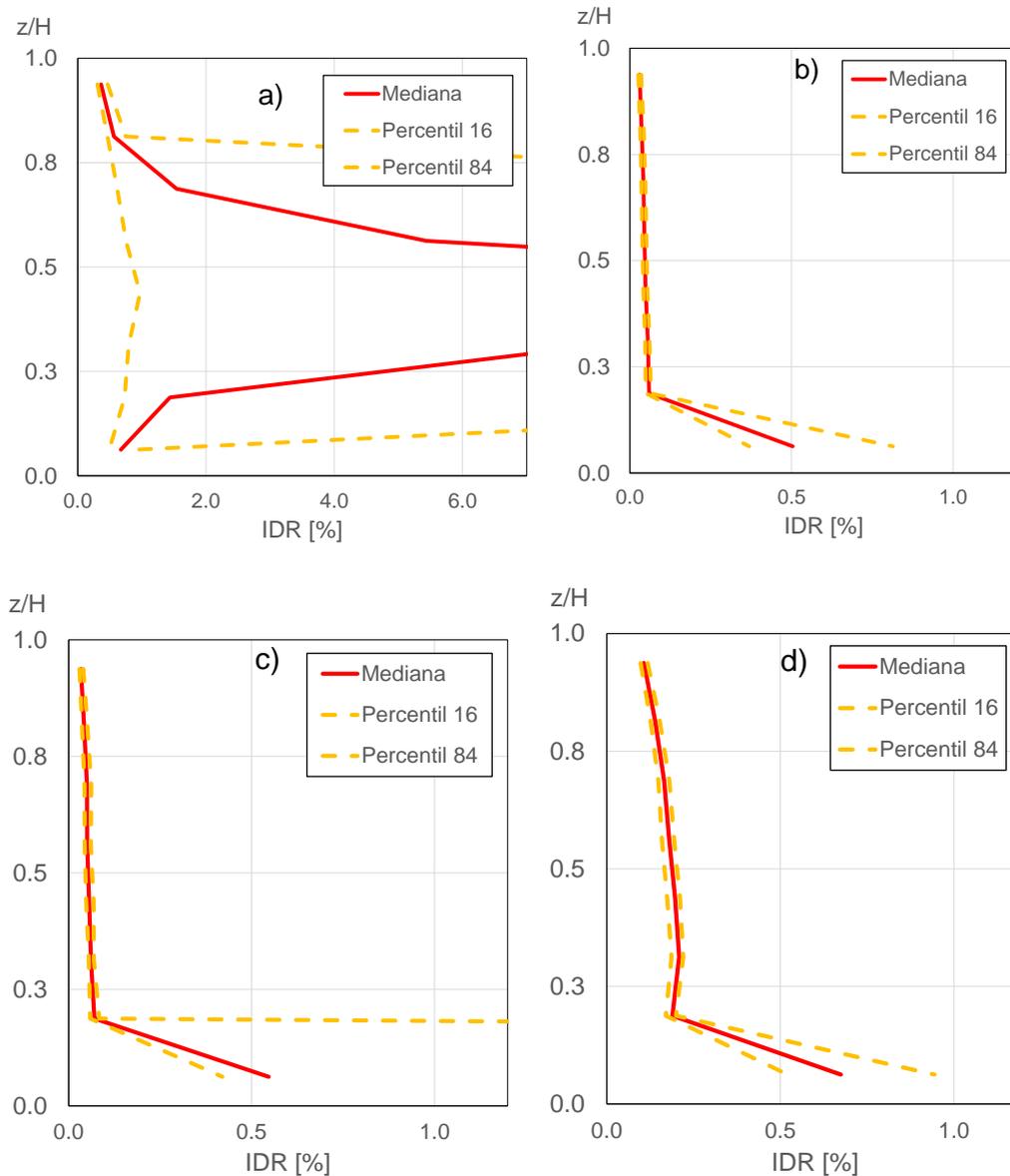


Figura 4.19 Perfiles de distorsión de la mediana de los modelos analizados en el edificio de 8 niveles: a) sin muros, b) con muros. c) considerando la presencia de muros exteriores. d) considerando la participación de muros interiores.

4.6 EFECTO DE LA COMPONENTE VERTICAL

La influencia de componente vertical del movimiento del terreno en la respuesta sísmica ha sido muy poco estudiada en México. Por ello, en esta investigación se evaluó nuevamente la respuesta de cada uno de los modelos considerando que actuaban simultáneamente tanto la componente horizontal como la vertical de cada uno de los registros sísmicos. Sin embargo, sólo se comentan los resultados donde sí se apreció un efecto significativo en la respuesta sísmica.

En la figura 4.20 se muestra el perfil de distorsión del edificio de 6 niveles sin considerar muros, sujeto al registro obtenido en la estación JC54. Se puede observar que la inclusión de la componente vertical tiende a incrementar las distorsiones en los niveles intermedios.

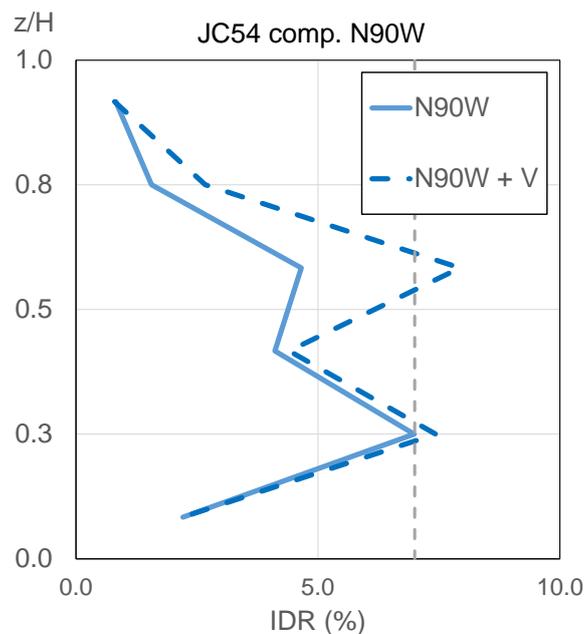


Figura 4.20 Perfil de distorsión de entrecapso del edificio de 6 niveles sin muros ante los acelerogramas registrados en la estación JC54 (componente N90W).

Asimismo, en la figura 4.21 se puede observar que el edificio de 6 niveles sin muros exhibe una distorsión de entrepiso que no supera el 7% ante el registro obtenido en la estación SI53. Sin embargo, el modelo exhibe distorsiones de entrepiso excesivas que conducirían al edificio al *colapso* al considerar la componente vertical.

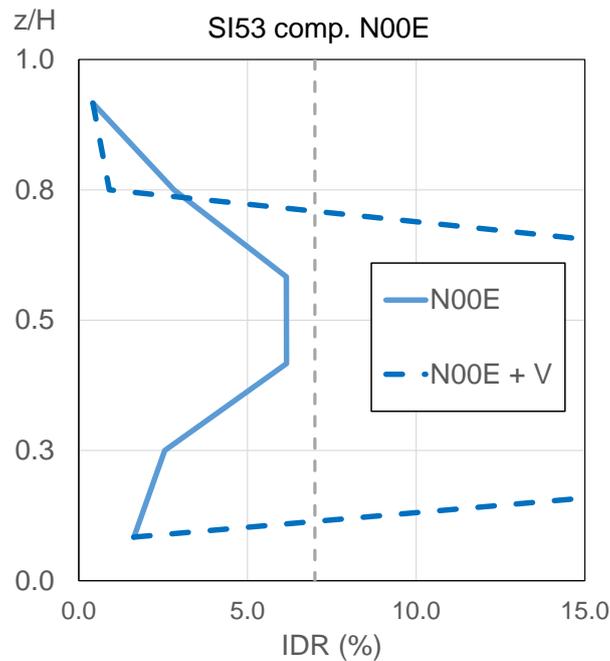


Figura 4.21 Perfil de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles sin muros ante los acelerogramas registrados en la estación SI53 (componente N00E).

Finalmente, en el modelo de 8 niveles que consideró la participación de muros de relleno sólo se observó que su respuesta se modificó considerando los acelerogramas registrados en la estación CJ04, como se muestra en la figura 4.22. Sin embargo, cabe notar que ante los registros de las estaciones restantes no se apreció influencia de la componente vertical en la respuesta de los edificios de 4 y 6 niveles que consideraban muros de mampostería.

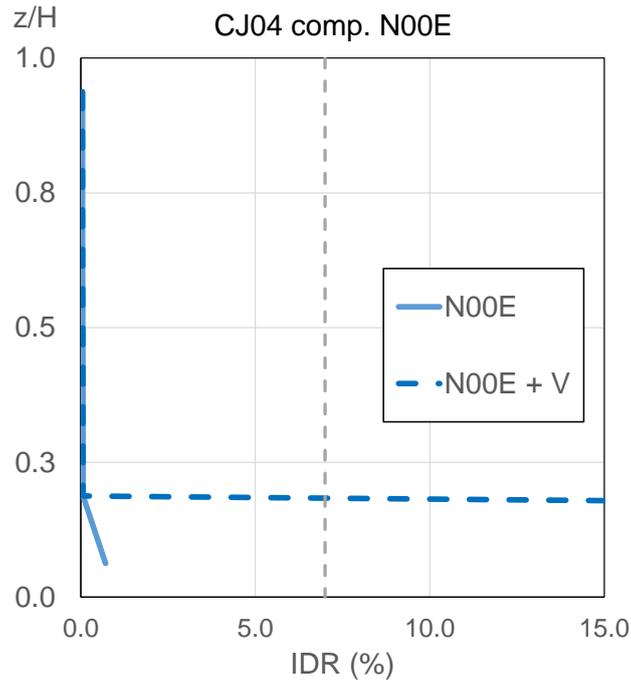


Figura 4.22 Perfil de distorsión de entrepiso del edificio de 8 niveles con muros ante los acelerogramas registrados en la estación CJ04 (componente N00E).

Con base en los resultados obtenidos se puede señalar que la componente vertical no tuvo una influencia significativa en la respuesta sísmica de los marcos sometidos al conjunto de acelerogramas seleccionados en este estudio. Sin embargo, detectaron tres casos en donde si existe una gran diferencia en los valores de distorsión de entrepiso al considerar la acción de la componente vertical.

CAPÍTULO

5

CONCLUSIONES

Se presentaron los resultados sobre la respuesta sísmica, en términos de distorsión de entrepiso, de modelos analíticos de edificios de concreto reforzado con 4, 6 y 8 niveles, los cuales son susceptibles de experimentar el mecanismo de planta baja débil. Los modelos se desarrollaron considerando y sin considerar la participación de muros de mampostería. Los muros de mampostería se modelaron mediante la técnica de columna ancha, la cual ha sido ampliamente validada. Para fines de esta investigación, se supuso que los muros tienen un comportamiento elástico lineal. Los edificios fueron sometidos a un conjunto de diez acelerogramas registrados en estaciones ubicadas en terreno blando de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre del 2017.

A partir de los resultados obtenidos en esta investigación se ofrecen las siguientes conclusiones:

- A partir de las curvas de capacidad obtenidas para cada edificio se observó que la inclusión de muros de mampostería en el modelado de los edificios seleccionados incrementa la resistencia lateral respecto a los modelos de edificios sin muros.

- Las curvas de capacidad evidenciaron que la resistencia lateral de los edificios modelados con muros de mampostería disminuye conforme se incrementa el número de niveles. Asimismo, la distorsión de azotea asociada a la resistencia disminuye conforme se incrementa el número de niveles.
- Las curvas de capacidad obtenidas para los modelos con muros exhiben una pendiente negativa después de alcanzar su resistencia. La pendiente negativa se incrementa conforme aumenta el número de niveles.
- Los acelerogramas registrados en las estaciones CH84, componente N90W, y JC54, componente N00E, conducen a distorsiones laterales de entrepiso muy grandes en los niveles intermedios de los modelos de edificios que no incluyen muros de mampostería, las cuales están asociadas al *colapso* del modelo.
- Las demandas de distorsión de entrepiso disminuyen cuando se incluye la presencia de muros de mampostería en los modelos, pero las demandas máximas se concentran en la planta baja.
- Se determinó que al escalar el acelerograma registrado en la estación CH84, en su componente N90W, con un factor de escala de 1.1 para el edificio de 4 niveles y un factor de escala de 1.3 para el edificio de 6 niveles se induce el *colapso* ya que se presentan distorsiones de entrepiso excesivamente grandes debido a la formación de un piso flexible en el primer nivel. Es importante señalar que este fenómeno se presenta de manera súbita ya que con factores de escala menores no se presenta esta situación.
- En el modelo del edificio de 8 niveles con muros se presentan desplazamientos laterales excesivamente grandes en condiciones reales de los acelerogramas, registrados en las estaciones CH84 y JC54, por lo que no hubo necesidad de escalarlos. Es importante señalar que temblores futuros que induzcan una aceleración similar o mayor a la registrada en la estación CH84, componente N90W, pueden generar daño severo en edificaciones diseñadas con la normativa de 1997.
- En los modelos modificados considerando solo muros externos o muros internos aún se sigue formando el mecanismo de planta baja débil, por lo

que es necesario modelar la participación de los muros de mampostería, aunque no se consideren como elementos estructurales.

- Se observó que la componente vertical del movimiento del terreno no tuvo una influencia significativa en la respuesta sísmica, dado que sólo en tres casos se incrementó la distorsión de entrepiso. Sin embargo, esta conclusión sólo aplica a los modelos estudiados en esta investigación y es recomendable realizar estudios adicionales.

REFERENCIAS

Alcocer, S., Aguilar, G., Flores, L., Durán, R., López-Bátiz, O., Pacheco, M., Uribe, C., Mendoza, M. (1999), "El sismo de Tehuacán del 15 de junio de 1999". Reporte CENAPRED, México, D.F.

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.

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 Oficial de la Ciudad de México (2017), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017.

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal (1987), "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Ciudad de México, 17 de junio de 1987.

Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gobierno del Distrito Federal, 15 de octubre de 2004.

Galvis, F., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H., and Silos, J. R. (2017). "Preliminary Statistics of Collapsed Buildings in Mexico City in the September 19, 2017 Puebla-Morelos Earthquake", John A. Blume Earthq. Engrg. Ctr., Stanford University.

- Hanson, R., Degenkolb, J. (1969), "The Venezuela earthquake, July 29, 1967", American Iron and Steel Institute, New York, 176 p.
- 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., Ramírez-Gaytán, A., Reinoso, E. (2015), "Ground motion prediction model from intermediate-depth intraslab earthquakes at the hill and lake-bed zones of Mexico City", *Journal of Earthquake Engineering*, 19(8): 1260-1278.
- Krawinkler H., Seneviratna G. D. P. K. (1997), "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Engineering Structures*, 20:452-464.
- 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.
- Pérez-Gavilán E., J.J., (Editor) (2015), "Análisis de Estructuras de Mampostería", Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.
- Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM), http://www.cires.org.mx/racm_mapa/index.php [última consulta: 11/09/18]
- Ripley, J. (1932), "Earthquake damage and earthquake insurance", McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, pp. 395-396.
- 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
- 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.
- Servicio Sismológico Nacional (SSN), "Reporte Especial: Sismo del día 19 de septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M 7.1)", Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM).
- Tena, A. (2001), "Evaluación sísmica de la condición de irregularidad por piso suave de estructuras mixtas diseñadas conforme al RCDF-93", XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, CDRM, noviembre.
- Terán-Gilmore (2004), "On the Use of Spectra to Establish Damage Control in Regular Frames during Global Predesign", *Earthquake Spectra*, 20(3): 995-1020.

APÉNDICES

APÉNDICE A.

REVISIÓN DE LOS REQUISITOS DE REGULARIDAD

El inciso 10 del apartado 6 de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo (NTCS-2004) del Reglamento del Distrito Federal, cuyo incumplimiento define la condición de estructura irregular, es la siguiente:

10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

De acuerdo con la norma para que una estructura se considere irregular la rigidez de ningún entrepiso debe ser mayor del 50% del piso inmediatamente inferior, por lo que en base a este apartado debemos analizar los modelos considerados en este estudio y determinar si cumplen con este requisito (Gaceta Oficial, 2004)

Como la norma no especifica el método a utilizar, para este estudio se utilizó un programa de análisis elástico (SAP2000) para determinar la relación de rigidez k_2/k_1 . Realizando los modelos correspondientes e incluyendo las propiedades descritas en el capítulo 2 se obtuvieron los cortantes y las distorsiones de entrepiso dando los siguientes resultados.

- Edificio de 4 niveles

ton/m	K2/K1
3133.33	0.81
3860.00	0.94
4100.00	1.12
3672.22	

a)

ton/m	K2/K1
29500.00	0.44
66300.00	0.71
93100.00	17.05
5460.00	

b)

ton/m	K2/K1
12500.00	0.81
15384.62	1.13
13636.36	3.27
4166.67	

c)

ton/m	K2/K1
33333.33	0.50
66666.67	1.78
37500.00	8.06
4651.16	

d)

- a) Edificio de 4 niveles sin muros: Cumple
 - b) Edificio de 4 niveles con muros: No cumple
 - c) Edificio de 4 niveles considerando solamente la participación de los muros exteriores: No Cumple
 - d) Edificio de 4 niveles considerando solamente la participación de los muros interiores: No Cumple
- Edificio de 6 Niveles

ton/m	K2/K1
12877538.85	0.58
22074330.66	0.81
27370322.88	1.03
26511637.11	0.78
34113296.06	1.16
29454525.00	

a)

ton/m	K2/K1
44031.78	0.42
105744.78	0.67
157243.15	0.79
198845.18	1.74
114584.18	4.58
25038.00	

b)

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)

ton/m	K2/K1
14285.71	0.79
18181.82	0.91
20000.00	0.90
22222.22	1.07
20833.33	1.98
10526.32	

c)

ton/m	K2/K1
33333.33	0.67
50000.00	1.00
50000.00	0.75
66666.67	1.47
45454.55	3.94
11538.46	

d)

- a) Edificio de 6 niveles sin muros: Cumple
- b) Edificio de 6 niveles con muros: No cumple
- c) Edificio de 6 niveles considerando solamente la participación de los muros exteriores: No Cumple
- d) Edificio de 6 niveles considerando solamente la participación de los muros interiores: No Cumple

• Edificio de 8 niveles

ton/m	K2/K1
13516880.40	0.76
17735598.36	0.84
21045986.07	0.78
26975864.40	0.93
29028905.97	0.89
32533100.43	0.84
38661931.9	1.05
36820943.2	

a)

ton/m	K2/K1
44362.06	0.42
106265.33	1.33
79957.41	0.38
209451.09	0.84
250788.20	1.76
142090.82	0.92
154260.84	5.69
27129.00	

b)

ton/m	K2/K1
10000.00	0.75
13333.33	0.84
15789.47	0.87
18181.82	0.95
19230.77	0.90
21428.57	1.01
21212.12	2.09
10126.58	

c)

ton/m	K2/K1
25000.00	0.75
33333.33	0.78
42857.14	0.86
50000.00	1.00
50000.00	0.83
60000.00	1.37
43750.00	3.88
11267.61	

d)

- a) Edificio de 8 niveles sin muros: Cumple
- b) Edificio de 8 niveles con muros: No cumple
- c) Edificio de 8 niveles considerando solamente la participación de los muros exteriores: No Cumple
- d) Edificio de 8 niveles considerando solamente la participación de los muros interiores: No Cumple

Por lo tanto, en todos los modelos considerados en este estudio donde exista la presencia de un muro de mampostería, los edificios no cumplen con el requisito de regularidad 10 del apartado 6 de las NTCS-2004

Sin embargo, comparando esta condición con la que dicta el inciso 11) de las Normas Técnicas Complementarias por Sismo NTCS-2017, (Gaceta Oficial, 2017) cuyo incumplimiento de estructura irregular dice lo siguiente:

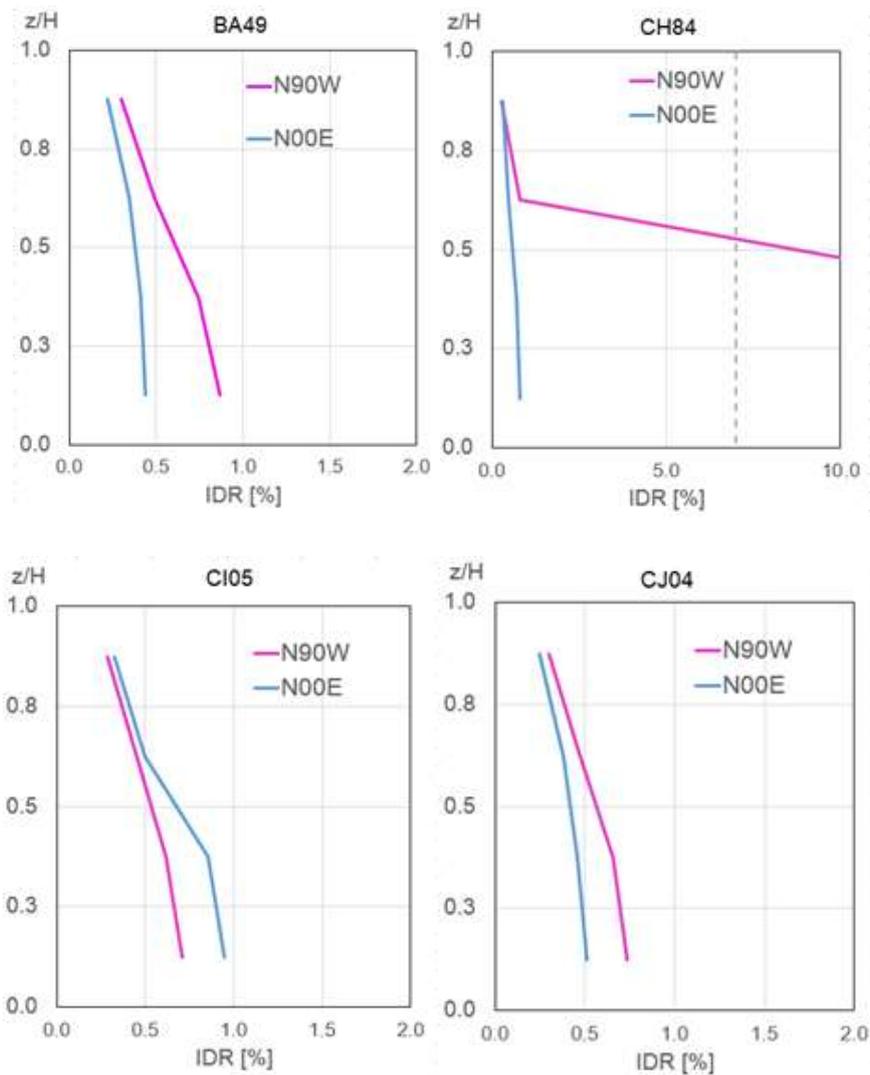
11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Solamente los edificios de 4 y 8 niveles sin muros cumplen con este requisito y entran en la categoría de estructura regular

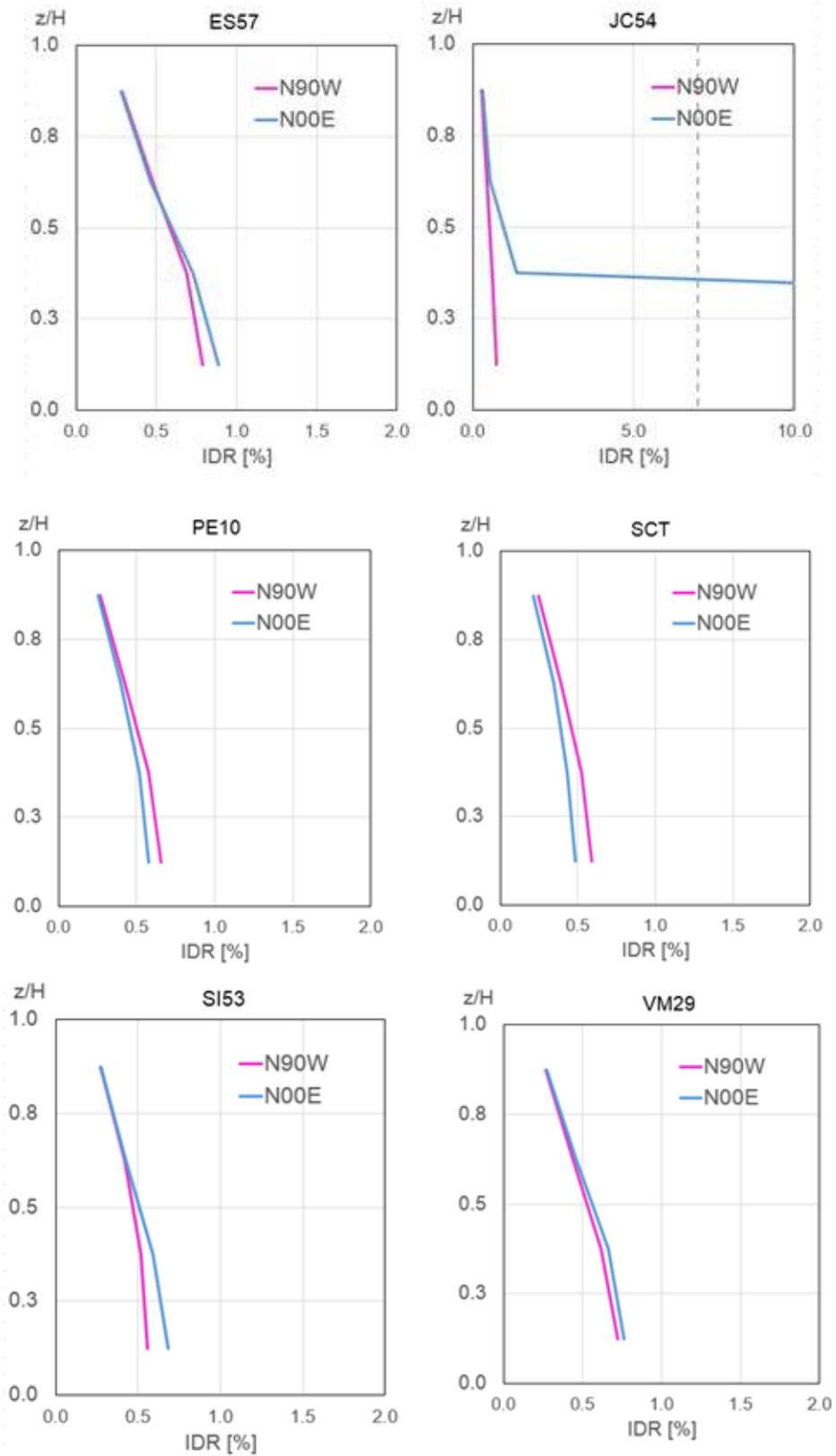
APÉNDICE B

PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 4 NIVELES SIN MUROS

A continuación, se presentan los perfiles de *IDR* correspondientes a cada estación para el edificio de 4 niveles de concreto reforzado sin considerar la participación de los muros.



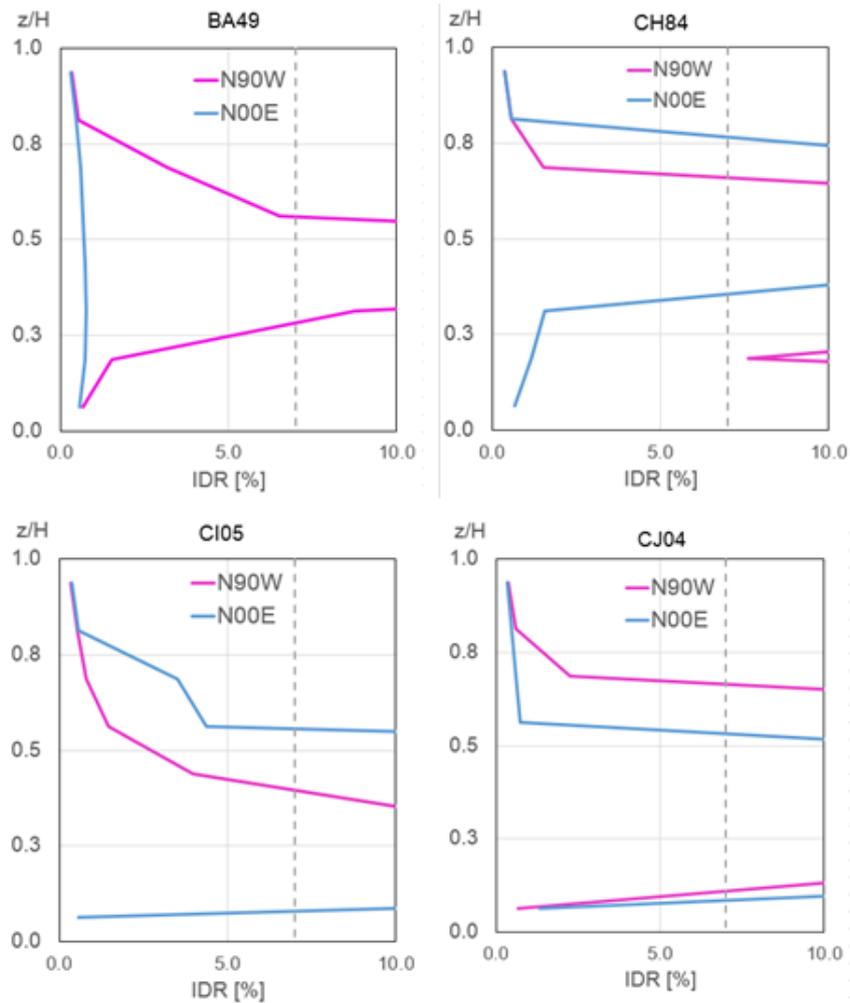
EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)



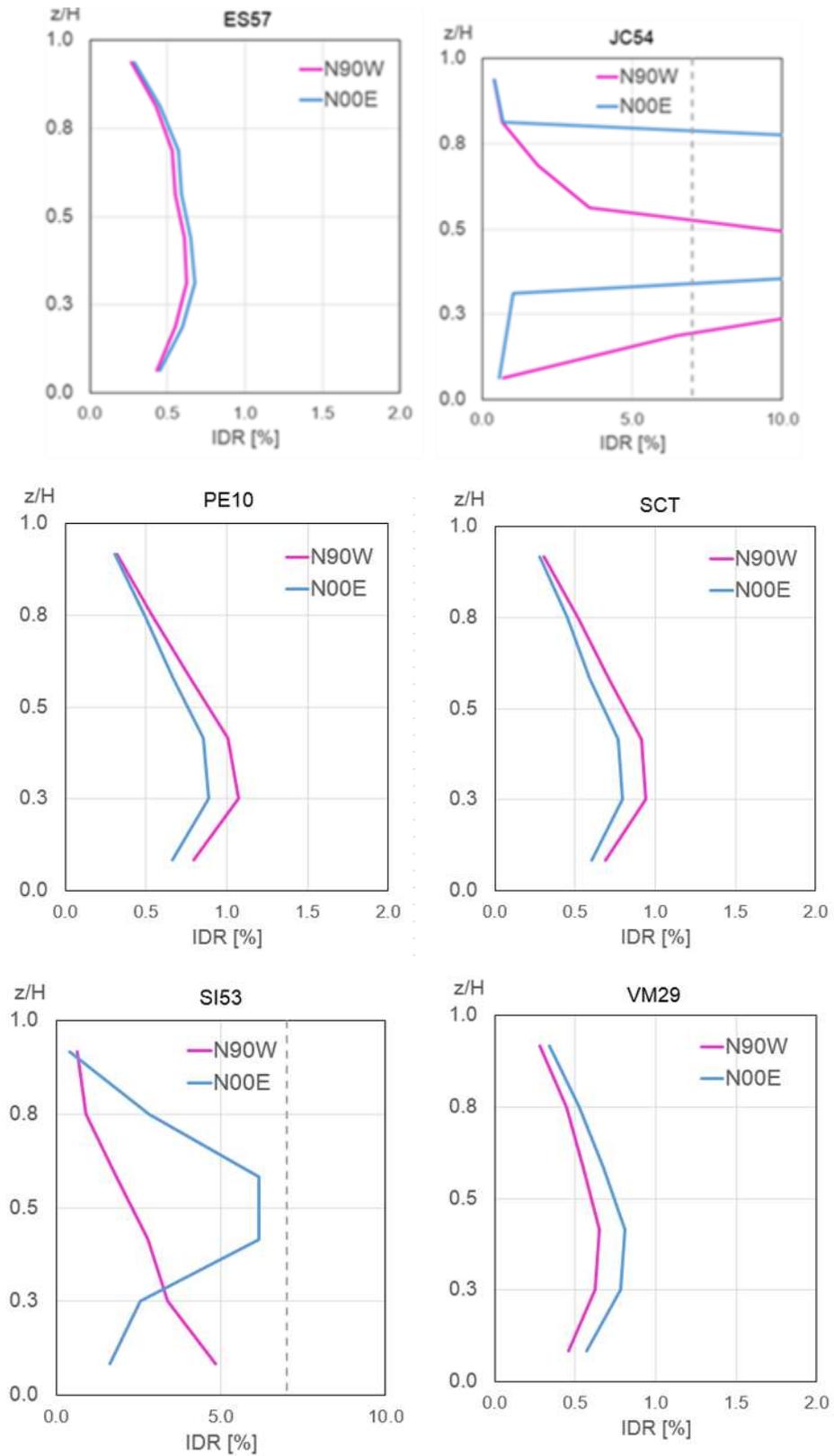
APÉNDICE C

PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 6 NIVELES SIN MUROS

A continuación, se presentan los perfiles de *IDR* correspondientes a cada estación para el edificio de 6 niveles de concreto reforzado sin considerar la participación de los muros.



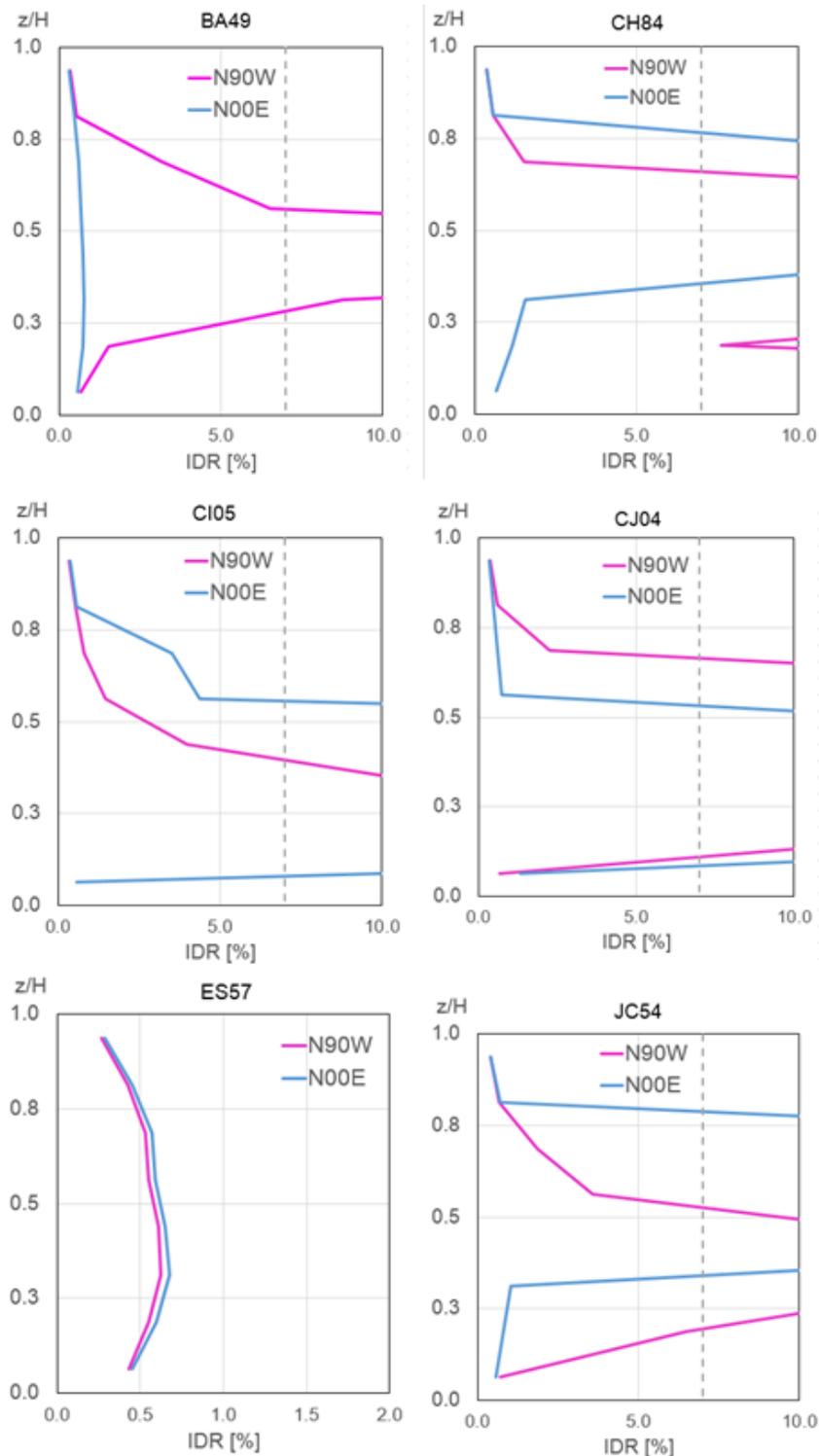
EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)



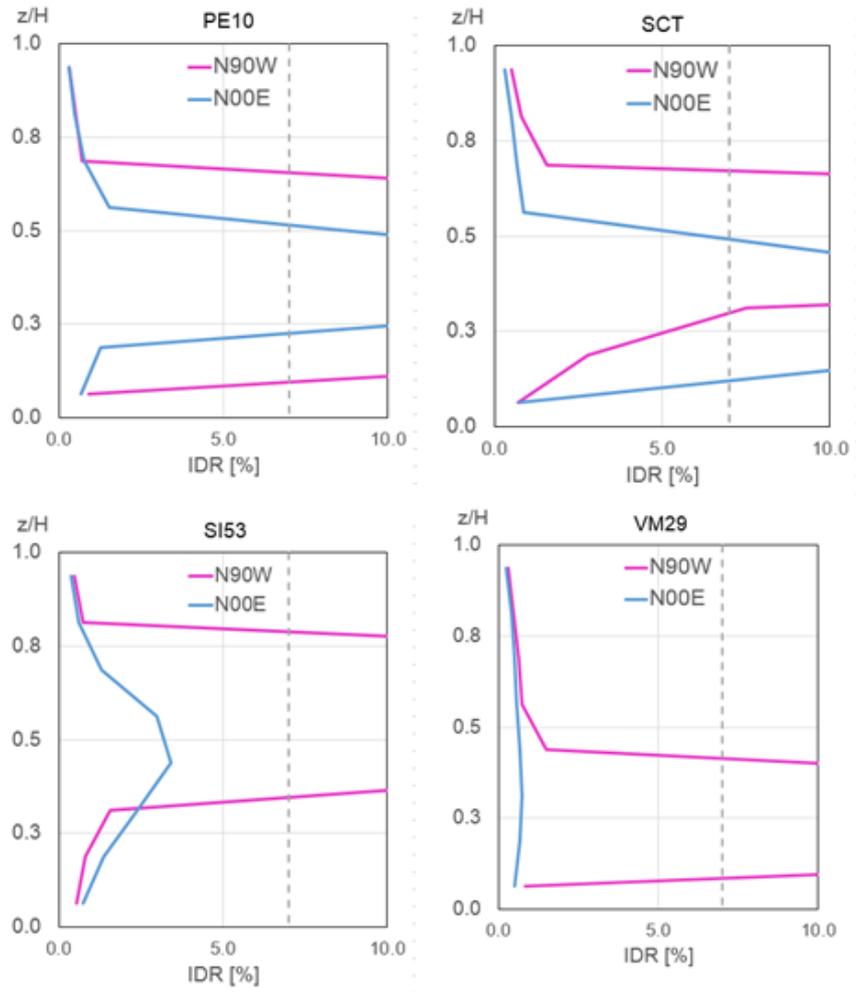
APÉNDICE D

PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 8 NIVELES SIN MUROS

A continuación, se presentan los perfiles de *IDR* correspondientes a cada estación para el edificio de 8 niveles de concreto reforzado sin considerar la participación de los muros.



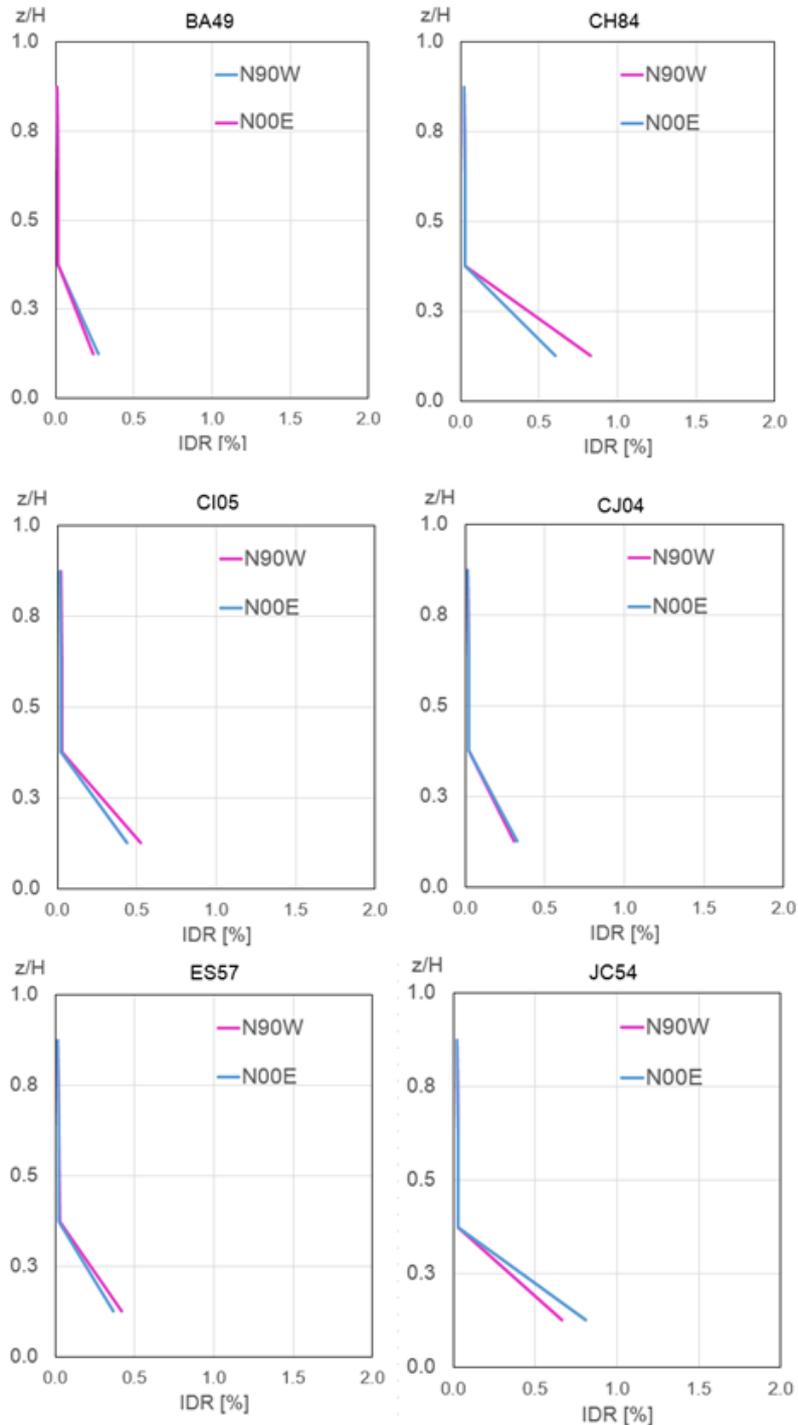
EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)



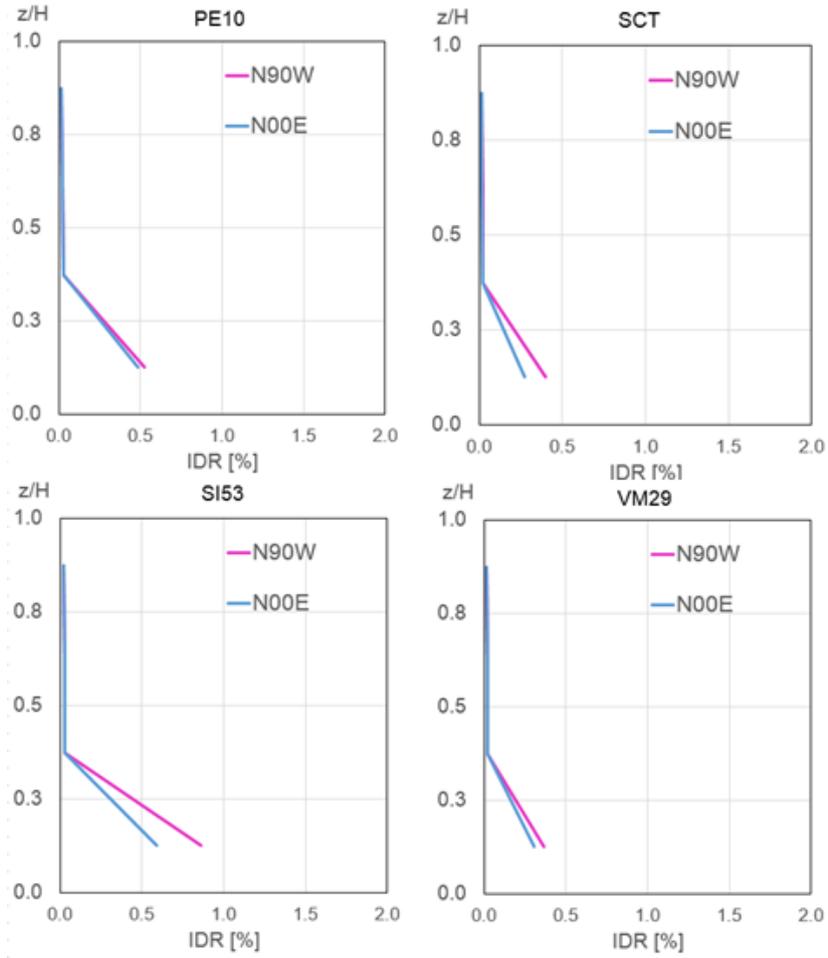
APÉNDICE E

PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS

A continuación, se presentan los perfiles de *IDR* correspondientes a cada estación para el edificio de 4 niveles de concreto reforzado considerando la participación de los muros.

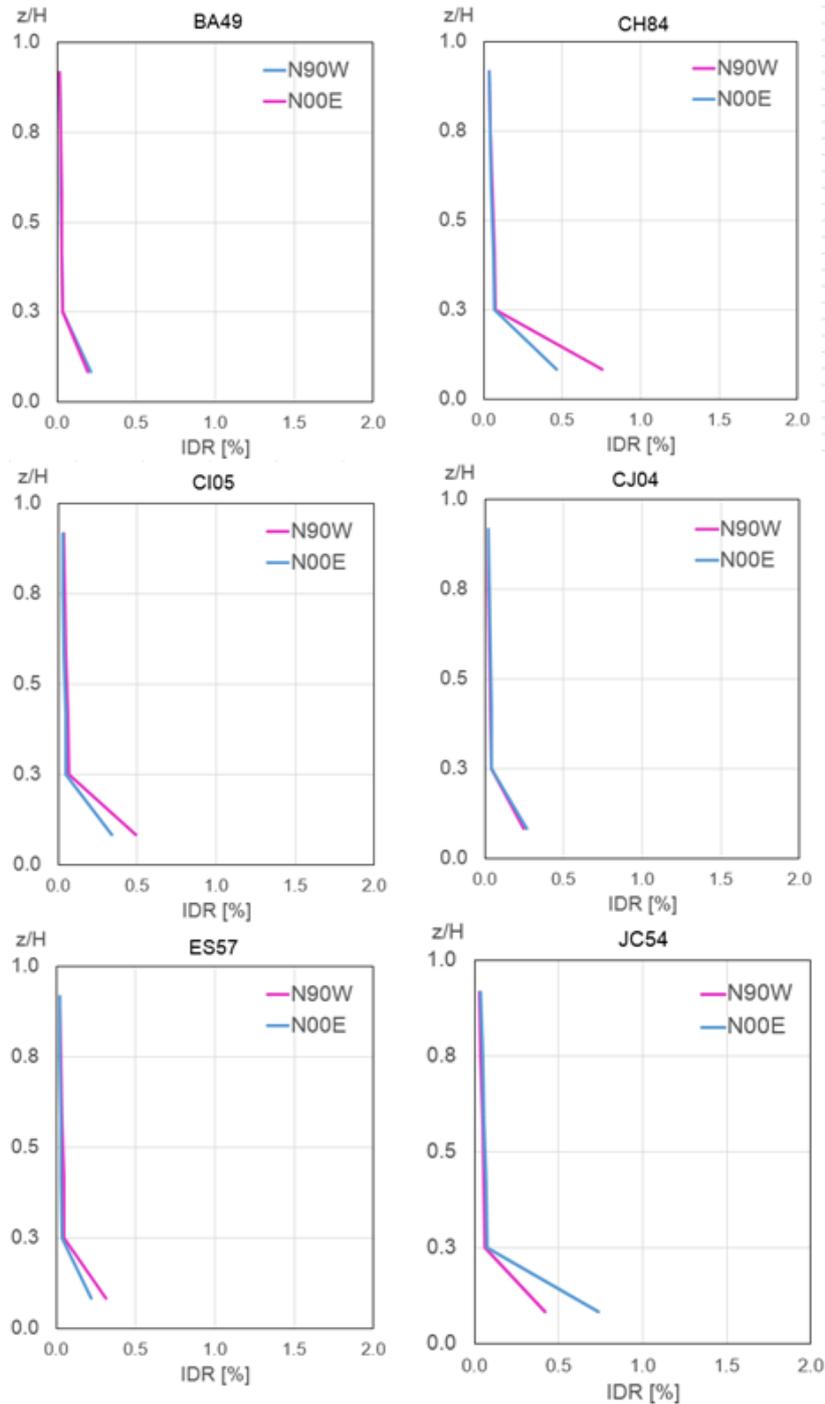


EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)

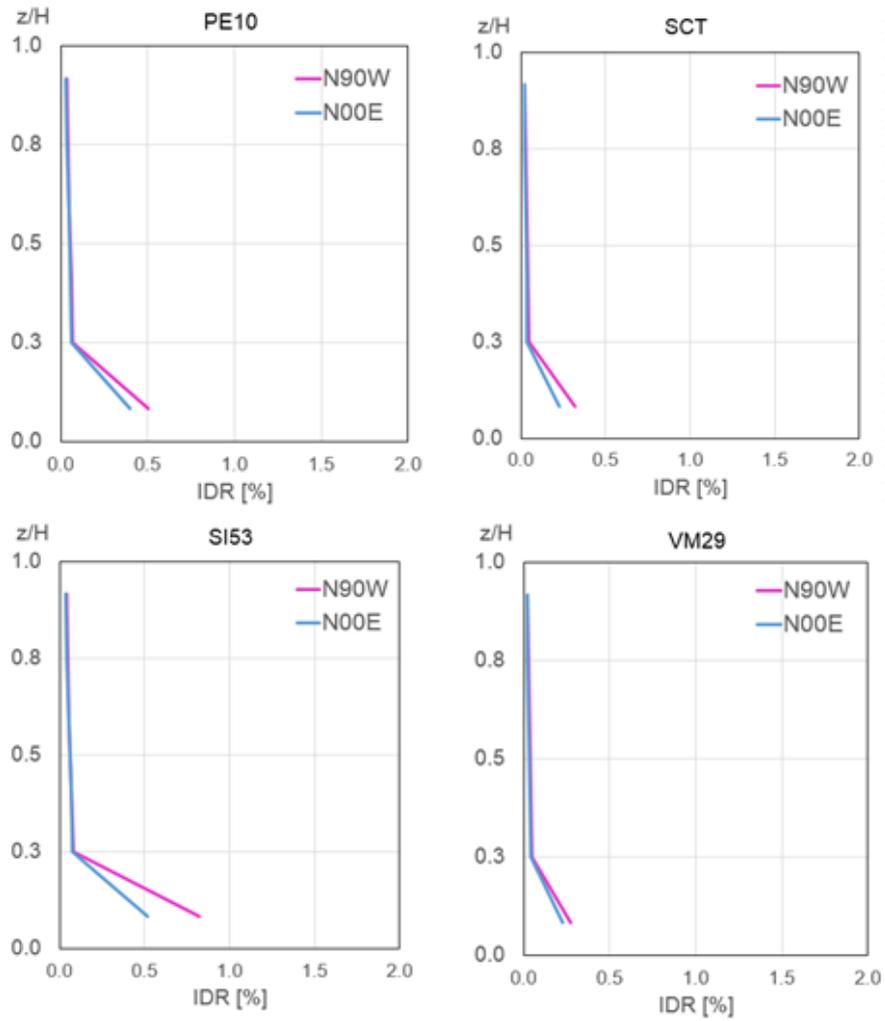


APÉNDICE F PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 6 NIVELES CON MUROS

A continuación, se presentan los perfiles de *IDR* correspondientes a cada estación para el edificio de 6 niveles de concreto reforzado considerando la participación de los muros.



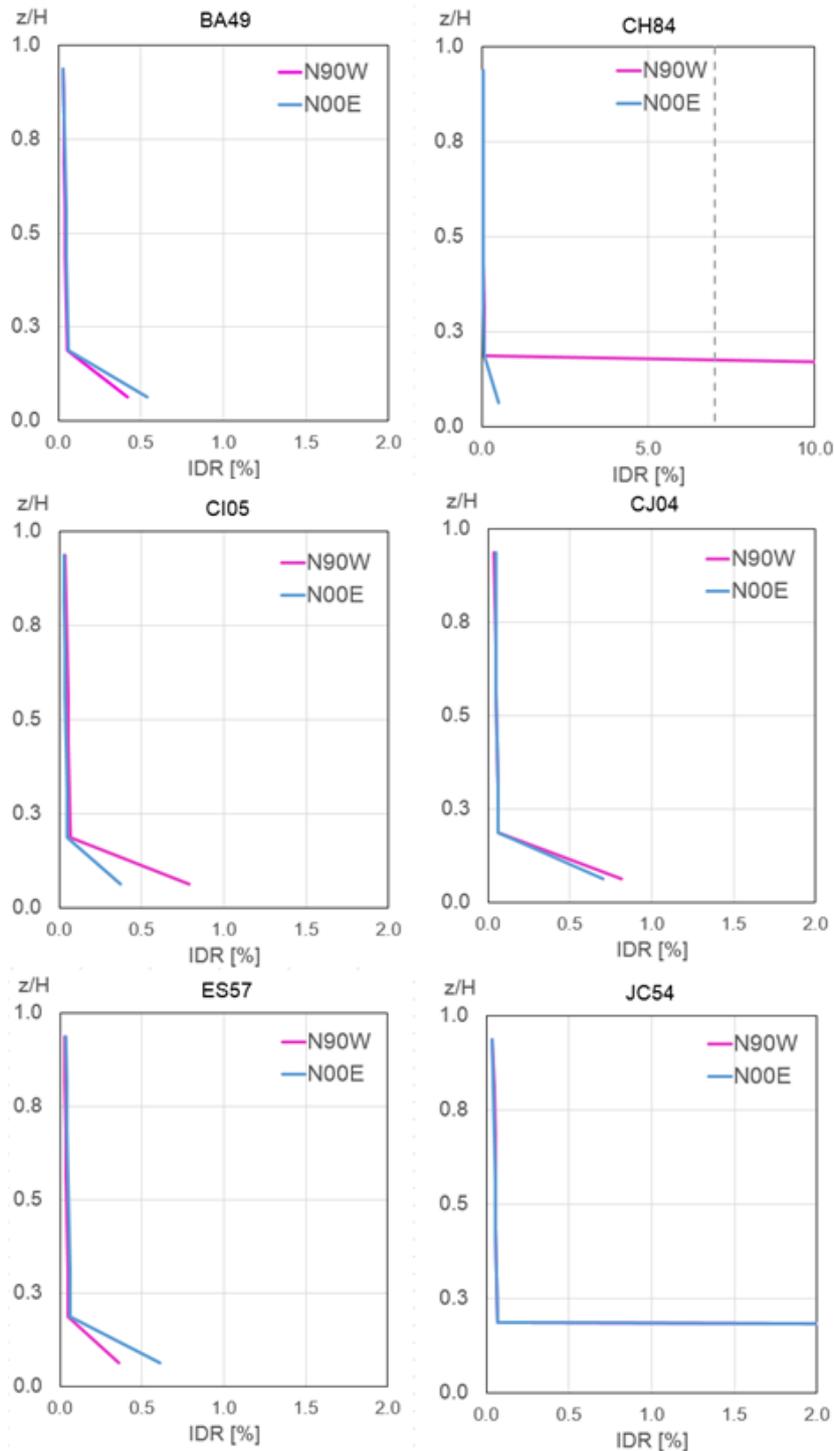
EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)



APÉNDICE G

PERFILES DE DISTORSIÓN DE ENTREPISO CORRESPONDIENTES AL EDIFICIO DE 8 NIVELES CON MUROS

A continuación, se presentan los perfiles de *IDR* correspondientes a cada estación para el edificio de 8 niveles de concreto reforzado considerando la participación de los muros.



EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL SUJETOS AL TERREMOTO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017 (Mw=7.1)

