



**UNIVERSIDAD MICHOACANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CIVIL**



**EVALUACIÓN DE LAS NUEVAS DISPOSICIONES
NORMATIVAS PARA EL DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS
DE CONCRETO REFORZADO CON PLANTA BAJA DÉBIL**

TESIS

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

**PRESENTA:
LEONARDO GREGORIO IGNACIO**

**ASESOR:
DR. JORGE RUIZ GARCÍA**

MORELIA, MICHOACÁN, OCTUBRE DE 2020

AGRADECIMIENTOS

A mis apreciados hermanos Olivia y Gerardo por todo el apoyo incondicional, excelentes personas quienes en gran parte ayudaron a la formación de mi carácter, los quiero y admiro.

A mi novia Kimberly, por siempre creer en mí, por todo su apoyo, amor y sobre todo por su paciencia que lidiar conmigo es digno de admiración.

A mis amigos, en especial a mi compadre Cardona, Esleyter y Dulce con quienes compartí grandes momentos inolvidables e hicieron más fácil mi vida universitaria y como olvidar a mi viejo y gran amigo Oscar.

Finalmente, pero no menos importante, a mi asesor de tesis Dr. Jorge Ruiz García quien dedico su esfuerzo para que este trabajo de investigación fuera posible, excelente profesor y sobre todo extraordinaria persona.

Con mucho amor y cariño para las personas más importantes en mi vida, quienes dieron todo por hacer realidad mis sueños y creyeron firmemente en mí, por sus palabras de aliento y sus valiosos consejos, por el apoyo incondicional, les dedico todo mi esfuerzo en reconocimiento a todo sacrificio que hicieron, mis padres que gracias a ellos soy la persona quien soy y merecen todo en esta vida.

ÍNDICE

| | |
|--|-----------|
| CAPÍTULO 1 . INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1 MOTIVACIÓN | 1 |
| 1.2 OBJETIVOS..... | 4 |
| 1.2.1 Objetivos general y particulares | 4 |
| 1.3 ALCANCES | 5 |
| 1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS..... | 5 |
| CAPÍTULO 2. REVISIÓN DE LOS REQUISITOS DE REGULARIDAD Y CORRECCIÓN POR IRREGULARIDAD..... | 7 |
| 2.1 INTRODUCCIÓN..... | 7 |
| 2.2 NTCS-1977..... | 7 |
| 2.2.1 Revisión de las limitaciones del uso del factor Q..... | 8 |
| 2.3 NTCS-1987..... | 9 |
| 2.4 NTCS-2004..... | 11 |
| 2.4.1 Evaluación de los requisitos de regularidad de las NTCS-2004..... | 12 |
| 2.5 NTCS-2017..... | 14 |
| 2.5.1 Evaluación de los requisitos de regularidad de las NTCS-2017..... | 17 |
| CAPÍTULO 3. DISEÑO DE EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL | 23 |
| 3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS | 23 |
| 3.2 CRITERIOS DE DISEÑO..... | 25 |
| 3.3 ESPECTROS DE DISEÑO | 26 |
| 3.4 PESOS DE ENTREPISOS..... | 28 |
| 3.5 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS EQUIVALENTES..... | 29 |
| 3.5.1 Fuerzas sísmicas de los edificios del grupo uno..... | 30 |
| 3.5.2 Fuerzas sísmicas de los edificios del grupo dos | 32 |
| 3.5.3 Fuerzas sísmicas de los edificios del grupo tres..... | 34 |

| | |
|---|----|
| 3.6 MODELADO DE LOS EDIFICIOS..... | 37 |
| 3.6.1 INERCIA AGRIETADA | 38 |
| 3.7 COMBINACIONES DE FUERZAS SÍSMICAS | 39 |
| 3.8 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS PERMISIBLES | 42 |
| 3.8.1 Secciones nominales | 46 |
| 3.9 DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS..... | 49 |
| 3.9.1 Armado de vigas y columnas de los edificios diseñados con la normatividad de 1977 | 51 |
| 3.9.2 Armado de vigas y columnas de los edificios diseñados con la normativa 2004 | 57 |
| 3.9.3 Armado de vigas y columnas de los edificios diseñados con la normativa 2017 | 65 |

CAPÍTULO 4. EVALUACIÓN SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS CON LA EDICIÓN 2017 DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO POR SISMO
..... **72**

| | |
|--|----|
| 4.1 MODELADO | 72 |
| 4.2 MODELADO DE LOS MUROS | 73 |
| 4.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ELEMENTOS | 76 |
| 4.3.1 Propiedades mecánicas de vigas | 76 |
| 4.3.2 Propiedades mecánicas de columnas | 79 |
| 4.3.3 Propiedades mecánicas de muros | 80 |
| 4.4 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS Y MECÁNICAS DE LOS MODELOS ESTUDIADOS..... | 81 |
| 4.5 MOVIMIENTOS DEL TERRENO | 85 |
| 4.6 RESPUESTA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS | 87 |
| 4.6.1 Marco de 4 niveles | 88 |
| 4.6.2 Marco de 6 niveles | 90 |
| 4.6.3 marco de 8 niveles | 95 |

| | |
|--|------------|
| 4.7 EFECTO DE LA INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO | 97 |
| 4.7.1 Marco de 4 niveles | 97 |
| 4.7.2 Marco de 6 niveles | 98 |
| 4.7.3 Marco de 8 niveles | 99 |
| CAPÍTULO 5. CONCLUSIONES | 101 |
| 5.1 RESUMEN..... | 101 |
| 5.2 CONCLUSIONES | 102 |
| 5.3 ESTUDIOS SUGERIDOS | 103 |
| REFERENCIAS | 104 |
| APENDICE A | 107 |
| APENDICE B | 117 |
| APENDICE C | 121 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|---|
| Figura 1.1 Ejemplo de edificio que presenta <i>planta baja débil</i> ubicado en la ciudad de Morelia, Michoacán (foto del autor) | 2 |
| Figura 1.2 Ejemplo de edificio que presenta <i>planta baja débil</i> (Tomado de: http://www.ingcivil.org) | 3 |
| Figura 1.3 Edificios que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la ciudad de México, los cuales exhibían <i>planta baja débil</i> (fotos de: Jorge Ruiz-García) | 3 |
| Figura 1.4 Edificio con <i>planta baja débil</i> que presenta concentración de daño severo en columnas del primer nivel (foto de: Pablo Heresi) | 4 |

| | |
|--|----|
| Figura 1.5 Edificio con <i>planta baja débil</i> que sufrió concentración de daño moderado en las columnas del primer nivel debido al sismo del 19 de septiembre de 2017 (fotos de: Jorge Ruiz-García) | 4 |
| Figura 2.1 Representación gráfica de la corrección por irregularidad para <i>planta baja débil</i> en las NTCS-87 | 11 |
| Figura 2.2 Representación gráfica de la corrección por irregularidad para <i>planta baja débil</i> en las NTCS-04 | 12 |
| Figura 2.3 Representación gráfica de la corrección por irregularidad para <i>planta baja débil</i> en las NTCS-17 | 17 |
| Figura 3.1 Características geométricas en planta de los edificios | 24 |
| Figura 3.2 características geométricas en elevación de los edificios de concreto reforzado sin muros ligados | 24 |
| Figura 3.3 características geométricas en elevación de los edificios de concreto reforzado considerado muros diafragma de mampostería; a) muros exteriores, y b) muros interiores.. | 25 |
| Figura 3.4 Comparación de los espectros de diseño elástico considerados en este estudio | 26 |
| Figura 3.5 Variación de los factores de reducción por comportamiento sísmico y sobre-resistencia | 27 |
| Figura 3.6 Configuración de espesores de los materiales para los entrepisos: a) losa de azotea, b) losa de entepiso | 29 |
| Figura 3.7 Modelo tridimensional para el edificio de 4 niveles con muros diafragma de mampostería..... | 37 |
| Figura 3.8 Modelos tridimensional para el edificio de 4 niveles sin muros diafragma de mampostería..... | 38 |
| Figura 3.9 Estados de carga y su posición de aplicación | 41 |
| Figura 3.11 Clasificación adquirida de columnas (C) y vigas (T) | 50 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.12 Armado de vigas y columnas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 6..... | 51 |
| Figura 3.13 Armado de vigas y columnas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 4..... | 52 |
| Figura 3.14 Armado de vigas y columnas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 6..... | 53 |
| Figura 3.15 Armado de vigas y columnas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 4..... | 54 |
| Figura 3.16 Armado de vigas y columnas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 6..... | 55 |
| Figura 3.17 Armado de vigas y columnas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 4..... | 57 |
| Figura 3.18 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 4 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles | 58 |
| Figura 3.19 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 4 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles y muros diafragma | 59 |
| Figura 3.20 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 6 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles | 60 |
| Figura 3.21 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 6 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles y muros diafragma | 61 |
| Figura 3.22 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 8 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles | 63 |
| Figura 3.23 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 8 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles y muros diafragma | 64 |
| Figura 3.24 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 4 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles | 66 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.25 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 4 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería..... | 67 |
| Figura 3.26 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 6 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles | 68 |
| Figura 3.27 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 6 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietada | 69 |
| Figura 3.28 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 6 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada | 70 |
| Figura 3.29 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 8 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada | 71 |
| Figura 4.1 Elevación del edificio de 6 niveles considerando muros exteriores e interiores | 72 |
| Figura 4.2 Diagonales equivalentes para los muros del marco interior | 74 |
| Figura 4.3 Diagonales equivalentes para los muros del marco exterior | 74 |
| Figura 4.4 Estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles..... | 76 |
| Figura 4.5 Diagrama de momento-curvatura para la viga de planta baja del edificio de 4 niveles. | 77 |
| Figura 4.6 Diagrama de interacción para la columna de planta baja del edificio de 4 niveles | 79 |
| Figura 4.7 Curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico del edificio de 4 niveles | 83 |
| Figura 4.8 Curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico del edificio de 6 niveles | 83 |

| | |
|--|----|
| Figura 4.9 Curvas de capacidad correspondientes al modelo analítico del edificio de 8 niveles | 84 |
| Figura 4.10 Comparación de las curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico considerando el agrietamiento de los muros de mampostería en su diseño | 84 |
| Figura 4.11 Comparación de las curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico sin considerar el agrietamiento de los muros de mampostería en su diseño..... | 85 |
| Figura 4.12 Ubicación de las estaciones acelerográficas consideradas en esta investigación ubicadas en la zonificación de la Ciudad de México (tomado de Ruiz-García y Miranda, 2018) | 86 |
| Figura 4.13 Historias de aceleración horizontal de los registros obtenidos en las dos estaciones CH84 y JC54, en sus componentes N00E y N90W | 87 |
| Figura 4.14 Perfiles de desplazamiento máximo correspondientes al modelo del edificio de 4 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 | 88 |
| Figura 4.15 Perfiles de distorsión de entrepiso correspondientes al modelo del edificio de 4 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH8 | 89 |
| Figura 4.16 Perfiles de distorsión residual de entrepiso correspondientes al modelo del edificio de 4 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 | 90 |
| Figura 4.17 Perfil de desplazamiento máximo correspondiente al modelo E6A del edificio de 6 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 | 91 |
| Figura 4.18 Perfiles de distorsión de entrepiso del modelo E6A del edificio de 6 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 ... | 92 |
| Figura 4.19 Perfiles de distorsión residual de entrepiso del modelo E6A del edificio de 6 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 ... | 92 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.20 Desplazamientos máximos correspondientes al modelo E6NA para el edificio de 6 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, b) CH84 | 93 |
| Figura 4.21 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles modelo E6A sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84..... | 94 |
| Figura 4.22 Perfiles de distorsión residual de entrepiso del edificio de 6 niveles modelo E6A sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 ... | 94 |
| Figura 4.23 Desplazamientos máximos correspondientes al edificio de 8 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 | 95 |
| Figura 4.24 Perfiles de distorsión de entrepiso del modelo correspondiente al edificio de 8 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 | 96 |
| Figura 4.25 Perfiles de distorsión residual de entrepiso del edificio de 8 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84 | 96 |
| Figura 4.26 Evolución del perfil de <i>IDR</i> del modelo del edificio de 4 niveles ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W) | 97 |
| Figura 4.27 Evolución del perfil de <i>IDR</i> del modelo E6A del edificio de 6 niveles ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W) | 98 |
| Figura 4.28 Evolución del perfil de <i>IDR</i> del modelo E6NA del edificio de 6 niveles ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N00E) | 99 |
| Figura 4.29 Evolución del perfil de <i>IDR</i> del edificio de 8 niveles ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W) | 100 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 2.1 Revisión del cumplimiento de los requisitos para el uso de $Q=4$ y $Q=6$ del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 | 8 |
| Tabla 2.2 Revisión del cumplimiento de los requisitos para el uso de $Q=4$ y $Q=6$ del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 | 8 |
| Tabla 2.3 Revisión del cumplimiento de los requisitos para el uso de $Q=4$ y $Q=6$ del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-76 | 9 |
| Tabla 2.4 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-04 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería y, b) a base de marcos dúctiles | 13 |
| Tabla 2.5 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-04 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería y, b) a base de marcos dúctiles | 13 |
| Tabla 2.6 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-04 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería y, b) a base de marcos dúctiles | 14 |
| Tabla 2.7 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados y no agrietados y, b) a base de marcos dúctiles | 18 |
| Tabla 2.8 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietada, b) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada, y c) a base de marcos dúctiles | 18 |
| Tabla 2.9 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-17 para el sistema estructural a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada..... | 19 |

| | |
|---|----|
| Tabla 2.10 Cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño obtenido del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietada y no agrietada | 20 |
| Tabla 2.11 Cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño obtenido del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados, b) a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada, y c) a base de marcos dúctiles .. | 20 |
| Tabla 2.12 Cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño obtenido del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-17 cuyo sistema estructural es a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietados | 21 |
| Tabla 2.13 Revisión de la condición de irregularidad de <i>planta baja débil</i> del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados y no agrietados y, b) a base de marcos dúctiles | 21 |
| Tabla 2.14 Revisión de la condición de irregularidad de <i>planta baja débil</i> del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados, b) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada y, c) a base de marcos dúctiles | 22 |
| Tabla 2.15 Revisión de la condición de irregularidad de <i>planta baja débil</i> del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-17 cuyo sistema estructural es a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada..... | 22 |
| Tabla 3.1 Coeficientes y periodos utilizados para la elaboración de los espectros de diseño utilizados en este estudio..... | 27 |
| Tabla 3.2 Peso de los niveles por metro cuadrado a) losa de entresijos y b) losa de azotea | 29 |
| Tabla 3.3 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 con $Q=4$ | 31 |

| | |
|--|----|
| Tabla 3.4 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 con $Q=6$ | 31 |
| Tabla 3.5 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 con $Q=4$ | 31 |
| Tabla 3.6 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 con $Q=6$ | 31 |
| Tabla 3.7 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-76 con $Q=4$ | 32 |
| Tabla 3.8 Fuerzas sísmicas correspondientes al edificio de 8 niveles utilizando las NTCS-76 con $Q=6$ | 32 |
| Tabla 3.9 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería | 33 |
| Tabla 3.10 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles..... | 33 |
| Tabla 3.11 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería | 33 |
| Tabla 3.12 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles..... | 33 |
| Tabla 3.13 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería | 34 |
| Tabla 3.14 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles..... | 34 |
| Tabla 3.15 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería | 35 |
| Tabla 3.16 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles..... | 35 |

| | |
|---|----|
| Tabla 3.17 Fuerzas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietados..... | 35 |
| Tabla 3.18 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados..... | 36 |
| Tabla 3.19 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles..... | 36 |
| Tabla 3.20 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietados..... | 36 |
| Tabla 3.21 Periodos fundamentales de vibrar..... | 39 |
| Tabla 3.22 Combinación de cargas..... | 42 |
| Tabla 3.23 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios diseñados con las NTCS-76 y con $Q=4$ | 44 |
| Tabla 3.24 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios diseñados con las NTCS-76 y con $Q=6$ | 44 |
| Tabla 3.25 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios considerando muros diafragma de mampostería diseñados con las NTCS-04..... | 44 |
| Tabla 3.26 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios sin considerar muros diafragma de mampostería diseñados con las NTCS-04..... | 45 |
| Tabla 3.27 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios considerando muros diafragma de mampostería no agrietados, diseñados con las NTCS-17..... | 45 |

| | |
|---|----|
| Tabla 3.28 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas del edificio de 6 niveles considerando muros diafragma de mampostería agrietados, diseñado con las NTCS-17 | 45 |
| Tabla 3.29 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los edificios de 4 y 6 niveles sin considerar muros diafragma de mampostería, diseñados con las NTCS-17..... | 46 |
| Tabla 3.30 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios diseñados con las NTCS-76 y con un $Q=4$ | 46 |
| Tabla 3.31 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios diseñados con las NTCS-76 y con un $Q=6$ | 47 |
| Tabla 3.32 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios con muros diafragma de mampostería diseñados con las NTCS-04..... | 47 |
| Tabla 3.33 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios sin muros diafragma de mampostería diseñados con las NTCS-04..... | 47 |
| Tabla 3.34 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios con muros diafragma de mampostería no agrietados, diseñados con las NTCS-17 | 48 |
| Tabla 3.35 Secciones nominales obtenidas para el edificio de 6 niveles con muros diafragma de mampostería agrietados, diseñado con las NTCS-17 | 48 |
| Tabla 3.36 Secciones nominales obtenidas para el edificio de 4 y 6 niveles sin muros diafragma de mampostería, diseñado con las NTCS-17..... | 48 |
| Tabla 4.1 Momentos de inercia agrietado y momentos de fluencia para la viga de planta baja del edificio de 4 niveles..... | 79 |
| Tabla 4.2 idealización del diagrama de interacción de la columna C1 del edificio de 4 niveles necesarias para el análisis no lineal..... | 80 |
| Tabla 4.3 Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 4 niveles: a) muro interior, b) muro exterior | 80 |

| | |
|---|----|
| Tabla 4.4 Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado considerando muros agrietados: a) muro interior, b) muro exterior | 81 |
| Tabla 4.5 Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado sin considerar muros agrietados: a) muro interior, b) muro exterior | 81 |
| Tabla 4.6 Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 8 niveles: a) muro interior, b) muro exterior | 81 |
| Tabla 4.7 Periodos de vibrar correspondientes al primer y segundo modo de vibrar de los modelos desarrollados..... | 82 |
| Tabla 4.8 Características calculadas de los acelerogramas registrados en las estaciones CH84 y JC54 para cada una de sus componentes horizontales y verticales..... | 86 |

RESUMEN

En la presente tesis se presenta la evaluación de las nuevas disposiciones para el diseño sísmico de edificios con planta baja débil incluidas en la edición 2017 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México. Para tal fin, se diseñaron edificios de 4, 6 y 8 niveles estructurados a base de marcos de concreto reforzado y muros diafragma de mampostería en los niveles superiores a la planta baja. Conforme a los requisitos de regularidad, los edificios tienen una configuración estructural con planta baja débil. Se desarrollaron modelos analíticos para evaluar la respuesta sísmica de los edificios mediante análisis estático no lineal y análisis dinámicos no lineales. Cada modelo fue sujeto a movimientos del terreno registrados en dos estaciones acelerográficas ubicadas en terreno blando de la Ciudad de México durante el temblor del 19 de septiembre del 2017 ($M_w=7.1$). Los resultados obtenidos muestran que las distorsiones máximas de entrepiso se concentraron en los pisos superiores a la planta baja, evitando la formación de una planta baja débil. Dichas distorsiones no sobrepasaron las distorsiones asociadas al colapso ante los acelerogramas seleccionados.

Palabras clave: planta baja débil, distorsión de entrepiso, respuesta sísmica, curva de capacidad, distorsión residual.

ABSTRACT

This thesis presents the evaluation of the new provisions for the seismic design of buildings with weak first-storey included in the 2017 edition of the Technical Standards for Seismic Design in Mexico City. Buildings having 4-, 6-, and 8-stories with reinforced concrete frames and masonry diaphragm walls above the ground floor were designed for this purpose. The case-study buildings have structural configuration with a weak first-storey according to the regularity requirements. Analytical models were developed to carry out nonlinear static analyses and nonlinear dynamic analyses. Each analytical model was subjected to earthquake ground motions recorded at two accelerographic stations placed on soft soil site of Mexico City during the September 19, 2017 ($M_w=7.1$) earthquake. Results showed that the maximum drift demands concentrated on stories above the ground floor, which avoided a weak first-storey mechanism. These story drifts did not exceed the limiting drift associated with the collapse preventio

INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

Principalmente, la presencia de diversos mecanismos de falla que inducen daño estructural moderado, severo, e inclusive el colapso de las estructuras, se atribuye a la ocurrencia de eventos sísmicos intensos. Por consiguiente, los reglamentos de construcción a nivel mundial se enfocan en proporcionar especificaciones que permitan diseñar estructuras civiles con un grado de seguridad adecuado. En particular, las normativas modernas para el diseño por sismo tienen como propósito principal diseñar estructuras que solo sean susceptibles a presentar daño estructural ligero ante la incidencia de sismos frecuentes, y se evite el colapso ante sismos intensos.

No obstante la actualización de las normas en materia de diseño sísmico en México, debe mencionarse que existen numerosas edificaciones que fueron analizadas, diseñadas y construidas con reglamentos que en la actualidad resultan ser obsoletos. Ante esta situación, los edificios pueden sufrir algún tipo de daño estructural ante la ocurrencia de un evento sísmico intenso. Por ejemplo, el 19 de septiembre de 1985 ocurrió un temblor con magnitud de momento, M_w , igual a 8.0 frente a las costas de Michoacán y Guerrero. El temblor provocó el colapso de un gran número de edificios en la Ciudad de México, ubicada aproximadamente a 400km del epicentro (Rosenblueth y Meli, 1986). A partir de este sismo histórico, el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México, anteriormente Distrito Federal, presentó un cambio radical en sus disposiciones sismorresistentes.

Recientemente, el día 19 de septiembre del 2017 ocurrió un sismo ubicado al Sureste de Axochiapan, Morelos, a una distancia epicentral de aproximadamente 120 km de la ciudad de

México, con $M_w=7.1$ (SSN, 2017). Este temblor intenso provocó daño estructural en numerosos edificios y edificaciones para vivienda, principalmente en la Ciudad de México y el Estado de Morelos, identificándose el colapso de 44 edificios en la Ciudad de México. Particularmente, se identificó que el 91% de los edificios que colapsaron se construyeron antes de 1985, lo cual implica un diseño con detallado deficiente, mientras que alrededor del 57% de la muestra tenían una configuración estructural que promovía la formación de una *planta baja débil* (Galvis *et al.*, 2017; 2020).

La deficiencia estructural de *planta baja débil* se presenta por razones de tipo arquitectónico o funcional, dado que la planta baja generalmente es utilizada como estacionamiento, entre otros usos, por lo cual se requiere la ausencia de muros de concreto o mampostería en dicha planta. Por el contrario, los pisos superiores disponen, usualmente, de muros de mampostería con fines estructurales y/o divisorios. Esta configuración produce una diferencia de rigidez y resistencia del primer entrepiso con respecto de los entrepisos superiores. Sin embargo, dicha diferencia puede presentarse en cualquier otro entrepiso (Miranda, 2005). En la Figura 1.1 y 1.2 se muestran dos edificios que presentan la deficiencia estructural de *planta baja débil*.



Figura 1.1 Ejemplo de edificio que presenta *planta baja débil* ubicado en la ciudad de Morelia, Michoacán (foto del autor)



Figura 1.2 Ejemplo de edificio que presenta *planta baja débil* (Tomado de: <http://www.ingcivil.org>)

En las Figuras 1.3 y 1.4 se presentan ejemplos de edificios que colapsaron a causa del sismo del 19 de septiembre del 2017 en la Ciudad de México, mientras que en la Figura 1.5 se muestra un edificio que sufrió daño moderado (Ruiz-García, 2017). Los cuatro edificios contaban con *planta baja débil*. Cabe señalar que estos edificios fueron diseñados y construidos con la normativa previa a los sismos del 19 de septiembre del 1985.



Figura 1.3 Edificios que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 en la ciudad de México, los cuales exhibían *planta baja débil* (fotos de: Jorge Ruiz-García)



Figura 1.4 Edificio con *planta baja débil* que presenta concentración de daño severo en columnas del primer nivel (foto de: Pablo Heresi)



Figura 1.5 Edificio con *planta baja débil* que sufrió concentración de daño moderado en las columnas del primer nivel debido al sismo del 19 de septiembre de 2017 (fotos de: Jorge Ruiz-García)

1.2 OBJETIVOS

El objetivo principal de la presente tesis consistió en evaluar las nuevas disposiciones normativas para el diseño de edificios que exhiben *planta baja débil* incluidas en la edición 2017 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, NTCS-17 (Gaceta, 2017a)., Para fines de comparación, también se diseñaron edificios con *planta baja débil* siguiendo los lineamientos de las NTCS en sus ediciones 1976, NTCS-76 (Rosenblueth, 1979; Esteva, 1987) y 2004, NTCS-04 (Gaceta, 2004a).

Para conseguir el objetivo general, se plantean los siguientes objetivos particulares:

1. Revisar los requisitos de regularidad para edificios con *planta baja débil* descritos en las NTCS en sus ediciones 1976, 1987, 2004 y 2017.
2. Diseñar edificios de concreto reforzado de 4, 6 y 8 niveles empleando las ediciones 1976, 2004 y 2017 de las NTCS.
3. Evaluar la respuesta sísmica de modelos analíticos no lineales representativos de los edificios diseñados con las NTCS-17 ante los acelerogramas registrados en dos estaciones durante el sismo del 19 de septiembre del 2017.

1.3 ALCANCES

La presente tesis presenta los siguientes alcances: 1) Solo se desarrolló la evaluación de los edificios cuyo sistema estructural es a base de marcos y muros diafragma de mampostería diseñados empleando las normativas vigentes; 2) el deterioro estructural de los muros se consideró indirectamente en la estrategia de modelado de la diagonal equivalente descrita en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería edición 2017, NTCM-17 (Gaceta, 2017c); 3) es necesario señalar que, para el caso en el que se cuenta con muros con aberturas, se despreció la participación del muro que se encuentra por debajo de la abertura, y 4) no se consideró la interacción suelo-estructura en el modelado de los edificios seleccionados. 5) se omite la revisión de las condiciones de regularidad indicadas en las NTCS edición 1987, NTCS-87 (Gaceta, 1987). 6) el cálculo de las fuerzas sísmicas equivalentes se desarrolla con el método estático.

1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis se encuentra organizada en cinco capítulos, los cuales son descritos a continuación:

Capítulo 1. Se describe brevemente el planteamiento del problema, así como los objetivos y alcances del presente estudio.

Capítulo 2. Se presenta una reseña histórica de los requisitos para evaluar las condiciones de regularidad en edificios. Asimismo, se comentan los criterios para considerar las diferentes clasificaciones por irregularidad en el diseño sísmico de edificios.

Capítulo 3. Se describe el proceso de análisis y diseño de tres edificios de concreto reforzado de 4, 6 y 8 niveles, los cuales se diseñaron de acuerdo a los lineamientos de las NTCS-76, NTCS-04 y NTCS-17. El proceso de análisis y diseño se realizó con la ayuda del software comercial *ETABS* (2016).

Capítulo 4. En este capítulo se presenta la evaluación sísmica de edificios con *planta baja débil* diseñados con las NTCS-17. En principio, se describen los modelos analíticos de los edificios estudiados empleado el software *RUAUMOKO* (Carr, 2009), así como el método de modelación de los muros de mampostería y las suposiciones que se consideraron para su análisis. Finalmente, se presenta su respuesta sísmica en términos de distorsiones máximas de entrepiso.

Capítulo 5. Se presentan las principales conclusiones producto de los resultados obtenidos en este estudio.

REVISIÓN DE LOS REQUISITOS DE REGULARIDAD Y CORRECCIÓN POR IRREGULARIDAD

2.1 INTRODUCCIÓN

Se presenta una breve reseña histórica de las condiciones de regularidad, que se especifica en cada una de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) en sus ediciones 1976, NTCS-76 (Rosenblueth, 1979; Esteva, 1987), 1987, NTCS-87 (Gaceta, 1987), 2004, NTCS-04 (Gaceta, 2004a) y 2017, NTCS-17 (Gaceta, 2017a). Asimismo, se describen los criterios para el diseño sísmico que establecen dichas normas cuando las estructuras presentan algún grado de irregularidad. La revisión del cumplimiento de estas condiciones se examinará para tres edificios que exhiben *planta baja débil* (sistema estructural a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería) de 4, 6 y 8 niveles. Además, con el propósito de comparar, se analizaron los mismos edificios sin que presenten *planta baja débil*, es decir se despreja la contribución de muros diafragma de mampostería. La descripción de dichos edificios, así como su análisis y diseño se presenta con más detalle en el capítulo tres de este estudio. Es necesario señalar que, se omite la revisión de los requisitos de regularidad indicados en las NTCS-87.

2.2 NTCS-76

De acuerdo a Rosenblueth (1979) y Esteva (1987), se condicionaba el uso del factor de comportamiento, Q , al requisito de que la relación mínima de la resistencia de un entrepiso (V_e) entre la acción de diseño (cortante que actúa en el i -ésimo nivel, V_i), $V_e/V_i \text{ min}$, no difiere en mayor medida en más del 35 y 20 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos

los niveles, para adoptar $Q=4$ y $Q=6$, respectivamente. Para verificar el cumplimiento de este criterio, la fuerza resistente de un entrepiso se calculará tomando en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia lateral.

2.2.1 Revisión de las limitaciones del uso del factor de comportamiento, Q

En las Tablas 2.1, 2.3 y 2.4 se presenta la revisión de dichas condiciones para los edificios de 3, 6 y 8 niveles, respectivamente. Cabe destacar que para realizar las respectivas revisiones se despreció la contribución de los muros diafragma de mampostería por práctica común de esta época.

Tabla 2.1 Revisión del cumplimiento de los requisitos para el uso de $Q=4$ y $Q=6$ del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76

| Entrepiso | V_i (Ton) | V_e (Ton) | V_e/V_i | $V_e/V_i \min < 35\%$ promedio | V_i (Ton) | V_e (Ton) | V_e/V_i | $V_e/V_i \min < 20\%$ promedio |
|-----------|----------------|----------------|-----------|-----------------------------------|----------------|----------------|-----------|-----------------------------------|
| 4 | 32.0 | 211.9 | 6.6 | 25% | 21.0 | 205.6 | 9.8 | 26% |
| 3 | 62.2 | 227.8 | 3.7 | | 41.0 | 219.3 | 5.4 | |
| 2 | 84.5 | 296.0 | 3.5 | | 55.5 | 279.2 | 5.0 | |
| 1 | 98.1 | 313.2 | 3.2 | | 64.4 | 295.6 | 4.6 | |

Tabla 2.2 Revisión del cumplimiento de los requisitos para el uso de $Q=4$ y $Q=6$ del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76

| Entrepiso | V_i (Ton) | V_e (Ton) | V_e/V_i | $V_e/V_i \min < 35\%$ promedio | V_i (Ton) | V_e (Ton) | V_e/V_i | $V_e/V_i \min < 20\%$ promedio |
|-----------|----------------|----------------|-----------|-----------------------------------|----------------|----------------|-----------|-----------------------------------|
| 6 | 35.7 | 245.0 | 6.9 | 25% | 23.6 | 263.5 | 11.2 | 29% |
| 5 | 72.4 | 260.0 | 3.6 | | 47.8 | 280.1 | 5.9 | |
| 4 | 102.9 | 294.5 | 2.9 | | 67.9 | 296.9 | 4.4 | |
| 3 | 126.8 | 435.2 | 3.4 | | 83.6 | 371.4 | 4.4 | |
| 2 | 144.2 | 453.0 | 3.1 | | 95.0 | 388.8 | 4.1 | |
| 1 | 154.8 | 471.5 | 3.0 | | 102.0 | 406.8 | 4.0 | |

Tabla 2.3 Revisión del cumplimiento de los requisitos para el uso de Q=4 y, Q=6 del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-76

| Entrepiso | V_i (Ton) | V_e (Ton) | V_e/V_i | V_e/V_i min<35% promedio | V_i (Ton) | V_e (Ton) | V_e/V_i | V_e/V_i min<20% promedio |
|-----------|----------------|----------------|-----------|-------------------------------|----------------|----------------|-----------|-------------------------------|
| 8 | 40.7 | 324.5 | 8.0 | 35% | 27.1 | 242.8 | 9.0 | 32% |
| 7 | 84.0 | 339.9 | 4.0 | | 55.9 | 255.1 | 4.6 | |
| 6 | 122.2 | 381.0 | 3.1 | | 81.3 | 267.2 | 3.3 | |
| 5 | 155.0 | 394.5 | 2.5 | | 102.8 | 279.1 | 2.7 | |
| 4 | 181.8 | 407.5 | 2.2 | | 120.5 | 378.3 | 3.1 | |
| 3 | 203.6 | 446.0 | 2.2 | | 134.8 | 392.1 | 2.9 | |
| 2 | 219.2 | 478.1 | 2.2 | | 145.0 | 476.2 | 3.3 | |
| 1 | 228.8 | 491.9 | 2.2 | | 151.3 | 493.0 | 3.3 | |

De acuerdo con las tablas anteriores, adoptar Q=4 es factible para los tres edificios en estudio. Sin embargo, también se realizará el diseño de los edificios empleando Q=6, con el fin de comparar ambos criterios. Con esto, se pretende obtener características similares de elementos estructurales observados en edificios que colapsaron durante el sismo del 19 de septiembre del 2017 (Ruiz García, 2017).

2.3 NTCS-87

Para fines de comparación, se presentan las condiciones de regularidad indicadas en esta edición de la normativa, en la cual se incorporaron 11 condiciones de regularidad, así como, su respectiva corrección por irregularidad (sección 6). Para que una estructura sea considerada como regular se tienen que satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) *Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.*
- 2) *La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.*
- 3) *La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.*
- 4) *En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante o saliente.*
- 5) *En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.*

- 6) *No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.*
- 7) *El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menos que 70 por ciento de dicho peso.*
- 8) *Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediatamente inferior ni menor que 70 por ciento de esta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.*
- 9) *Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.*
- 10) *La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más del 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.*
- 11) *En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, “e_s” excede del 10 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.*

Quando una estructura satisface las 11 condiciones de regularidad antes descritas, se podrá utilizar el factor reductivo, Q' , de las fuerzas sísmicas calculadas con el método estático. De lo contrario, cuando no se satisfagan todas las condiciones de regularidad se multiplicará Q' por 0.8.

donde Q' se calcula de acuerdo al siguiente criterio:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a} (Q - 1); \quad \text{Si } T \leq T_a \quad (\text{Ec. 2.1})$$

donde T_a es un periodo característico en el espectro de diseño, Q es el factor de comportamiento sísmico y T el periodo fundamental de la estructura.

Para fines ilustrativos, en la Figura 2.1 se muestra la representación gráfica de la corrección por irregularidad. Cabe mencionar que, en esta edición, la deficiencia estructural de *planta baja débil* se corrige del mismo modo que cualquier otro tipo de irregularidad.

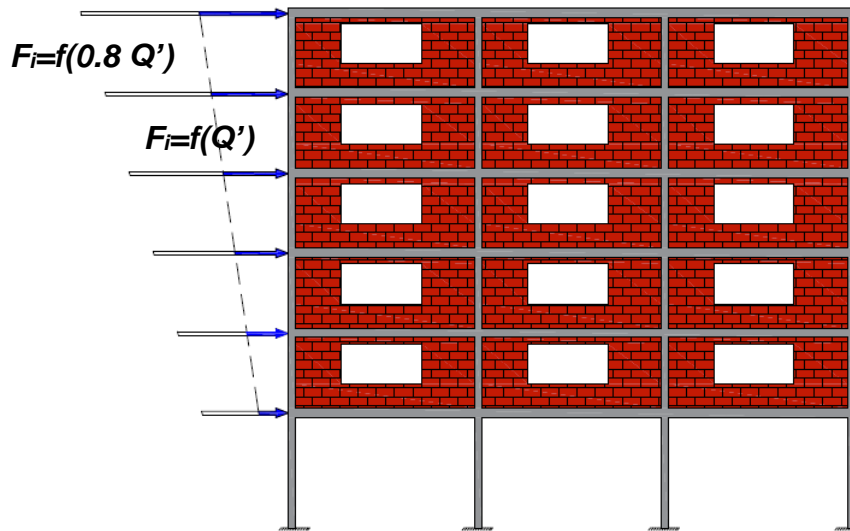


Figura 2.1 Representación gráfica de la corrección por irregularidad para *planta baja débil* en las NTCS-87 (donde F_i son las fuerzas sísmicas que se calculan con la Ec. 3.1 indicada en el capítulo 3)

2.4 NTCS-04

En la edición 2004 de las NTCS se indican las condiciones de regularidad en la sección 6, donde solo sufrieron modificaciones los requisitos 7, 8 y 10 respecto a la edición 1987. Las modificaciones a dichos requisitos son los siguientes (sección 6.1):

- 7) *El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.*
- 8) *Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.*
- 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.*

Adicionalmente las NTCS-04 incluyen dos clasificaciones y sus respectivas correcciones, cuando una estructura se considera irregular. De modo que, toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos de regularidad será considerada irregular. Asimismo, una

estructura se clasifica fuertemente irregular si cumple con alguna de las condiciones siguientes:

- 11) La excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- 12) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento de la del piso inmediatamente inferior.

De acuerdo con lo anterior, si una estructura se clasifica irregular, se multiplicará el factor de reducción Q' por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de regularidad, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más requisitos, y 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular. Asimismo, se especifica que en ningún caso el factor Q' se tomara menor que uno. Para determinar el factor Q' se utilizará la Ec. 2.1. En la Figura 2.2 se ilustra el criterio cuando un edificio presenta la deficiencia estructural de *planta baja débil*. Dicha deficiencia se incluye en la clasificación de estructura fuertemente irregular.

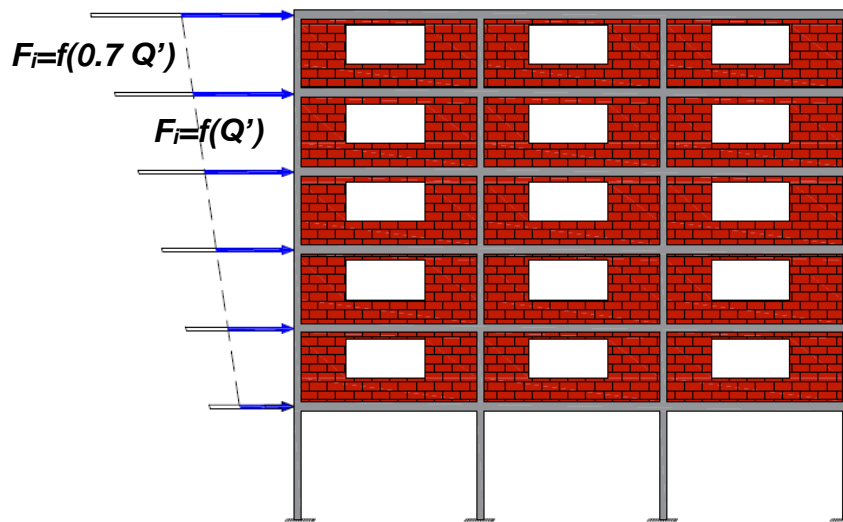


Figura 2.2 Representación gráfica de la corrección por irregularidad para *planta baja débil* en las NTCS-04 (donde F_i son las fuerzas sísmicas que se calculan con la Ec. 3.1 indicada en el capítulo 3)

2.4.1 Evaluación de los requisitos de regularidad de las NTCS-04

Los edificios en estudio cumplen con los requisitos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 y 11. Debido a la simetría en planta de los edificios y sus respectivos sistemas estructurales (ver sección 3.1).

Además de las consideraciones de diseño siguientes; el sistema de piso se compone por losa maciza en la cual se desprecian las aberturas y el peso que se consideró en cada nivel no difiere en más del 110% del piso inmediato inferior y menor que el 70% para el último nivel.

Finalmente, para verificar el cumplimiento del requisito 10, la rigidez de cada entrepiso se calculó por medio de un análisis elástico. Para ello, se aplicó una fuerza en el centro de masa y se obtuvieron los desplazamientos producto de dicha fuerza con el programa ETABS (2016). En las Tablas 2.4, 2.5 y 2.6 se presenta los valores obtenidos de rigidez para los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente, donde K_i es la rigidez de i -ésimo entrepiso y K_{i-1} la rigidez del entrepiso inmediato inferior. En conclusión, los tres edificios que contemplan muros diafragma en los pisos superiores a la planta baja (PB) presentan una diferencia de rigidez en el segundo entrepiso en más del 100 por ciento con respecto a la PB y automáticamente se clasifican como estructura fuertemente irregular. Sin embargo, al despreciar la participación de dichos muros la estructura se clasifica como regular.

Tabla 2.4 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-04 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería y, b) a base de marcos dúctiles

a)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 3 | 149014.6 | -12% |
| 2 | 168630.5 | 26% |
| 1 | 133403 | 140% |
| PB | 55540.9 | |

b)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 3 | 18477.8 | -27% |
| 2 | 25455.0 | -17% |
| 1 | 30802.4 | -1% |
| PB | 31012.1 | |

Tabla 2.5 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-04 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería y, b) a base de marcos dúctiles

a)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 5 | 135373.0 | -19% |
| 4 | 166209.6 | -3% |
| 3 | 171750.0 | -1% |
| 2 | 173782.7 | 20% |
| 1 | 144542.1 | 112% |
| PB | 68164.4 | |

b)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 5 | 14028.1 | -38% |
| 4 | 22803.8 | -23% |
| 3 | 29681.2 | -19% |
| 2 | 36849.0 | -21% |
| 1 | 46779.5 | -19% |
| PB | 58025.3 | |

Tabla 2.6 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-04 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería y, b) a base de marcos dúctiles

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 7 | 114230.23 | -23% |
| 6 | 147849.71 | -8% |
| 5 | 160104.60 | -5% |
| 4 | 168801.30 | -3% |
| 3 | 174704.53 | 26% |
| 2 | 139170.77 | -11% |
| 1 | 155555.56 | 104% |
| PB | 76190.48 | |

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 7 | 8138.55 | -46% |
| 6 | 15062.74 | -28% |
| 5 | 20975.28 | -17% |
| 4 | 25399.24 | -13% |
| 3 | 29325.34 | -14% |
| 2 | 34270.83 | -20% |
| 1 | 42847.66 | -26% |
| PB | 57705.69 | |

Es preciso señalar que, al aplicar las respectivas correcciones por irregularidad, los edificios clasificados como fuertemente irregular, se reclasifican como regulares. De tal manera que ningún entrepiso difiere en más del 50 por ciento de la rigidez del entrepiso inmediato inferior.

2.5 NTCS-17

Para esta edición, las condiciones de regularidad y las clasificaciones se modificaron sustancialmente. Se incluyó una tercera clasificación de *estructura de planta baja débil*, así como sus respectivas correcciones por irregularidad y su factor de corrección Q' . El factor Q' se denomina *factor de reducción por comportamiento sísmico*, sufriendo cambios en su definición y en los factores que intervienen en su cálculo. De acuerdo a la normatividad, para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

- 1) *Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.*
- 2) *La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.*
- 3) *La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.*
- 4) *En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.*

- 5) *Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.*
- 6) *El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.*
- 7) *El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.*
- 8) *En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.*
- 9) *Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.*
- 10) *Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.*
- 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.*
- 12) *En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.*
- 13) *En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.*

Finalmente, una estructura se considerará irregular si no satisface uno de los siguientes requisitos; 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de los requisitos anteriores. Asimismo, una estructura puede considerarse como muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos; 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o si se presenta alguna de las condiciones siguientes:

- 1) *El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de la misma.*

- 2) La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 40 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ellas.
- 3) Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9 de la sección 5.1

Dado que no se puede restringir el diseño y construcción de estructuras que fomentan la formación de una *planta baja débil*, en la nueva normatividad se incluyó esta clasificación de acuerdo al siguiente criterio: *Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado de planta baja débil.*

De acuerdo con los casos anteriores, la respectiva corrección se aplicará de tal manera que Q' se multiplique por 0.8 cuando la estructura sea irregular y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1. En el caso de *planta baja débil*, la normatividad indica que: *se deberá de diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñaran para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que le corresponda al sistema estructural sin afectarlos por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso no exceda 0.006.*

Cabe notar que las NTCS-17 presentan un nuevo criterio para calcular el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; \quad \text{si } T \leq T_a \quad (\text{Ec. 2.2})$$

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; \quad \text{si } T_a < T \leq T_b \quad (\text{Ec. 2.3})$$

$$Q' = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; \quad \text{si } T > T_b \quad (\text{Ec. 2.4})$$

donde T es el periodo fundamental de la estructura, β es un factor de amortiguamiento suplementario, k un coeficiente, Q es el factor de comportamiento sísmico, p variable en función de k , mientras que T_b , T , T_a y T_b son los periodos característicos de la meseta espectral.

En la Figura 2.3 se ilustra de manera gráfica la solución conceptual adoptada cuando se presenta la deficiencia estructural de *planta baja débil*.

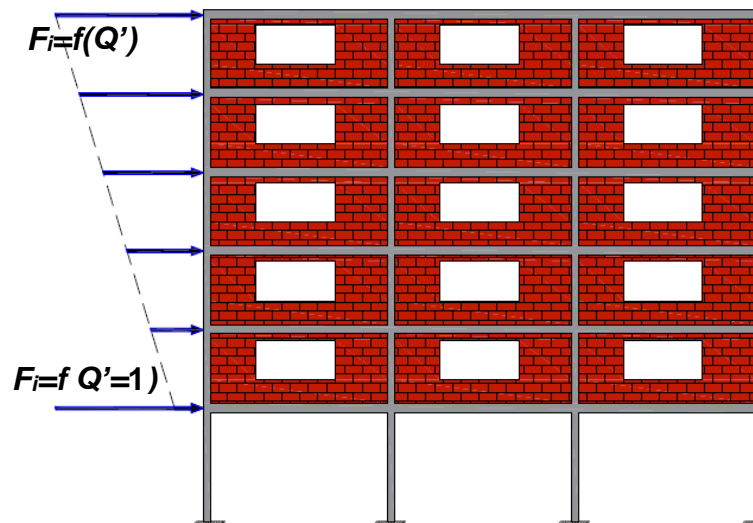


Figura 2.3 Representación gráfica de la corrección por irregularidad para *planta baja débil* en las NTCS-17 (donde F_i son las fuerzas sísmicas que se calculan con la Ec. 3.1 indicada en el capítulo 3)

2.5.1 Evaluación de los requisitos de regularidad de las NTCS-17

Se presenta la evaluación de los requisitos de regularidad expuestos en la sección 2.5 para los tres edificios y sus respectivos sistemas estructurales. Sin embargo, el caso donde se contemplan muros diafragma de mampostería, con el objetivo de comparar se idealizan dos criterios, muros con sección agrietada y no agrietada (ver sección 3.2; 3).

Los requisitos de regularidad 1 al 10 indicados en esta normativa se cumplen debido a las características geométricas en planta de los edificios. Con fines de evaluar el requisito 11 en las Tablas 2.7, 2.8 y 2.9 se presenta los valores obtenidos de rigidez para los edificios de 4, 6 y 8 niveles, respectivamente, donde K_i es la rigidez de i -ésimo entrepiso y K_{i-1} la rigidez del entrepiso inmediato inferior.

Tabla 2.7 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados y no agrietados y, b) a base de marcos dúctiles

a)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 3 | 85206.1 | -12% |
| 2 | 96665.1 | 28% |
| 1 | 75587.2 | 202% |
| PB | 24990.4 | |

b)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 3 | 21034.1 | -27% |
| 2 | 27530.4 | -17% |
| 1 | 33315.0 | -6% |
| PB | 35569.5 | |

Tabla 2.8 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietada, b) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada, y c) a base de marcos dúctiles

a)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 5 | 80754.2 | -21% |
| 4 | 101781.2 | -2% |
| 3 | 104084.4 | -1% |
| 2 | 104826.6 | 4% |
| 1 | 100792.7 | 30% |
| PB | 77765.0 | |

b)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 5 | 14028.1 | -38% |
| 4 | 22803.8 | -23% |
| 3 | 29681.2 | -19% |
| 2 | 36849.0 | -21% |
| 1 | 46779.5 | -19% |
| PB | 58025.3 | |

c)

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 5 | 27359.9 | -32% |
| 4 | 40241.4 | -15% |
| 3 | 47095.8 | -14% |
| 2 | 54888.5 | -18% |
| 1 | 66622.2 | -20% |
| PB | 80000.0 | |

Tabla 2.9 Rigidez de entrepiso obtenida del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-17 para el sistema estructural a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada

| Entrepiso | K_i (Ton) | $\frac{k_i - k_{i-1}}{k_{i-1}}$ |
|-----------|-------------|---------------------------------|
| 7 | 62966.3 | -25% |
| 6 | 84349.0 | -6% |
| 5 | 89785.4 | -3% |
| 4 | 92632.3 | -3% |
| 3 | 95298.0 | 0% |
| 2 | 95087.2 | 8% |
| 1 | 87739.1 | 45% |
| PB | 60537.3 | |

En base a los valores de rigidez obtenidos, se observa que la inclusión de muros diafragma induce a una diferencia de rigidez lateral en más del 20 por ciento entre el entrepiso uno y la planta baja para los tres edificios, por lo cual, ningún edificio cumple con el requisito 11. Sin embargo, si se desprecia la contribución de los muros, se satisface dicho requisito.

En lo que respecta al requisito 12 de esta normativa, se satisface debido a que el desplazamiento de cualquier punto de la planta de un entrepiso es igual al desplazamiento de los extremos de esta, dado que, el sistema de piso se idealizó como un diafragma rígido. Siguiendo con la evaluación de las condiciones de regularidad, en las siguientes Tablas se presenta los valores obtenidos del cociente de capacidad resistente a carga lateral (V_e) entre la acción de diseño (cortante que actúa en el i -ésimo nivel, V_i) de cada entrepiso para los tres edificios en estudio y sus respectivos sistemas estructurales. Donde se puede apreciar que el cociente V_e/V_i correspondiente a la planta baja (PB), es menor que el 85 por ciento del promedio de dicho cociente para todos los entrepisos ($85\% V_e/V_i \text{ prom}$), de los tres edificios cuyo sistema estructural incluye muros de mampostería. Por lo tanto, no se satisface el requisito 13 de esta norma. No obstante, si se desprecia la participación de muros, en ningún entrepiso de los edificios en estudio se supera dicho límite.

Tabla 2.10 Cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño obtenido del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietada y no agrietada

a)

| Entrepiso | V_i | V_e | V_e / V_i | $85\% V_e / V_i prom$ |
|-----------|-------|--------|-------------|-----------------------|
| 3 | 72.5 | 1771.2 | 24.4 | 7.7 |
| 2 | 146.0 | 1799.4 | 12.3 | |
| 1 | 198.5 | 1881.2 | 9.5 | |
| PB | 230.2 | 1208.4 | 5.3 | |

b)

| Entrepiso | V_i | V_e | V_e / V_i | $85\% V_e / V_i prom$ |
|-----------|-------|--------|-------------|-----------------------|
| 3 | 72.2 | 973.8 | 13.49 | 6.0 |
| 2 | 143.3 | 974.0 | 6.80 | |
| 1 | 194.5 | 1519.5 | 7.81 | |
| PB | 227.0 | 1532.8 | 6.75 | |

Tabla 2.11 Cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño obtenido del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados, b) a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada, y c) a base de marcos dúctiles

a)

| Entrepiso | V_i | V_e | V_e / V_i | $85\% V_e / V_i prom$ |
|-----------|-------|--------|-------------|-----------------------|
| 5 | 77.6 | 1609.8 | 20.8 | 5.9 |
| 4 | 164.6 | 1665.6 | 10.1 | |
| 3 | 235.8 | 1677.9 | 7.1 | |
| 2 | 291.5 | 1880.2 | 6.4 | |
| 1 | 329.1 | 2425.9 | 7.4 | |
| PB | 352.7 | 1377.3 | 3.9 | |

b)

| Entrepiso | V_i | V_e | V_e / V_i | $85\% V_e / V_i prom$ |
|-----------|-------|--------|-------------|-----------------------|
| 5 | 77.3 | 943.0 | 12.2 | 4.4 |
| 4 | 162.9 | 1098.2 | 6.7 | |
| 3 | 233.0 | 1392.8 | 6.0 | |
| 2 | 288.4 | 1500.9 | 5.2 | |
| 1 | 325.2 | 1621.4 | 5.0 | |
| PB | 347.6 | 980.9 | 2.8 | |

c)

| Entrepiso | V_i | V_e | V_e / V_i | 85% V_e/V_i prom |
|-----------|-------|--------|-------------|--------------------|
| 5 | 92.6 | 1669.7 | 18.0 | 6.2 |
| 4 | 180.0 | 1401.3 | 7.8 | |
| 3 | 251.9 | 1698.5 | 6.7 | |
| 2 | 307.7 | 2441.1 | 7.9 | |
| 1 | 347.1 | 2456.9 | 7.1 | |
| PB | 369.5 | 2465.2 | 6.7 | |

Tabla 2.12 Cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño obtenido del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-17 cuyo sistema estructural es a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietados

| Entrepiso | V_i | V_e | V_e/V_i | 85% V_e/V_i prom |
|-----------|-------|--------|-----------|--------------------|
| 7 | 92.2 | 1870.6 | 20.3 | 4.5 |
| 6 | 205.7 | 1948.4 | 9.5 | |
| 5 | 304.1 | 2014.8 | 6.6 | |
| 4 | 387.3 | 2068.1 | 5.3 | |
| 3 | 456.7 | 2010.3 | 4.4 | |
| 2 | 511.1 | 2195.4 | 4.3 | |
| 1 | 546.4 | 2411.5 | 4.4 | |
| PB | 569.5 | 1478.9 | 2.5 | |

Por último, dada la distribución estructural de los muros de mampostería y los valores iniciales del cociente V_e/V_i obtenidos, se realizó la revisión de la condición normativa denominado estructura de *planta baja débil*. Los valores obtenidos de los edificios de 4, 6 y 8 niveles se presentan en las Tablas 2.13, 2.14 y 2,15, respectivamente.

Tabla 2.13 Revisión de la condición de irregularidad de *planta baja débil* del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados y no agrietados y, b) a base de marcos dúctiles

a)

| Entrepiso | 60% V_e/V_i | V_{ePB}/V_{iPB} |
|-----------|---------------|-------------------|
| 2 | 14.7 | 5.3 |
| 1 | 7.4 | |
| PB | 5.7 | |

b)

| Entrepiso | 60% V_e/V_i | V_{ePB}/V_{iPB} |
|-----------|---------------|-------------------|
| 2 | 8.1 | 6.8 |
| 1 | 4.1 | |
| PB | 4.7 | |

Tabla 2.14 Revisión de la condición de irregularidad de *planta baja débil* del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17 para diferente sistema estructural: a) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados, b) a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada y, c) a base de marcos dúctiles

| Entrepiso | 60% V_e/V_i | V_{ePB}/V_{iPB} |
|-----------|---------------|-------------------|
| 4 | 12.5 | 3.9 |
| 3 | 6.1 | |
| 2 | 4.3 | |
| 1 | 3.9 | |
| PB | 4.4 | |

| Entrepiso | 60% V_e/V_i | V_{ePB}/V_{iPB} |
|-----------|---------------|-------------------|
| 4 | 7.3 | 2.8 |
| 3 | 4.0 | |
| 2 | 3.6 | |
| 1 | 3.1 | |
| PB | 3.0 | |

| Entrepiso | 60% V_e/V_i | V_{ePB}/V_{iPB} |
|-----------|---------------|-------------------|
| 4 | 10.8 | 6.7 |
| 3 | 4.7 | |
| 2 | 4.0 | |
| 1 | 4.8 | |
| PB | 4.2 | |

Tabla 2.15 Revisión de la condición de irregularidad de *planta baja débil* del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-17 cuyo sistema estructural es a base marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada

| Entrepiso | 60% V_e/V_i | V_{ePB}/V_{iPB} |
|-----------|---------------|-------------------|
| 6 | 12.2 | 2.5 |
| 5 | 5.7 | |
| 4 | 4.0 | |
| 3 | 3.2 | |
| 2 | 2.6 | |
| 1 | 2.6 | |
| PB | 2.6 | |

Con relación a las tablas anteriores, los edificios que cuentan con muros diafragma se clasifican como estructura de *planta baja débil* debido a que, para todos los casos el cociente V_e/V_i obtenido para la PB, V_{ePB}/V_{iPB} es menor que el 60 por ciento del cociente del entrepiso inmediato superior. Por lo tanto, el cálculo de las fuerzas sísmicas equivalentes se realizará aplicando la corrección correspondiente (ver Figura 2.3). En cambio, si se idealizan muros desligados a la estructura, esta mantiene un comportamiento de estructura regular.

DISEÑO DE EDIFICIOS CON PLANTA BAJA DÉBIL

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS EDIFICIOS

Se diseñaron tres edificios de concreto reforzado, de 4, 6 y 8 niveles los cuales se agrupan en dos tipos de sistema estructural resistentes ante cargas laterales; a) cuyo sistema consiste en marcos dúctiles, y b) cuyo sistema es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería. Los edificios comparten la misma distribución estructural en planta y elevación, cuentan con tres crujiás de 7m en cada dirección como se ilustra en la Figura 3.1 y tienen una altura de 4.5m en planta baja y de 3m en los pisos superiores como se expone en la Figura 3.2. Se infirieron dos tipos de muros; un externo, idealizando un ventanal y un interno pensando que su función solo es de cerramiento. En la Figura 3.3 se muestran los dos tipos de muro. Estos edificios se ubican en las coordenadas geográficas de la estación acelerografica CULHUACAN (Lat. 19.33 N; Long. 99.1254 O) situada en la antigua zona de lago de la Ciudad de México (zona III). Conforme al funcionamiento de los edificios se clasifican en estructuras del grupo B y de acuerdo a su uso se subclasifican en oficinas.

En su diseño, se consideró un concreto clase I con una resistencia nominal a compresión f'_c , igual a 250 kg/cm^2 , con un módulo de elasticidad (E) de $14000\sqrt{f'_c}$ y un esfuerzo nominal de fluencia del acero de refuerzo, f_y , igual a 4200 kg/cm^2 . Los muros se consideraron de tabique de barro recocido con un espesor de 15 cm, una resistencia a la compresión, f_m^* , igual a 15 kg/cm^2 y un módulo de elasticidad, E_m , de $600 f_m^*$ para cargas de corta duración.

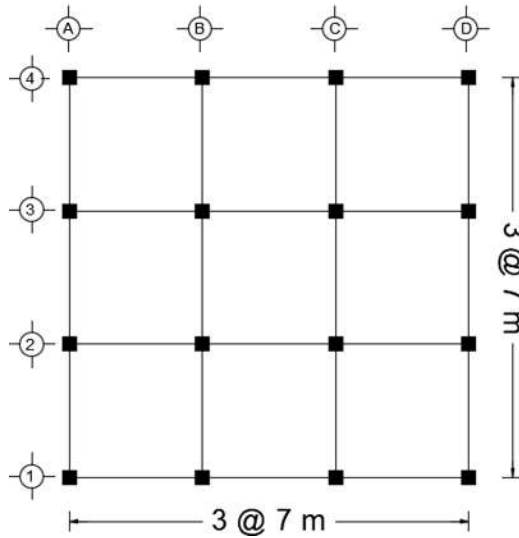


Figura 3.1 Características geométricas en planta de los edificios

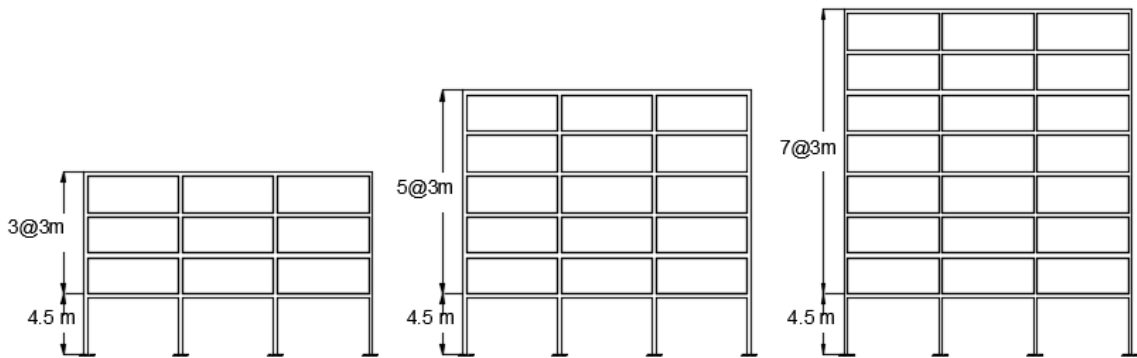


Figura 3.2 características geométricas en elevación de los edificios de concreto reforzado sin muros ligados

a)

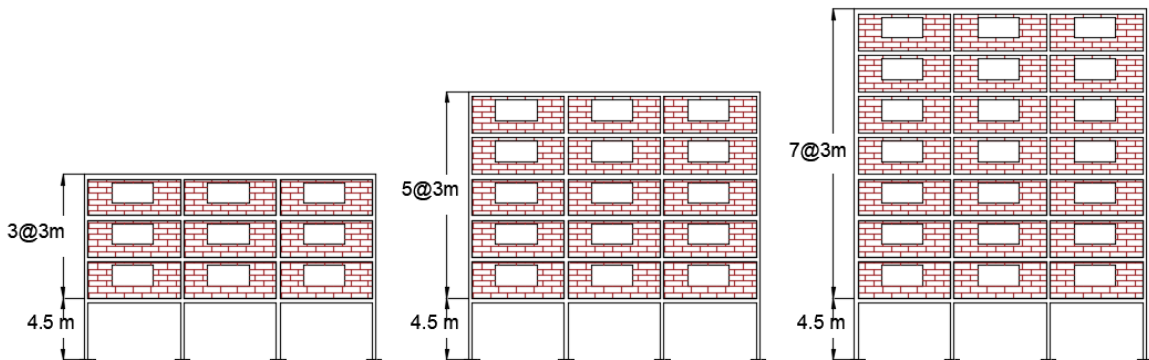


Figura 3.3 características geométricas en elevación de los edificios de concreto reforzado considerado muros diafragma de mampostería; a) muros exteriores, y b) muros interiores

b)

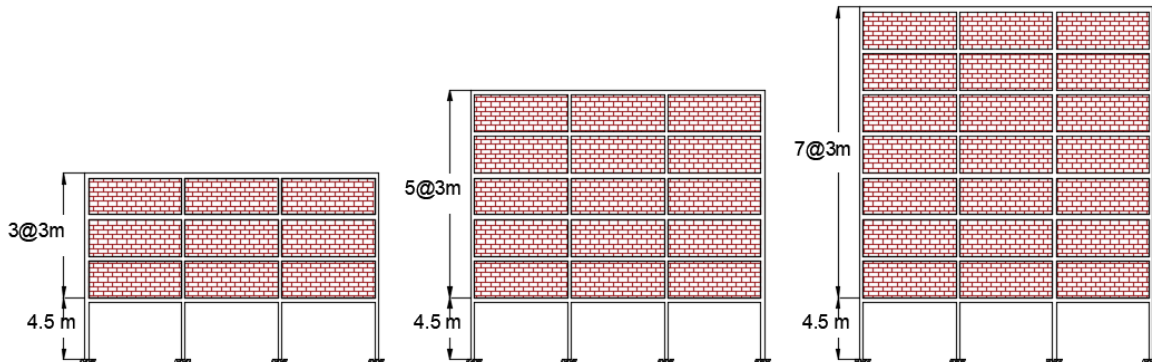


Figura 3.4 características geométricas en elevación de los edificios de concreto reforzado considerado muros diafragma de mampostería; a) muros exteriores, y b) muros interiores

3.2 CRITERIOS DE DISEÑO

Los edificios descritos en la sección anterior fueron agrupados en tres familias. El primer grupo fue diseñado conforme a los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) edición 1976, NTCS-76 (Rosenblueth, 1979; Esteva, 1987) y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado (González y Robles, 1989). Asimismo, el segundo y tercer grupo se diseñaron siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo y Concreto Reforzado, en sus ediciones 2004 y 2017 (Gaceta, 2004b y 2017b). A continuación, se presentan los criterios generales de diseño de cada uno de los grupos de edificios;

- 1) NTCS-76. Para este conjunto de edificios fueron analizados y diseñados como marcos dúctiles, empleando un factor de comportamiento sísmico (Q) igual a 4 y 6. Es necesario mencionar, que en este conjunto de edificios no se analiza el caso donde se considera la contribución de muros diafragma, por ser un procedimiento común en esa época.
- 2) NTCS-04. En este grupo de edificios se analizaron y diseñaron los dos sistemas estructurales antes mencionados (ver 3.1), en los cuales se contempla el efecto de agrietamiento solo en vigas de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC) sección 1.4. Se utilizó un factor Q igual a 4 para el sistema estructural a base de marcos dúctiles. Asimismo, para el caso donde se considera la contribución de muros diafragma, se empleó Q igual a 3, debido a que no cumple con los requisitos 5.1c de la sección 5 de este reglamento.

- 3) NTCS-17. En los dos sistemas estructurales en estudio de cada edificio, se utilizó un factor Q igual a 4 en su diseño. Se tomo en cuenta el efecto de agrietamiento en todos sus elementos estructurales, a excepción del sistema que contempla la participación de los muros diafragma. En este sistema se adiciona un criterio donde solo se desprecia el efecto de agrietamiento en muros.

3.3 ESPECTROS DE DISEÑO

Dada la ubicación de los edificios, el espectro de diseño elástico se tomó el correspondiente a la zona III_b (zona de lago), indicado en las NTCS edición 1976 y 2004, y para la edición 2017, el espectro de diseño se obtuvo por medio del programa *SASID* (www.SASID.df.gob.mx). En la Figura 3.4, se ilustran los espectros de diseño elástico considerados en este estudio y para fines de comparación se agrega el espectro elástico correspondiente a las NTCS edición 1987.

Se adoptó como ordenada espectral de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la gravedad y para obtener el espectro de diseño reducido, la ordenada espectral se dividió entre los factores de ductilidad y sobre-resistencia dependiendo de los criterios de cada normatividad. El coeficiente sísmico, c , el coeficiente de aceleración del terreno, a_0 , los periodos característicos de diseño, T_a y T_b y el coeficiente k se utilizaron los establecidos para la zona de interés.

Se despreció la interacción suelo-estructura de este modo el factor de amortiguamiento suplementario (β) es igual a uno. Dichos valores se muestran en la Tabla 3.1.

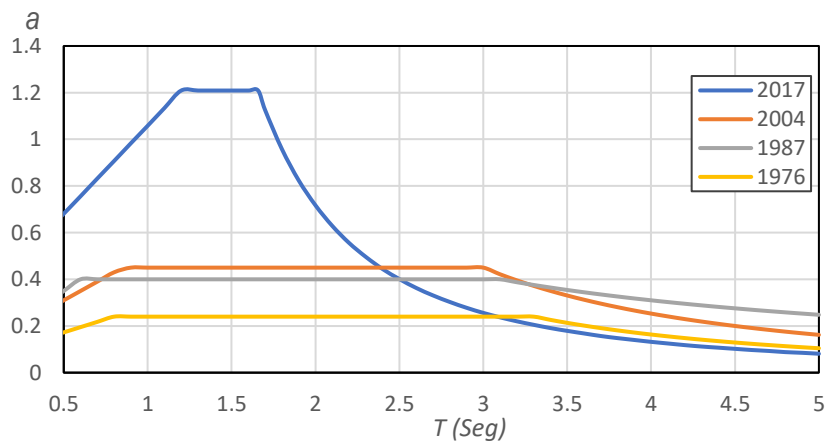


Figura 3.5 Comparación de los espectros de diseño elástico considerados en este estudio

Tabla 3.1 Coeficientes y periodos utilizados para la elaboración de los espectros de diseño utilizados en este estudio

| Reglamento | Zona | c | a_0 | T_a | T_b | k |
|------------|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|------|
| 1976 | IIIb | 0.24 | 0.06 | 0.8 | 3.3 | - |
| 2004 | | 0.45 | 0.11 | 0.85 | 3 | - |
| 2017 | Lat: 19.33 Lon: -99.1254 | 1.209 | 0.304 | 1.2 | 1.658 | 0.56 |

Con fines de comparación, en la Figura 3.5 se presenta la variación de los factores de reducción de las ordenadas espectrales de aceleración, para determinar el espectro reducido de diseño (Factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , y el factor de sobre-esistencia, R). Dichos factores se calcularon al incrementar linealmente el periodo natural de vibrar del sistema estructural (T), empleando un factor de comportamiento sísmico igual a 4 de acuerdo con las NTCS edición 2004-2017 y con Q igual a 6 para la edición 1976.

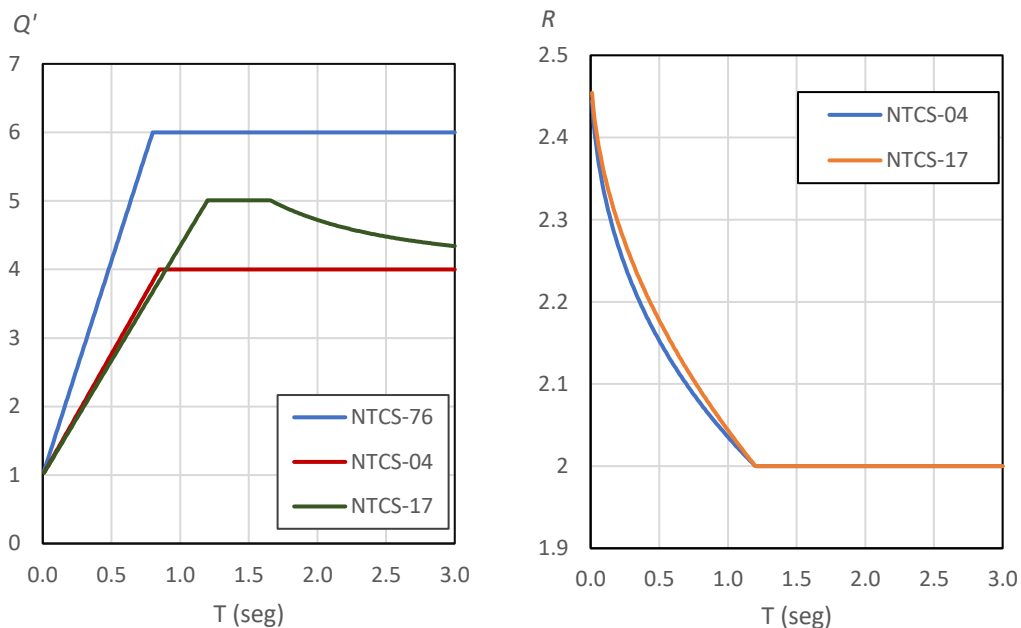


Figura 3.6 Variación de los factores de reducción por comportamiento sísmico y sobre-resistencia

El factor Q' se calcula con las ecuaciones 2.1 a 2.4, definidas en la sección 2.3 y 2.5. Asimismo, la sobre-resistencia se calculó de acuerdo con los siguientes criterios:

NTCS-04 (apéndice A)

$$R = \frac{10}{4 + \sqrt{\frac{T}{T_a}}}; \quad \text{si } T \leq T_a \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$R = 2; \quad \text{si } T > T_a$$

NTCS-17

$$R = K_1 R_0 + K_2 \quad \text{Ec. 3.2}$$

donde, R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que adquiere un valor igual a:

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

k_1 , factor de corrección por hiperestaticidad, que toma un valor igual a:

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

K_2 , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$K_2 = 0.5 [1 - (T/T_a)^{1/2}] > 0 \quad \text{Ec. 3.3}$$

3.4 PESOS DE ENTREPISOS

En la Tabla 3.2 y 3.3 se muestra el análisis de carga por unidad de superficie (Meli, 1985) de los entrepisos que se utilizó para el diseño de los edificios y sus respectivos casos. En la Figura 3.6 se muestra la configuración de espesores de los diferentes materiales que participan en las losas de entrepisos (a) y azotea (b).

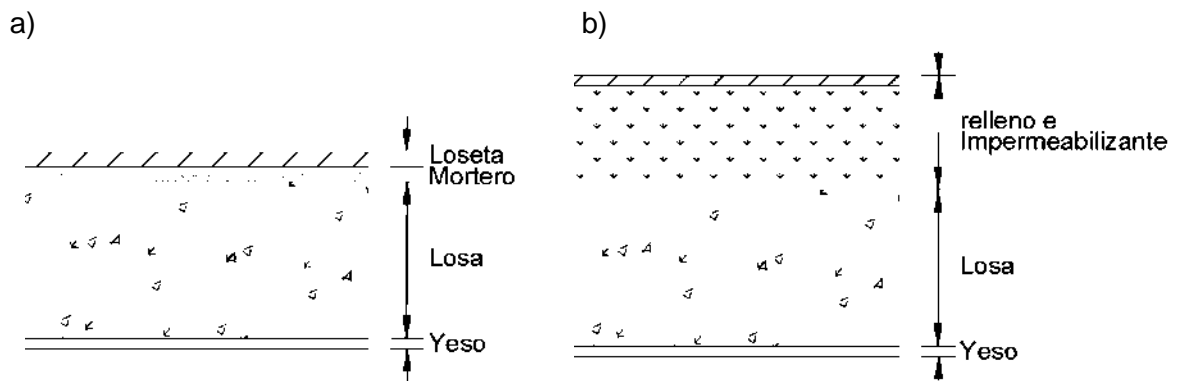


Figura 3.7 Configuración de espesores de los materiales para los entresijos: a) losa de azotea, b) losa de entresijo

Tabla 3.2 Peso de los niveles por metro cuadrado a) losa de entresijos y b) losa de azotea

a)

| concepto | peso específico (kg/m ³) | espesor (m) | peso (kg/m ²) |
|---------------------------|--------------------------------------|-------------|---------------------------|
| Losa | 2400 | 0.15 | 360 |
| Carga adicional por losa | - | - | 20 |
| Mortero | 2200 | 0.03 | 66 |
| Carga adicional por firme | - | - | 20 |
| Loseta vinílica | - | - | 5 |
| Instalaciones y yeso | - | - | 35 |
| Paredes divisorias | - | - | 100 |
| Carga viva instantánea | - | - | 180 |
| | | | 786 kg/m ² |

b)

| concepto | peso específico (kg/m ³) | espesor (m) | peso (kg/m ²) |
|------------------------------|--------------------------------------|-------------|---------------------------|
| Losa | 2400 | 0.15 | 360 |
| Carga adicional por losa | - | - | 20 |
| Relleno e impermeabilización | - | - | 150 |
| Instalaciones y yeso | - | - | 40 |
| Carga viva instantánea | - | - | 70 |
| | | | 640 kg/m ² |

3.5 DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS EQUIVALENTES

Para fines de comparación, el cálculo de las fuerzas equivalentes que actúan en cada uno de los pisos de los tres grupos de edificios en estudio, fueron calculadas empleando el método

de análisis estático. El cual consiste en determinar las fuerzas cortantes sísmicas, al suponer un conjunto de fuerzas horizontales que obran sobre cada uno de los pisos donde se deduce que se concentran las masas en los diferentes niveles de una estructura. Dichas fuerzas equivalen al peso de la masa que corresponde, multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en cuestión sobre la base de la estructura. El coeficiente de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V_0/W_0 , siendo V_0 la fuerza cortante basal y W_0 el peso total de la construcción, sea igual a $c/Q'R$, pero no menor que a_0 , donde a_0 es la ordenada espectral que corresponde a $T=0$ como se indica en las NTCS-17. Sin embargo, la edición 2004 establece que V_0/W_0 , sea igual a c/Q' y la edición 1976 dispone que V_0/W_0 sea igual a c/Q sin considerar la condición V_0/W_0 mayor que a_0 . De acuerdo con estos requisitos, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_i , se determina con las ecuaciones 3.4 y 3.3

NTCS-76 y 04

$$F_i = \frac{c}{Q'} * \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \sum W_i \quad (\text{Ec. 3.4})$$

NTCS-17

$$F_i = \frac{c}{Q'R} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \sum W_i \quad (\text{Ec. 3.5})$$

donde c es el coeficiente sísmico, W_i el peso de la i -ésima masa y h_i la altura de la i -ésima masa sobre el desplante, Q' es el factor de reducción. El cálculo Q' se realiza con las ecuaciones 2.1, 2.2, 2.3 y 2.4 (ver sección 2.3 y 2.5).

Es necesario señalar, que las normativas limitan el uso de este método, a estructuras regulares de altura no mayor de 30m y estructuras irregulares de no más de 20m de acuerdo con las ediciones 2004 y 2017. En comparación, con la edición de 1976 la cual permite una altura no mayor de 60m. Sin embargo, dada las limitaciones de este estudio, y con el fin de comparar las fuerzas cortantes sísmicas de los tres grupos de edificios se decidió utilizar dicho método.

3.5.1 Fuerzas sísmicas de los edificios del grupo uno

Finalmente, en las Tablas 3.3 a 3.8 se presenta el cálculo de las fuerzas sísmicas, F_i y el cortante que actúa en el i -ésimo nivel, V_i , que corresponden a los tres edificios diseñados con la normativa de 1976, empleando Q igual a 4 y 6.

Tabla 3.3 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 con Q=4

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 4 | 341.1 | 13.5 | 4605.1 | 31.6 | 31.6 |
| 3 | 416.0 | 10.5 | 4368.0 | 30.0 | 61.7 |
| 2 | 428.1 | 7.5 | 3210.7 | 22.0 | 83.7 |
| 1 | 434.5 | 4.5 | 1955.1 | 13.4 | 97.2 |
| $\Sigma=$ | 1619.7 | $\Sigma=$ | 14139.1 | Q'=3.98 | |

Tabla 3.4 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 con Q=6

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 4 | 338.9 | 13.5 | 4575.4 | 21.0 | 21.0 |
| 3 | 411.6 | 10.5 | 4321.8 | 19.8 | 40.8 |
| 2 | 425.9 | 7.5 | 3194.2 | 14.6 | 55.5 |
| 1 | 434.5 | 4.5 | 1955.1 | 9.0 | 64.4 |
| $\Sigma=$ | 1611.0 | $\Sigma=$ | 14046.6 | Q'=6 | |

Tabla 3.5 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 con Q=4

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 6 | 355.7 | 19.5 | 6935.8 | 35.7 | 35.7 |
| 5 | 433.0 | 16.5 | 7144.9 | 36.7 | 72.4 |
| 4 | 439.0 | 13.5 | 5927.5 | 30.5 | 102.9 |
| 3 | 441.8 | 10.5 | 4638.8 | 23.9 | 126.8 |
| 2 | 450.6 | 7.5 | 3379.2 | 17.4 | 144.2 |
| 1 | 460.1 | 4.5 | 2070.4 | 10.6 | 154.8 |
| $\Sigma=$ | 2580.2 | $\Sigma=$ | 30096.7 | Q'=4 | |

Tabla 3.6 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 con Q=6

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 6 | 353.2 | 19.5 | 6887.7 | 23.6 | 23.6 |
| 5 | 428.1 | 16.5 | 7063.7 | 24.2 | 47.8 |
| 4 | 434.1 | 13.5 | 5861.0 | 20.1 | 67.9 |
| 3 | 436.6 | 10.5 | 4584.4 | 15.7 | 83.6 |
| 2 | 445.1 | 7.5 | 3338.4 | 11.4 | 95.0 |
| 1 | 453.0 | 4.5 | 2038.5 | 7.0 | 102.0 |
| $\Sigma=$ | 2550.2 | $\Sigma=$ | 29773.7 | Q'=6 | |

Tabla 3.7 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-76 con $Q=4$

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 8 | 389.6 | 25.5 | 9934.9 | 40.9 | 40.9 |
| 7 | 472.6 | 22.5 | 10634.7 | 43.8 | 84.7 |
| 6 | 480.7 | 19.5 | 9374.0 | 38.6 | 123.4 |
| 5 | 480.7 | 16.5 | 7931.9 | 32.7 | 156.0 |
| 4 | 483.9 | 13.5 | 6533.4 | 26.9 | 182.9 |
| 3 | 503.3 | 10.5 | 5284.9 | 21.8 | 204.7 |
| 2 | 503.3 | 7.5 | 3774.9 | 15.5 | 220.3 |
| 1 | 516.6 | 4.5 | 2324.8 | 9.6 | 229.9 |
| $\Sigma=$ | 3830.9 | $\Sigma=$ | 55793.7 | $Q'=4$ | |

Tabla 3.8 Fuerzas sísmicas correspondientes al edificio de 8 niveles utilizando las NTCS-76 con $Q=6$

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 8 | 386.6 | 25.5 | 9858.9 | 27.1 | 27.0 |
| 7 | 466.7 | 22.5 | 10500.6 | 28.8 | 55.9 |
| 6 | 474.7 | 19.5 | 9257.8 | 25.4 | 81.3 |
| 5 | 474.7 | 16.5 | 7833.5 | 21.5 | 102.8 |
| 4 | 477.7 | 13.5 | 6449.5 | 17.7 | 120.5 |
| 3 | 496.8 | 10.5 | 5216.9 | 14.3 | 134.8 |
| 2 | 496.8 | 7.5 | 3726.3 | 10.2 | 145.0 |
| 1 | 508.1 | 4.5 | 2286.8 | 6.3 | 151.3 |
| $\Sigma=$ | 3782.4 | $\Sigma=$ | 55130.3 | $Q'=6$ | |

3.5.2 Fuerzas sísmicas de los edificios del grupo dos

En las siguientes Tablas se presenta el resultado de las fuerzas sísmicas, F_i y el cortante que actúa en el i -ésimo nivel, V_i , de los tres edificios y sus respectivos sistemas estructurales (marcos dúctiles con muros diafragma de mampostería ligados y desligados). Cabe mencionar, que el caso donde se considera la contribución de muros, la estructura se clasifica como estructura fuertemente irregular, por ello, al calcular F_i el factor Q' se afectó por el factor de irregularidad (f) igual a 0.7 (ver sección 2.4).

Tabla 3.9 Fuerzas sísmicas equivalentes del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 4 | 405.6 | 13.5 | 5475.1 | 124.2 | 124.2 |
| 3 | 559.5 | 10.5 | 5874.5 | 133.2 | 257.4 |
| 2 | 563.5 | 7.5 | 4226.1 | 95.9 | 353.3 |
| 1 | 591.8 | 4.5 | 2663.1 | 60.4 | 413.7 |
| $\Sigma=$ | 2120.3 | $\Sigma=$ | 18238.9 | $Q=1.795$ | |

Tabla 3.10 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 4 | 389.6 | 13.5 | 5259.6 | 67.9 | 67.9 |
| 3 | 488.7 | 10.5 | 5132.2 | 66.2 | 134.1 |
| 2 | 492.0 | 7.5 | 3690.1 | 47.6 | 181.8 |
| 1 | 516.6 | 4.5 | 2324.8 | 30.0 | 211.8 |
| $\Sigma=$ | 1887.0 | $\Sigma=$ | 16406.9 | $Q=3.015$ | |

Tabla 3.11 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 6 | 413.9 | 19.5 | 8071.1 | 138.1 | 138.1 |
| 5 | 564.1 | 16.5 | 9306.9 | 159.2 | 297.3 |
| 4 | 564.1 | 13.5 | 7614.7 | 130.3 | 427.5 |
| 3 | 579.6 | 10.5 | 6085.8 | 104.1 | 531.6 |
| 2 | 519.2 | 7.5 | 3894.3 | 66.6 | 598.2 |
| 1 | 565.6 | 4.5 | 2545.1 | 43.5 | 641.8 |
| $\Sigma=$ | 3206.4 | $\Sigma=$ | 37517.9 | $Q=2.007$ | |

Tabla 3.12 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-------------|-------------|
| 6 | 422.8 | 19.5 | 8244.3 | 80.6 | 80.6 |
| 5 | 555.1 | 16.5 | 9159.7 | 89.6 | 170.2 |
| 4 | 555.1 | 13.5 | 7494.3 | 73.3 | 243.5 |
| 3 | 566.0 | 10.5 | 5943.2 | 58.1 | 301.7 |
| 2 | 593.0 | 7.5 | 4447.7 | 43.5 | 345.2 |
| 1 | 631.1 | 4.5 | 2840.1 | 27.8 | 372.9 |
| $\Sigma=$ | 3323.3 | $\Sigma=$ | 38129.6 | $Q=3.181$ | |

Tabla 3.13 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i * h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|---------------------|-------------|-------------|
| 8 | 433.5 | 25.5 | 11055.0 | 155.9 | 155.9 |
| 7 | 615.4 | 22.5 | 13847.8 | 195.2 | 351.1 |
| 6 | 626.8 | 19.5 | 12223.8 | 172.3 | 523.4 |
| 5 | 638.2 | 16.5 | 10531.4 | 148.5 | 671.9 |
| 4 | 638.2 | 13.5 | 8616.6 | 121.5 | 793.4 |
| 3 | 613.3 | 10.5 | 6439.8 | 90.8 | 884.2 |
| 2 | 602.7 | 7.5 | 4520.9 | 63.7 | 947.9 |
| 1 | 694.9 | 4.5 | 3127.1 | 44.1 | 992.0 |
| $\Sigma=$ | 4863.4 | $\Sigma=$ | 70363.4 | Q'=2.205 | |

Tabla 3.14 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-04, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i * h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|---------------------|-------------|-------------|
| 8 | 422.7 | 25.5 | 10780.9 | 84.5 | 84.5 |
| 7 | 539.0 | 22.5 | 12127.7 | 95.1 | 179.6 |
| 6 | 579.3 | 19.5 | 11296.9 | 88.6 | 268.2 |
| 5 | 589.9 | 16.5 | 9734.2 | 76.3 | 344.6 |
| 4 | 589.9 | 13.5 | 7964.4 | 62.5 | 407.0 |
| 3 | 609.1 | 10.5 | 6396.2 | 50.2 | 457.2 |
| 2 | 609.1 | 7.5 | 4568.7 | 35.8 | 493.0 |
| 1 | 647.2 | 4.5 | 2912.7 | 22.8 | 515.9 |
| $\Sigma=$ | 4586.6 | $\Sigma=$ | 65782.0 | Q'=3.8 | |

3.5.3 Fuerzas sísmicas de los edificios del grupo tres

En las Tablas 3.15 a 3.19 se presenta el cálculo de las fuerzas sísmicas, F_i y el cortante que actúa en el i -ésimo nivel, V_i , obtenidas para los edificios de 4, 6 y 8 niveles y sus respectivos sistemas estructurales. Al revisar el criterio de proporcionalidad $V_0/W_0=a_0$, se observó que los edificios que se encuentran clasificados con *planta baja débil* (marcos dúctiles y muros diafragma) no cumplen con esta proporcionalidad, debido a la solución propuesta por las NTCS-17 (Gaceta, 2017a), la cual consiste en incrementar la fuerza cortante de diseño solo en el primer nivel (ver sección 2.5).

Tabla 3.15 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|---------------|-------------|
| 4 | 395.0 | 13.5 | 5333.4 | 72.4 | 72.4 |
| 3 | 538.4 | 10.5 | 5654.0 | 76.8 | 149.2 |
| 2 | 538.4 | 7.5 | 4038.5 | 54.8 | 204.1 |
| 1 | 571.5 | 4.5 | 2571.9 | 94.6 | 298.8 |
| $\Sigma=$ | 2043.5 | $\Sigma=$ | 17597.9 | Q'=2.4; R=2.2 | |

Tabla 3.16 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|---------------|-------------|
| 4 | 396.3 | 13.5 | 5350.6 | 72.2 | 72.2 |
| 3 | 502.2 | 10.5 | 5273.7 | 71.1 | 143.3 |
| 2 | 506.0 | 7.5 | 3795.1 | 51.2 | 194.5 |
| 1 | 535.5 | 4.5 | 2409.9 | 32.5 | 227.0 |
| $\Sigma=$ | 1940.1 | $\Sigma=$ | 16829.5 | Q'=2.9; R=2.2 | |

Tabla 3.17 Fuerzas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietados

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|---------------|-------------|
| 6 | 392.1 | 19.5 | 7645.7 | 76.4 | 76.4 |
| 5 | 532.5 | 16.5 | 8786.5 | 87.7 | 164.1 |
| 4 | 532.5 | 13.5 | 7188.9 | 71.8 | 235.9 |
| 3 | 538.7 | 10.5 | 5656.7 | 56.5 | 292.4 |
| 2 | 484.6 | 7.5 | 3634.5 | 36.3 | 328.7 |
| 1 | 534.1 | 4.5 | 2403.7 | 73.7 | 402.4 |
| $\Sigma=$ | 3014.6 | $\Sigma=$ | 35316.1 | Q'=2.7; R=2.2 | |

Tabla 3.18 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietados

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|----------------|-------------|
| 6 | 415.3 | 19.5 | 8097.6 | 81.6 | 81.6 |
| 5 | 582.9 | 16.5 | 9617.8 | 96.9 | 178.4 |
| 4 | 582.9 | 13.5 | 7869.1 | 79.3 | 257.7 |
| 3 | 592.4 | 10.5 | 6220.2 | 62.6 | 320.3 |
| 2 | 541.5 | 7.5 | 4061.6 | 40.9 | 361.2 |
| 1 | 607.7 | 4.5 | 2734.8 | 81.9 | 443.1 |
| $\Sigma=$ | 3322.7 | $\Sigma=$ | 38601.0 | $Q=2.6; R=2.2$ | |

Tabla 3.19 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|----------------|-------------|
| 6 | 420.6 | 19.5 | 8201.6 | 83.3 | 83.3 |
| 5 | 526.6 | 16.5 | 8688.4 | 88.3 | 171.6 |
| 4 | 534.6 | 13.5 | 7217.5 | 73.3 | 244.9 |
| 3 | 533.6 | 10.5 | 5603.3 | 56.9 | 301.8 |
| 2 | 537.9 | 7.5 | 4033.9 | 41.0 | 342.8 |
| 1 | 573.6 | 4.5 | 2581.1 | 26.2 | 369.0 |
| $\Sigma=$ | 3126.9 | $\Sigma=$ | 36325.8 | $Q=3.4; R=2.1$ | |

Tabla 3.20 Fuerzas sísmicas equivalentes al edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-17, cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietados

| Nivel | W_i (Ton) | h_i (m) | $W_i \cdot h_i$ (Ton-m) | F_i (Ton) | V_i (Ton) |
|-----------|-------------|-----------|-------------------------|-----------------|-------------|
| 8 | 418.4 | 25.5 | 10669.1 | 86.2 | 86.2 |
| 7 | 585.1 | 22.5 | 13165.5 | 106.4 | 192.6 |
| 6 | 585.1 | 19.5 | 11410.1 | 92.2 | 284.9 |
| 5 | 585.1 | 16.5 | 9654.7 | 78.0 | 362.8 |
| 4 | 601.0 | 13.5 | 8113.9 | 65.6 | 428.3 |
| 3 | 610.9 | 10.5 | 6414.2 | 51.8 | 480.2 |
| 2 | 550.5 | 7.5 | 4128.9 | 33.4 | 513.5 |
| 1 | 657.3 | 4.5 | 2957.7 | 75.7 | 589.2 |
| $\Sigma=$ | 4593.5 | $\Sigma=$ | 66514.1 | $Q=2.8; R=2.17$ | |

3.6 MODELADO DE LOS EDIFICIOS

Se implementaron modelos analíticos tridimensionales con ayuda del software comercial *ETABS* (2016). Los muros fueron modelados con elementos tipo Shell con un mallado a cada metro, dado que, la relación de aspecto de los muros es mayor a dos, como lo indica el apéndice normativo B de las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) edición 2017, NTCM-17 (Gaceta, 2017c). Las columnas y vigas se modelaron con elementos tipo frame y el sistema de entrepiso se modeló como un diafragma rígido para la adecuada transmisión de fuerzas laterales en su plano. Las condiciones de apoyo se idealizaron empotrados, restringiendo los movimientos de traslación y rotación en los ejes globales. Por otra parte, se implementó el uso de nudos maestros (*master joint*) para cada nivel de piso, dado que, al considerar los efectos torsionales, la excentricidad accidental difiere de un piso a otro de acuerdo con las NTCS-2017. Por ello el uso de *master joint* simplifica la aplicación de este criterio (ver sección 3.7). Con fines ilustrativos en las Figuras 3.7 y 3.8 se muestran dos modelos, considerando la contribución de muros diafragma de mampostería y despreciando dicha contribución, respectivamente, para el edificio de 4 niveles.

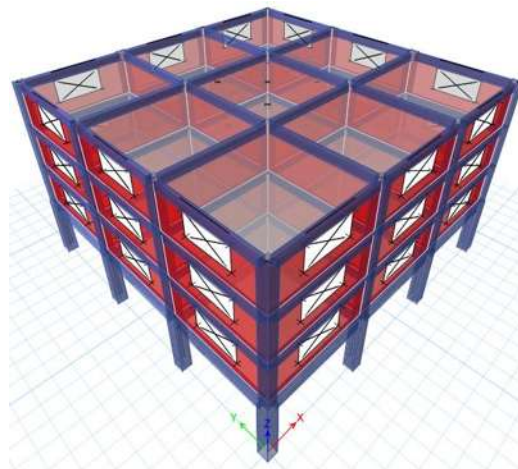


Figura 3.8 Modelo tridimensional para el edificio de 4 niveles con muros diafragma de mampostería

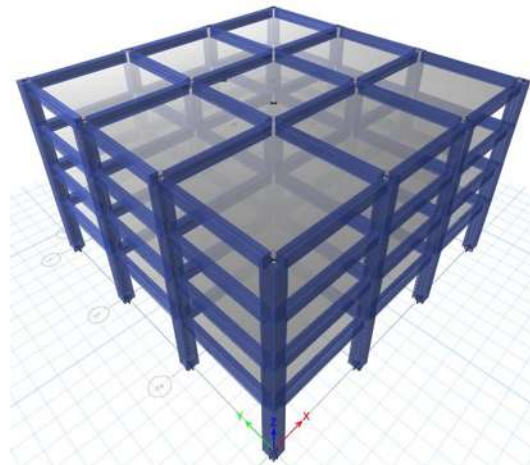


Figura 3.9 Modelos tridimensional para el edificio de 4 niveles sin muros diafragma de mampostería

3.6.1 INERCIA AGRIETADA

Por requisito normativo para el cálculo de rigideces se consideró el efecto de agrietamiento en los elementos estructurales, tales como vigas, columnas y muros. Los momentos de inercia efectiva se calcularon aplicando factores de reducción a los momentos de inercia bruta (I_g), recomendados en las normas. Los edificios diseñados siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC) edición 2017, NTCC-17 (Gaceta, 2017b) aplicando un factor reductor de $0.5 I_g$ en vigas, $0.7 I_g$ en columnas y en muros la mitad del módulo de elasticidad y el módulo de corte. Asimismo, los edificios diseñados con las NTCC-04 (Gaceta, 2004b) solo se consideró el agrietamiento en vigas, aplicando un factor de $0.5 I_g$. Tal efecto no se consideró en el grupo de edificios diseñados con las NTCC-76 (González y Robles, 1989), puesto que, el objetivo principal es obtener el diseño real que se tenía en esa época. No obstante, si se considera dicho efecto las secciones y armado requeridos son mayores a las observados en inspecciones de campo realizadas después del sismo del 19 de septiembre del 2017 (Ruiz García, 2017). En la Tabla 3.21 se muestra el periodo fundamental de vibrar para cada uno de los casos de estudio.

Tabla 3.21 Periodos fundamentales de vibrar

| Edificios (niveles) | Reglamento | Consideraciones de diseño | T_1 (seg) |
|---------------------|------------|--|-------------|
| 4 | 1976 | Q=4 | 0.787 |
| | | Q=6 | 0.829 |
| | 2004 | Marcos dúctiles y muros diafragma | 0.338 |
| | | Sin muros | 0.571 |
| | 2017 | Marcos dúctiles y muros diafragma | 0.418 |
| | | Sin muros | 0.558 |
| 6 | 1976 | Q=4 | 0.921 |
| | | Q=6 | 0.992 |
| | 2004 | Marcos dúctiles y muros diafragma | 0.431 |
| | | Sin muros | 0.707 |
| | 2017 | Marcos dúctiles y muros diafragma | 0.513 |
| | | Marcos dúctiles y muros diafragma agrietados | 0.488 |
| | Sin muros | 0.720 | |
| | 8 | 1976 | Q=4 |
| Q=6 | | | 1.189 |
| 2004 | | Marcos dúctiles y muros diafragma | 0.512 |
| | | Sin muros | 0.812 |
| 2017 | | Marcos dúctiles y muros diafragma | 0.538 |

Cabe mencionar que para el caso donde se considera el efecto de agrietamiento de los muros, solo se presenta el análisis y diseño del edificio de 6 niveles, debido a que para el edificio de 4 niveles no se notó variación significativa entre considerar el efecto de agrietamiento y no considerarlo. Asimismo, al considerar dicho efecto, el edificio de 8 niveles presenta un incremento significativo en la demanda de rigidez, por lo cual es conveniente el cambio de sistema estructural. Además, el edificio de 8 niveles cuyo sistema estructural es a base de marcos dúctiles, cumpliendo los requisitos indicados en las NTCS-17, la demanda de rigidez que presenta obliga al cambio estructural y/o materiales.

3.7 COMBINACIONES DE FUERZAS SÍSMICAS

La seguridad de los edificios en estudio se verificó para el efecto combinado de todas las acciones que tengan probabilidad de ocurrir simultáneamente. Es decir, para las combinaciones que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales, considerando

las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. El efecto de estas acciones se multiplica por un factor igual a 1.1.

De acuerdo con lo anterior, los estados de carga generados por las fuerzas sísmicas (acción accidental) calculadas con el método estático que, de acuerdo con su posición de aplicación, se clasificaron en $FX1$, $FY1$, $FX2$, $FY2$, $FX3$, $FY3$, $FX4$ y $FY4$. Estos estados son producto de los efectos de torsión, y su posición de aplicación se determinó con las ecuaciones 3.6 y 3.7 para cada estado de carga, los cuales junto con su posición de aplicación se ilustran en la Figura 3.9. Debido a que los edificios en estudio son simétricos en planta, se consideró la excentricidad torsional accidental (e_{ai}) determinada según lo siguiente:

NTCS-76-04

$$e_{ai} = e_s - 0.1 b; e_s + 0.1 b \quad \text{Ec. 3.6}$$

NTCS-17

$$e_{ai} = [0.05 + 0.05 (i-1) / (n-1)] b \quad \text{Ec. 3.7}$$

donde e_s , es la excentricidad torsional de rigideces, b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica, i es el i -ésimo entrepiso y n , el número de pisos del sistema estructural.

Cabe destacar, que la normativa en diseño sísmico edición 2004 establece que e_{ai} permanece constante para todos los pisos del sistema estructural. Sin embargo, la edición 2017 presenta un criterio diferente, el cual asume que e_{ai} difiere de un piso a otro, por ejemplo, para un edificio de 4 niveles, e_{a1} en términos de b equivale a $0.05b$, e_{a2} es igual a $0.057b$, e_{a3} igual a $0.083b$, finalmente e_{a4} es igual a $0.1b$.

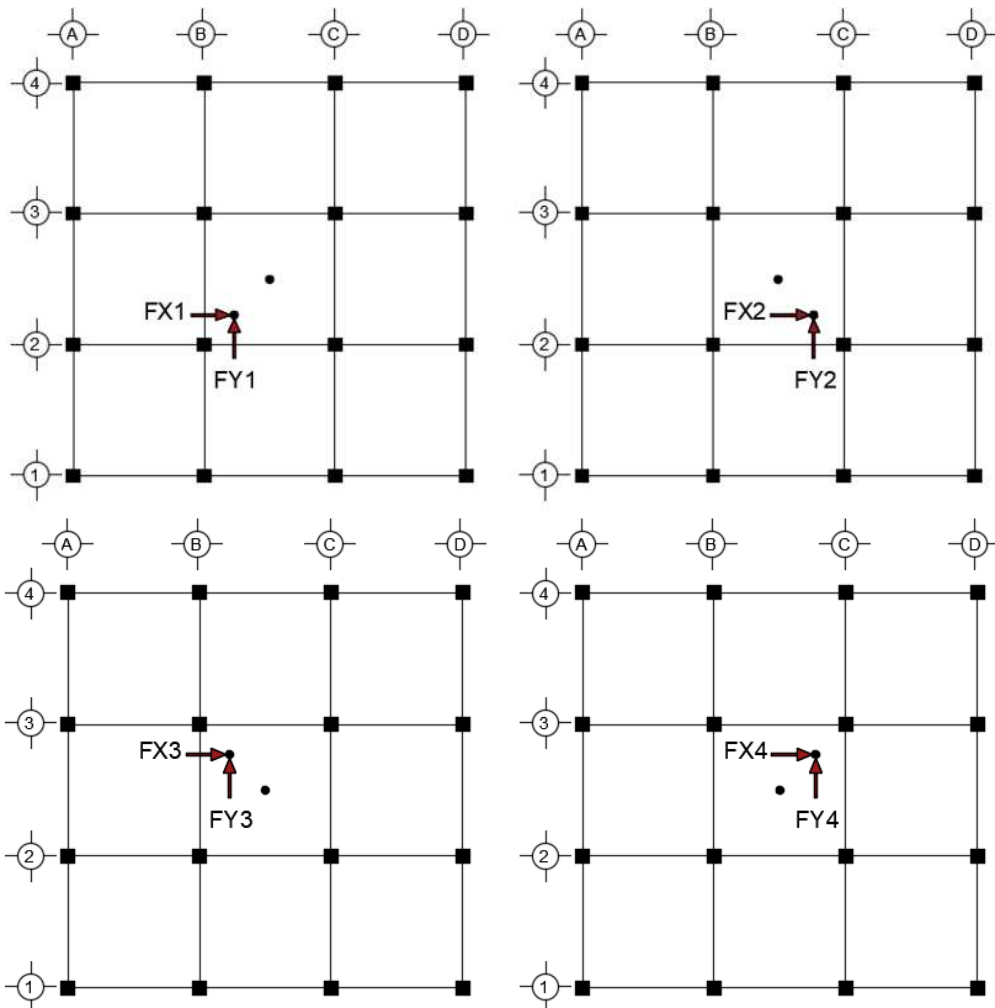


Figura 3.10 Estados de carga y su posición de aplicación

Con antedichos estados de carga se generaron 32 combinaciones conforme a la sección 8.7 NTCS-04 y la sección 2.4 NTCS-17 efectos bidireccionales. Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinaron tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada concepto. En la Tabla 3.22 se presenta las 32 combinaciones generadas.

Tabla 3.22 Combinación de cargas

| | | | |
|----|---------------------------------------|----|--------------------------------------|
| 1 | $1.1CM+1.1C_{Vins}+1.1FY1+0.33FX1$ | 17 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FY3+0.33FX3$ |
| 2 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FY1-0.33 FX1$ | 18 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FY3-0.33FX3$ |
| 3 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FY1+0.33 FX1$ | 19 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FY3+0.33FX3$ |
| 4 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FY1-0.33FX1$ | 20 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FY3-0.33FX3$ |
| 5 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FX1+0.33FY1$ | 21 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FX3+0.33FY3$ |
| 6 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FX1-0.33FY1$ | 22 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FX3-0.33FY3$ |
| 7 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FX1+0.33FY1$ | 23 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FX3+0.33FY3$ |
| 8 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FX1-0.33FY1$ | 24 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FX3-0.33FY3$ |
| 9 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FY2+0.33FX2$ | 25 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FY4+0.33FX4$ |
| 10 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FY2-0.33FX2$ | 26 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FY4-0.33FX4$ |
| 11 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FY2+0.33FX2$ | 27 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FY4+0.33FX4$ |
| 12 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FY2-0.33FX2$ | 28 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FY4-0.33FX4$ |
| 13 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FX2+0.33FY2$ | 29 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FX4+0.33FY4$ |
| 14 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FX2-0.33FY2$ | 30 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} +1.1FX4-0.33FY4$ |
| 15 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FX2+0.33FY2$ | 31 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FX4+0.33FY4$ |
| 16 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FX2-0.33FY2$ | 32 | $1.1CM+1.1 C_{Vins} -1.1FX4-0.33FY4$ |

donde, CM es la carga muerta y C_{Vins} es la carga viva instantánea.

3.8 REVISIÓN DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS PERMISIBLES

Una vez efectuado el análisis estático lineal se revisaron los desplazamientos laterales máximos para cada entrepiso de los tres grupos de edificios en estudio. El desplazamiento (Δ) será el que resulte del análisis multiplicado por el factor de comportamiento sísmico de acuerdo con la edición de la normativa 1976 y 2004. Sin embargo, la edición 2017 modifica sustancialmente la revisión de desplazamientos laterales, los cuales se deberán de revisar para los dos criterios de diseño siguientes: estado límite de seguridad contra colapso (γ_c) y limitación de daños ante sismos frecuentes (γ_d) calculados con las ecuaciones 3.8 y 3.9, respectivamente.

$$\gamma_c = \gamma_{max} QR \quad \text{Ec. 3.8}$$

$$\gamma_d = \gamma_{max} Q'K_s \quad \text{Ec. 3.9}$$

donde, Q y R se calculan con las ecuaciones 2.1 y 3.2, respectivamente, γ_{max} es la distorsión de entrepiso definida como la diferencia entre desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan entre la diferencia de elevaciones correspondientes y K_s se calcula con la ecuación 3.10

$$K_s = \begin{cases} 1/6; & \text{si } T_s < 0.5s \\ 1/(6-4(T_s-0.5)); & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ 1/4; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad \text{Ec. 3.10}$$

donde, T_s es el periodo dominante del sitio.

Los límites de desplazamientos laterales permisibles indicados en las NTCS edición 1976, 2004 y 2017 se describen a continuación:

- 1) NTCS-76; el desplazamiento máximo permisible es igual a 0.016 veces la diferencia correspondiente en elevación, donde los elementos no forman parte integral de la estructura.
- 2) NTCS-04; se establece como desplazamiento máximo 0.012 veces la diferencia de elevaciones suponiendo que no existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, en caso contrario el límite será 0.006.
- 3) NTCS-17; para el estado límite de seguridad contra colapso la distorsión permisible es igual a 0.03 para el caso en el que la estructura sea a base de marcos dúctiles y 0.02 cuando se cuente con un sistema dual (marcos y muros). Además, la distorsión permisible para el requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes es igual a 0.004 cuando los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables, en caso contrario será 0.002. Por otra parte, si se cuenta con la clasificación de *planta baja débil* el límite máximo para el primer entrepiso se define en 0.006.

Es preciso señalar que, el cálculo de la distorsión máxima para el cumplimiento de la condición de *planta baja débil* la respectiva norma no especifica si se determina con la ecuación 3.8 o 3.9.

En las Tablas siguientes se presentan los valores de desplazamiento laterales (Δ) y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas (γ_{max}) para los tres grupos de edificios y sus respectivas consideraciones de diseño.

Tabla 3.23 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios diseñados con las NTCS-76 y con $Q=4$

| Edificio | E4 | | E6 | | E8 | |
|----------|---------------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|
| | Δ (cm) | γ_{max} | Δ (cm) | γ_{max} | Δ (cm) | γ_{max} |
| 1 | 1.36 | 0.0121 | 1.12 | 0.01 | 0.87 | 0.0077 |
| 2 | 0.84 | 0.0110 | 0.83 | 0.0111 | 0.65 | 0.0087 |
| 3 | 0.67 | 0.0089 | 0.84 | 0.0112 | 0.67 | 0.0089 |
| 4 | 0.47 | 0.0063 | 0.74 | 0.0099 | 0.67 | 0.0089 |
| 5 | | | 0.56 | 0.0075 | 0.65 | 0.0087 |
| 6 | | | 0.35 | 0.0047 | 0.53 | 0.0071 |
| 7 | | | | | 0.4 | 0.0053 |
| 8 | | | | | 0.25 | 0.0033 |

Tabla 3.24 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios diseñados con las NTCS-76 y con $Q=6$

| Edificio | E4 | | E6 | | E8 | |
|----------|---------------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|
| | Δ (cm) | γ_{max} | Δ (cm) | γ_{max} | Δ (cm) | γ_{max} |
| 1 | 0.9 | 0.0120 | 0.95 | 0.0127 | 0.7 | 0.0093 |
| 2 | 0.56 | 0.0110 | 0.62 | 0.0124 | 0.48 | 0.0096 |
| 3 | 0.52 | 0.0104 | 0.63 | 0.0126 | 0.49 | 0.0098 |
| 4 | 0.34 | 0.0068 | 0.54 | 0.0108 | 0.49 | 0.0098 |
| 5 | | | 0.42 | 0.0084 | 0.47 | 0.0094 |
| 6 | | | 0.26 | 0.0052 | 0.38 | 0.0076 |
| 7 | | | | | 0.27 | 0.0054 |
| 8 | | | | | 0.19 | 0.0038 |

Tabla 3.25 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios considerando muros diafragma de mampostería diseñados con las NTCS-04

| Edificio | E4 | | E6 | | E8 | |
|----------|---------------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|
| | Δ (cm) | γ_{max} | Δ (cm) | γ_{max} | Δ (cm) | γ_{max} |
| 1 | 0.70 | 0.0047 | 0.80 | 0.0055 | 0.58 | 0.0039 |
| 2 | 0.33 | 0.0033 | 0.50 | 0.0050 | 0.58 | 0.0058 |
| 3 | 0.20 | 0.0020 | 0.40 | 0.0040 | 0.06 | 0.0060 |
| 4 | 0.12 | 0.0012 | 0.33 | 0.0033 | 0.57 | 0.0057 |
| 5 | | | 0.23 | 0.0023 | 0.50 | 0.0050 |
| 6 | | | 0.14 | 0.0014 | 0.40 | 0.0040 |
| 7 | | | | | 0.30 | 0.0030 |
| 8 | | | | | 0.21 | 0.0021 |

Tabla 3.26 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios sin considerar muros diafragma de mampostería diseñados con las NTCS-04

| Edificio | E4 | | E6 | | E8 | |
|----------|---------------|----------------|---------------|----------------|---------------|----------------|
| | Δ (cm) | γ_{max} | Δ (cm) | γ_{max} | Δ (cm) | γ_{max} |
| 1 | 0.88 | 0.0078 | 0.64 | 0.0057 | 0.64 | 0.0057 |
| 2 | 0.72 | 0.0096 | 0.78 | 0.0104 | 0.80 | 0.0107 |
| 3 | 0.65 | 0.0087 | 0.87 | 0.0116 | 0.88 | 0.0117 |
| 4 | 0.48 | 0.0064 | 0.87 | 0.0116 | 0.89 | 0.0119 |
| 5 | | | 0.78 | 0.0104 | 0.87 | 0.0116 |
| 6 | | | 0.67 | 0.0089 | 0.79 | 0.0105 |
| 7 | | | | | 0.75 | 0.0100 |
| 8 | | | | | 0.70 | 0.0093 |

Tabla 3.27 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los tres edificios considerando muros diafragma de mampostería no agrietados, diseñados con las NTCS-17

| Edificio | E4 | | | E6 | | | E8 | | |
|----------|---------------|------------|---------------|---------------|------------|---------------|---------------|------------|---------------|
| | Δ (cm) | γ_c | γ_{ld} | Δ (cm) | γ_c | γ_{ld} | Δ (cm) | γ_c | γ_{ld} |
| 1 | 0.92 | 0.0045 | 0.00113 | 1.02 | 0.0049 | 0.00120 | 0.51 | 0.0025 | 0.00061 |
| 2 | 0.20 | 0.0059 | 0.00088 | 0.32 | 0.0093 | 0.00160 | 0.38 | 0.0110 | 0.00192 |
| 3 | 0.12 | 0.0035 | 0.00053 | 0.22 | 0.0064 | 0.00108 | 0.36 | 0.0104 | 0.00182 |
| 4 | 0.06 | 0.0018 | 0.00026 | 0.19 | 0.0055 | 0.00093 | 0.32 | 0.0092 | 0.00162 |
| 5 | | | | 0.13 | 0.0038 | 0.00064 | 0.28 | 0.0081 | 0.00141 |
| 6 | | | | 0.07 | 0.0020 | 0.00034 | 0.22 | 0.0064 | 0.00111 |
| 7 | | | | | | | 0.16 | 0.0046 | 0.00081 |
| 8 | | | | | | | 0.10 | 0.0029 | 0.00050 |

Tabla 3.28 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas del edificio de 6 niveles considerando muros diafragma de mampostería agrietados, diseñado con las NTCS-17

| Edificio | E6 | | |
|----------|---------------|------------|---------------|
| | Δ (cm) | γ_c | γ_{ld} |
| 1 | 0.43 | 0.0021 | 0.00052 |
| 2 | 0.41 | 0.0119 | 0.00196 |
| 3 | 0.41 | 0.0119 | 0.00196 |
| 4 | 0.35 | 0.0102 | 0.00167 |
| 5 | 0.26 | 0.0076 | 0.00124 |
| 6 | 0.18 | 0.0052 | 0.00086 |

Tabla 3.29 Desplazamientos laterales y distorsiones máximas de entrepiso obtenidas de los edificios de 4 y 6 niveles sin considerar muros diafragma de mampostería, diseñados con las NTCS-17

| Edificio | E4 | | | E6 | | | |
|----------|---------|---------------|------------|---------------|---------------|------------|---------------|
| | Niveles | Δ (cm) | γ_c | γ_{ld} | Δ (cm) | γ_c | γ_{ld} |
| 1 | | 0.87 | 0.0167 | 0.0029 | 0.33 | 0.0092 | 0.0020 |
| 2 | | 0.75 | 0.0210 | 0.0038 | 0.44 | 0.0123 | 0.0026 |
| 3 | | 0.65 | 0.0187 | 0.0033 | 0.54 | 0.0151 | 0.0032 |
| 4 | | 0.44 | 0.0127 | 0.0023 | 0.58 | 0.0163 | 0.0035 |
| 5 | | | | | 0.56 | 0.0158 | 0.0034 |
| 6 | | | | | 0.52 | 0.0025 | 0.0006 |
| 7 | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | |

3.8.1 Secciones nominales

En las Tablas siguientes se muestran las secciones nominales de los edificios que satisfacen los requisitos normativos indicados en las ediciones 1976, 2004 y 2017.

Tabla 3.30 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios diseñados con las NTCS-76 y con un $Q=4$

| Nivel | E4 | | E6 | | E8 | |
|-------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|
| | Columnas (cm) | Vigas (cm) | Columnas (cm) | Vigas (cm) | Columnas (cm) | Vigas (cm) |
| 1 | 45x45 | 30x55 | 55x55 | 30x60 | 65x65 | 40x70 |
| 2 | 45x45 | 30x55 | 55x55 | 30x60 | 65x65 | 40x70 |
| 3 | 40x40 | 30x45 | 55x55 | 30x55 | 65x65 | 40x70 |
| 4 | 40x40 | 30x45 | 50x50 | 30x55 | 60x60 | 40x60 |
| 5 | | | 50x50 | 30x50 | 60x60 | 40x60 |
| 6 | | | 50x50 | 30x50 | 60x60 | 40x60 |
| 7 | | | | | 55x55 | 40x55 |
| 8 | | | | | 55x55 | 40x55 |

Tabla 3.31 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios diseñados con las NTCS-76 y con un Q=6

| Nivel | E4 | | E6 | | E8 | |
|-------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|
| | 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 3.32 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios con muros diafragma de mampostería diseñados con las NTCS-04

| Nivel | E4 | | E6 | | E8 | |
|-------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|
| | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) |
| 1 | 80x80 | 40x70 | 90x90 | 40x75 | 125x125 | 40x85 |
| 2 | 80x80 | 30x40 | 80x80 | 30x50 | 125x125 | 30x55 |
| 3 | 75x75 | 30x40 | 80x80 | 30x50 | 125x125 | 30x55 |
| 4 | 75x75 | 30x40 | 70x70 | 30x50 | 115x115 | 30x55 |
| 5 | | | 70x70 | 30x50 | 115x115 | 30x50 |
| 6 | | | 70x70 | 30x50 | 115x115 | 30x50 |
| 7 | | | | | 105x105 | 30x50 |
| 8 | | | | | 105x105 | 30x50 |

Tabla 3.33 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios sin muros diafragma de mampostería diseñados con las NTCS-04

| Nivel | E4 | | E6 | | E8 | |
|-------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|
| | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) |
| 1 | 65x65 | 40x70 | 85x85 | 40x75 | 110x110 | 40x85 |
| 2 | 65x65 | 40x65 | 85x85 | 40x75 | 110x110 | 40x85 |
| 3 | 60x60 | 40x65 | 85x85 | 40x65 | 110x110 | 40x85 |
| 4 | 60x60 | 40x55 | 80x80 | 40x65 | 105x105 | 40x80 |
| 5 | | | 80x80 | 40x55 | 105x105 | 40x80 |
| 6 | | | 80x80 | 40x55 | 105x105 | 40x80 |
| 7 | | | | | 100x100 | 40x55 |
| 8 | | | | | 100x100 | 40x55 |

Tabla 3.34 Secciones nominales obtenidas de los tres edificios con muros diafragma de mampostería no agrietados, diseñados con las NTCS-17

| Nivel | E4 | | E6 | | E8 | |
|-------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|------------|
| | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) |
| 1 | 70x70 | 40x70 | 80x80 | 40x75 | 110x110 | 50x80 |
| 2 | 60x60 | 30x50 | 70x70 | 35x60 | 100x100 | 35x65 |
| 3 | 60x60 | 30x50 | 70x70 | 35x60 | 100x100 | 35x65 |
| 4 | 60x60 | 30x50 | 60x60 | 35x55 | 100x100 | 35x65 |
| 5 | | | 60x60 | 35x55 | 90x90 | 35x60 |
| 6 | | | 60x60 | 35x55 | 90x90 | 35x60 |
| 7 | | | | | 90x90 | 35x60 |
| 8 | | | | | 90x90 | 35x55 |

Tabla 3.35 Secciones nominales obtenidas para el edificio de 6 niveles con muros diafragma de mampostería agrietados, diseñado con las NTCS-17

| Nivel | E6 | |
|-------|---------------|------------|
| | Columnas (cm) | Vigas (cm) |
| 1 | 115x115 | 40x75 |
| 2 | 105x105 | 35x60 |
| 3 | 105x105 | 35x60 |
| 4 | 95x95 | 35x60 |
| 5 | 95x95 | 35x60 |
| 6 | 95x95 | 35x60 |

Tabla 3.36 Secciones nominales obtenidas para el edificio de 4 y 6 niveles sin muros diafragma de mampostería, diseñado con las NTCS-17

| Nivel | E4 | | E6 | |
|-------|---------------|------------|---------------|------------|
| | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) | Columnas (Cm) | Vigas (Cm) |
| 1 | 75x75 | 40x70 | 100x100 | 40x80 |
| 2 | 75x75 | 40x65 | 100x100 | 35x75 |
| 3 | 70x70 | 40x65 | 100x100 | 35x75 |
| 4 | 70x70 | 40x55 | 90x90 | 35x75 |
| 5 | | | 90x90 | 35x60 |
| 6 | | | 90x90 | 35x60 |
| 7 | | | | |
| 8 | | | | |

3.9 DISEÑO DE COLUMNAS Y VIGAS

Se diseñaron las vigas y columnas de los grupos de edificios que se contemplan en la presente tesis, de tal manera que cumplan con los criterios de estructuras dúctiles indicados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC) en sus ediciones 1976 (NTCC-76), 2004 (NTCC-04) y 2017 (NTCC-17). En seguida se plantean, los criterios que se consideraron en el diseño de vigas:

- 1) CRITERIOS GEOMÉTRICOS. El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo; La relación entre el peralte y el ancho no será mayor de 3; y el ancho de la viga no será menor de 25 cm, ni excederá 0.75 veces el ancho de las columnas a las que llega.
- 2) CRITERIOS DE REFUERZO LONGITUDINAL. En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior, en ambos lechos las barras se consideraron corridas; El momento resistente positivo en el paño de la unión viga–columna no será menor que la mitad del momento resistente negativo suministrado en esa sección; y Se formaron paquetes de dos barras con el refuerzo longitudinal.
- 3) CRITERIOS DE FUERZA CORTANTE. El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo; La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes: $0.25d$; Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada; 24 veces el diámetro de la barra del estribo; o 30 cm.

Cabe destacar, que Inicialmente se asumió que las vigas se comportan como sección Tee. Sin embargo, la fuerza de compresión necesaria para el equilibrio se desarrolla dentro del patín, es decir; el eje neutro se desarrolla dentro del patín. Por ello, se optó en diseñar las vigas como sección rectangular para los momentos positivos y negativos.

Las columnas fueron diseñadas de sección rectangular, con ayuda de diagramas de interacción de secciones típicas (González y Robles, 2005). Para fines comparativos, también se elaboraron diagramas de interacción propios de cada tipo de columna, con la ayuda de la herramienta *section designer* incluida en software comercial *ETABS* (2016). A continuación, se presenta los criterios considerados en el diseño de las columnas:

- 1) CRITERIOS GEOMÉTRICOS. La dimensión transversal mínima no será menor que 30 cm; El área bruta de la sección, no será menor que la fuerza axial de diseño entre 0.5

de $f'c$ para toda combinación de carga; y la relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15.

- 2) RESISTENCIA MÍNIMA A FLEXIÓN. determinada como la suma al paño del nudo de los momentos resistentes de las columnas que llegan a ese nudo sean mayor o igual a uno punto cinco veces la suma al paño del nudo de los momentos resistentes de las vigas que llegan al nudo, a excepción de los nudos de azotea.
- 3) REFUERZO LONGITUDINAL. La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 0.01, ni mayor que 0.04; Sólo se permitirá formar paquetes de dos barras; y cuando un cambio de sección de una columna obliga a doblar sus barras longitudinales en una junta, la pendiente de la porción inclinada de cada barra respecto al eje de columna no excederá de 1 a 6.

Para ambos elementos estructurales, se revisó que, el refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante.

Finalmente, en la Figura siguiente se ilustra la clasificación adquirida de los tipos de columnas y vigas para cada uno de los niveles de los tres grupos de edificios en estudio.

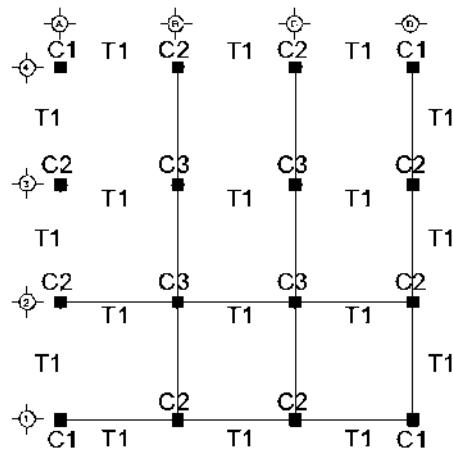


Figura 3.11 Clasificación adquirida de columnas (C) y vigas (T)

3.9.1 Armado de vigas y columnas de los edificios diseñados con la normatividad de 1976

En las Figuras 3.12 y 3.13 se ilustra el armado de vigas y columnas obtenidas para el edificio de 4 niveles, con un Q igual a 6 y 4, respectivamente.

- Q igual a 6

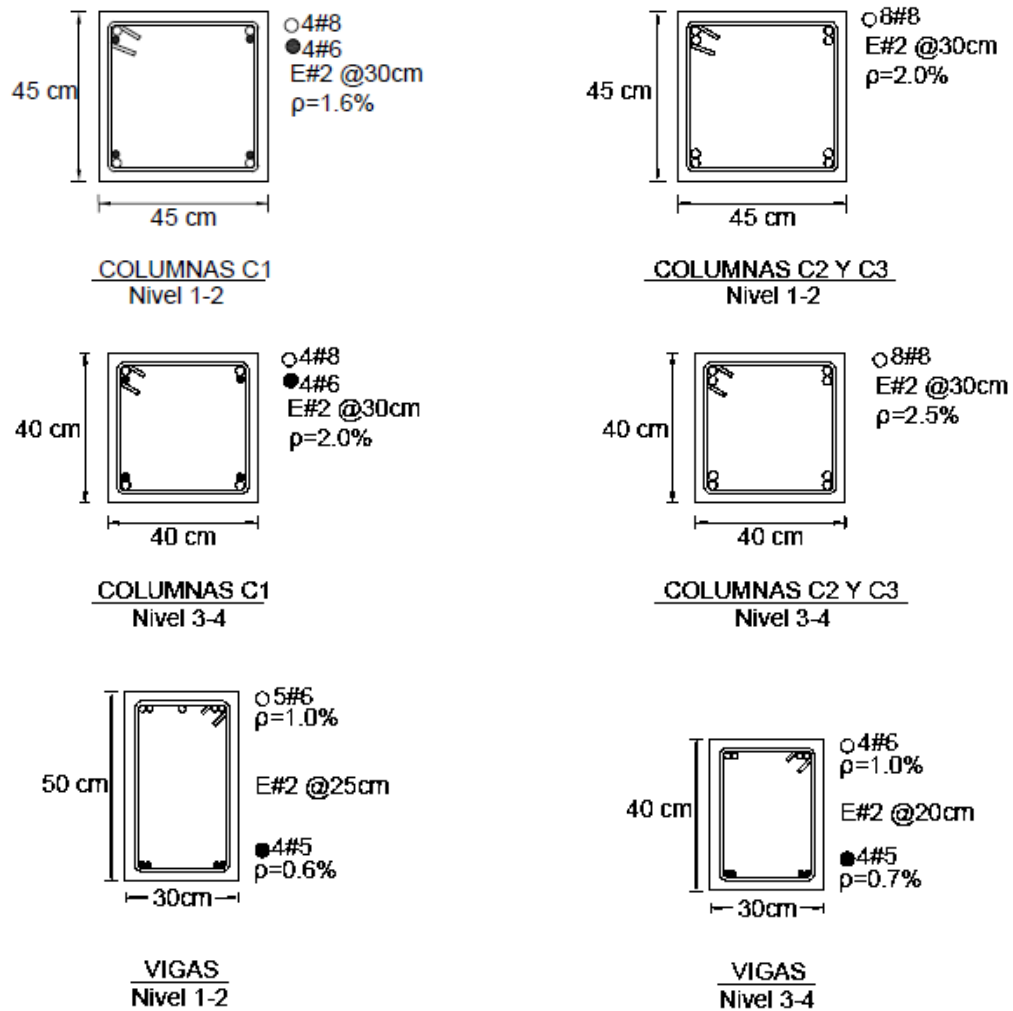
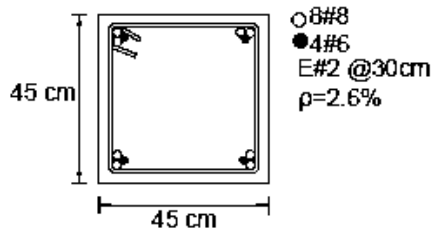
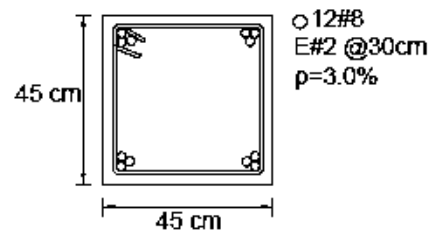


Figura 3.12 Armado de vigas y columnas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 6

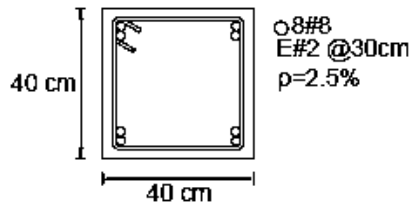
- Q igual a 4



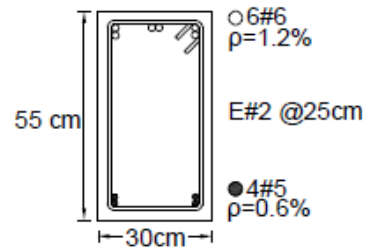
COLUMNAS C1
Nivel 1-2



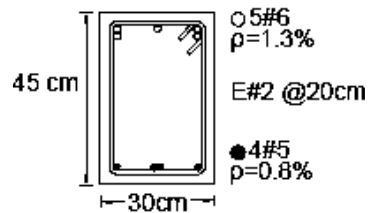
COLUMNAS C2 Y C3
Nivel 1-2



COLUMNAS C1, C2 Y C3
Nivel 3-4



VIGAS
Nivel 1-2



VIGAS
Nivel 3-4

Figura 3.13 Armado de vigas y columnas del edificio de 4 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 4

Asimismo, en las Figuras siguientes se presenta el armado de columnas y vigas obtenidas para el edificio de 6 niveles empleando Q igual a 4 y 6

- Q igual a 6

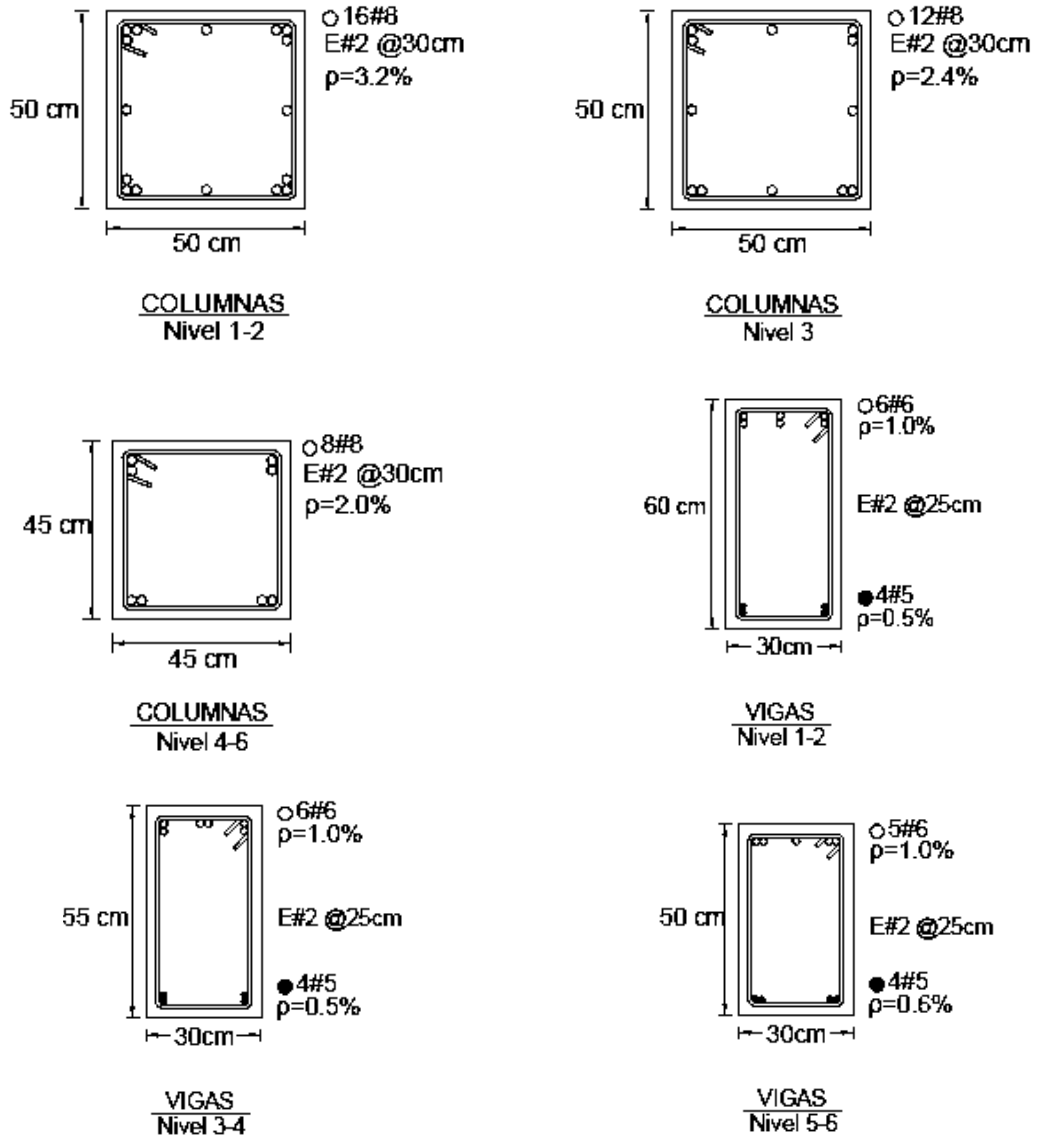


Figura 3.14 Armado de vigas y columnas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 6

- Q igual a 4

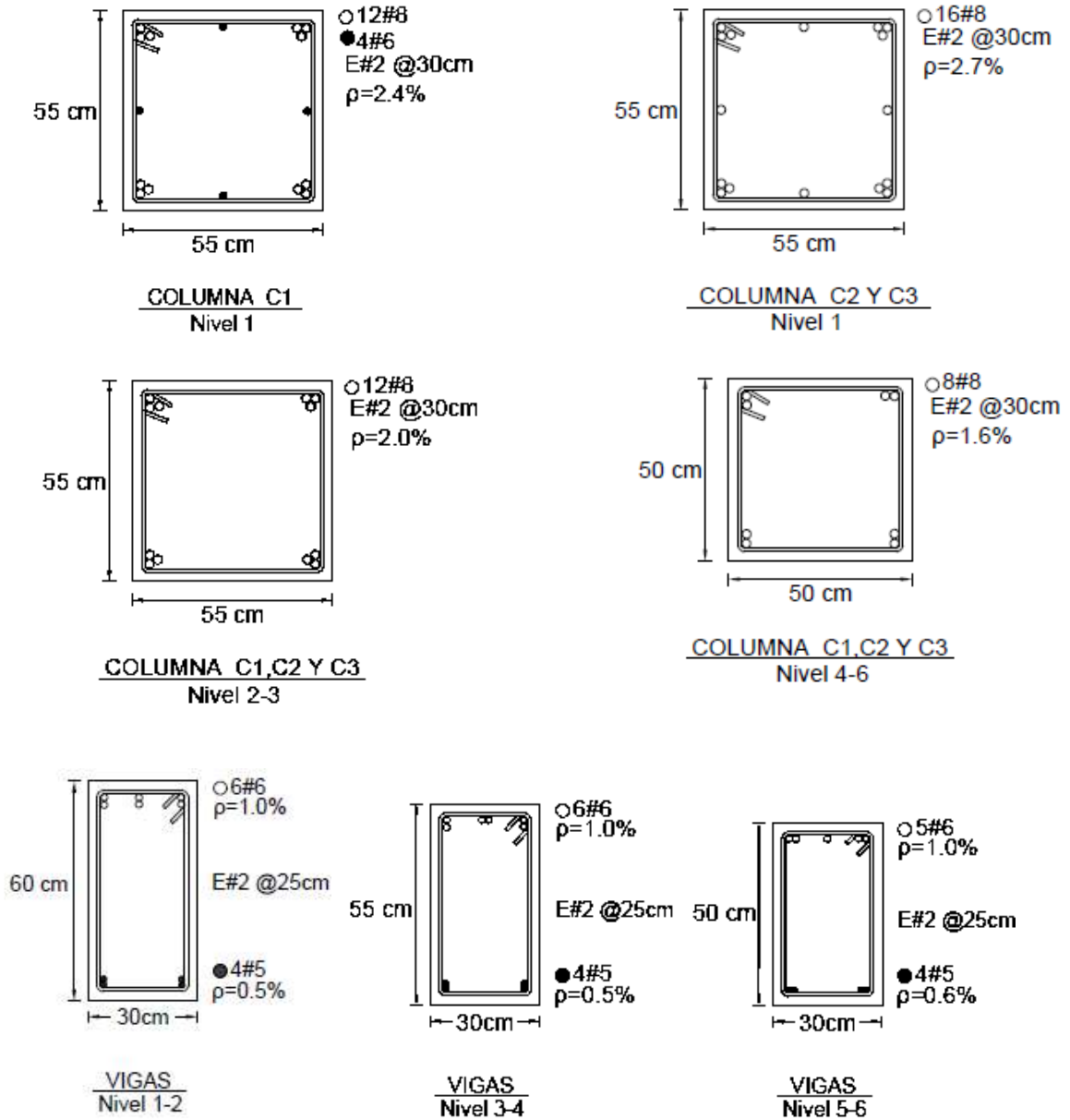


Figura 3.15 Armado de vigas y columnas del edificio de 6 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 4

Vigas y columnas obtenidas para el edificio de 8 niveles usando Q igual a:

- Q igual a 6

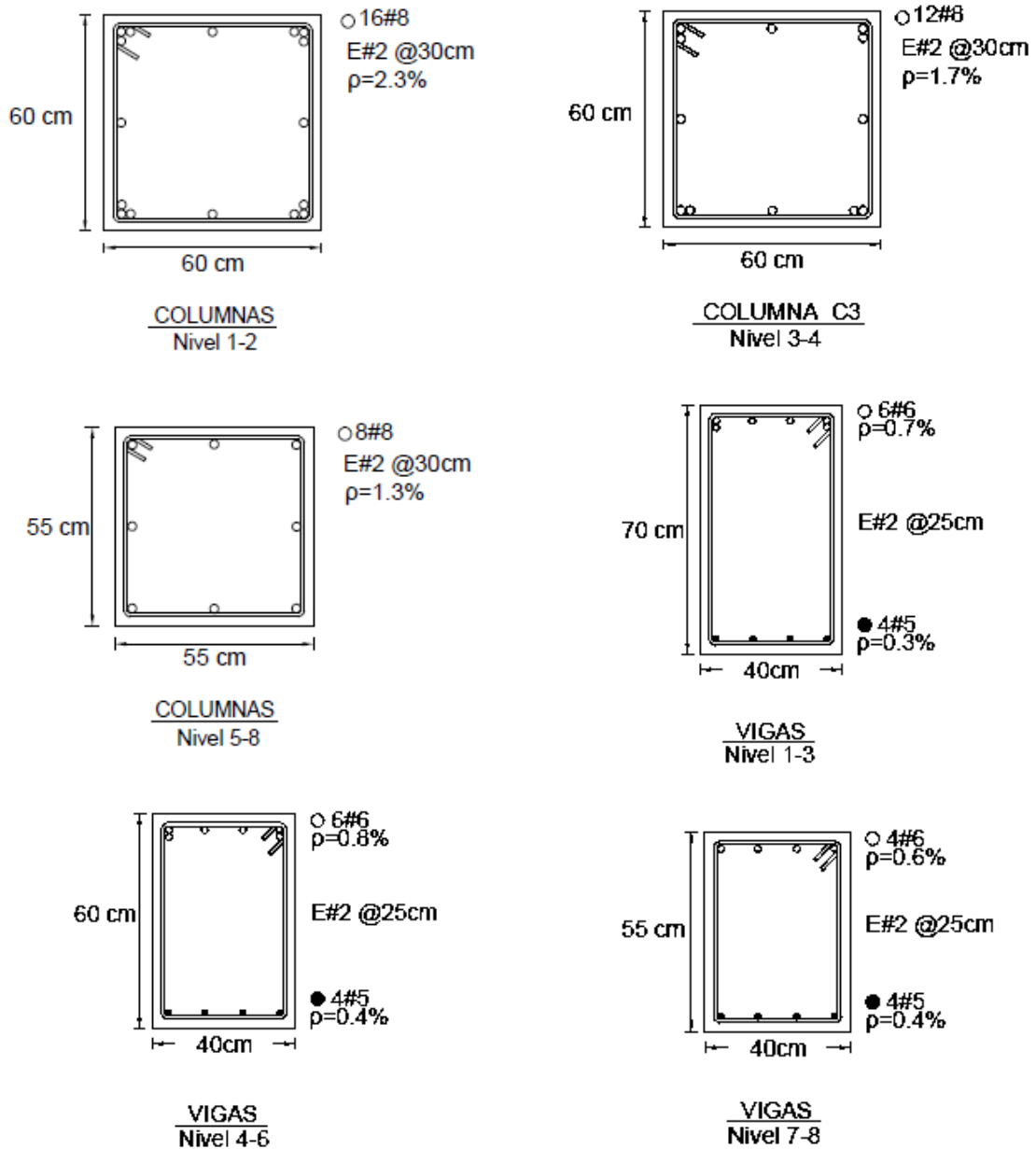
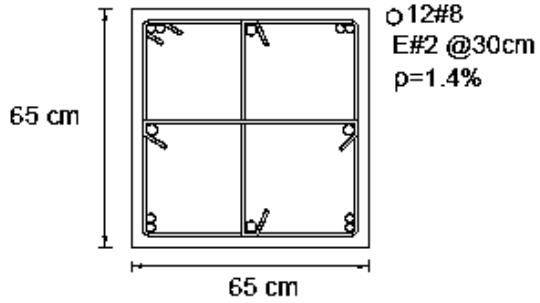
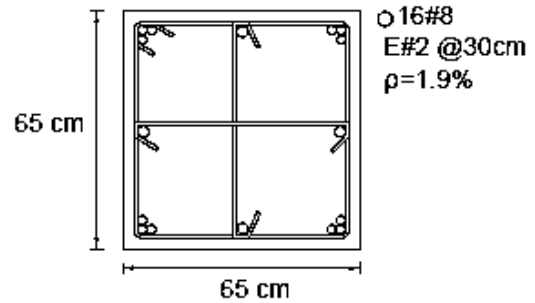


Figura 3.16 Armado de vigas y columnas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 6

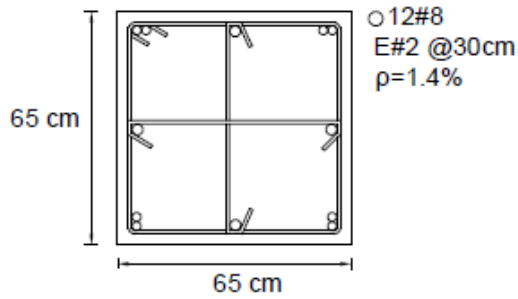
- Q igual a 4



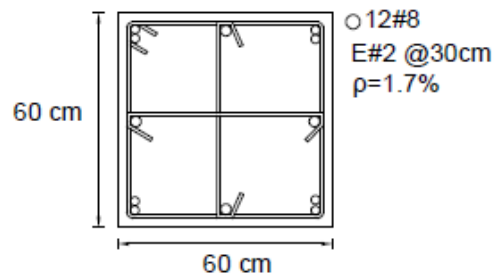
COLUMNAS C1 Y C2
Nivel 1-2



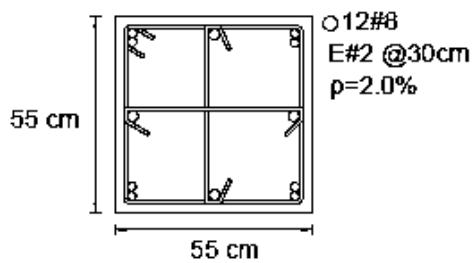
COLUMNAS C3
Nivel 1-2



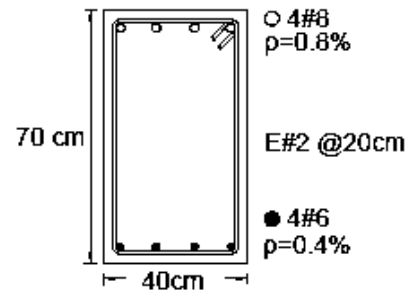
COLUMNAS
Nivel 3



COLUMNAS
Nivel 4-6



COLUMNAS
Nivel 7-8



VIGAS
Nivel 1-3

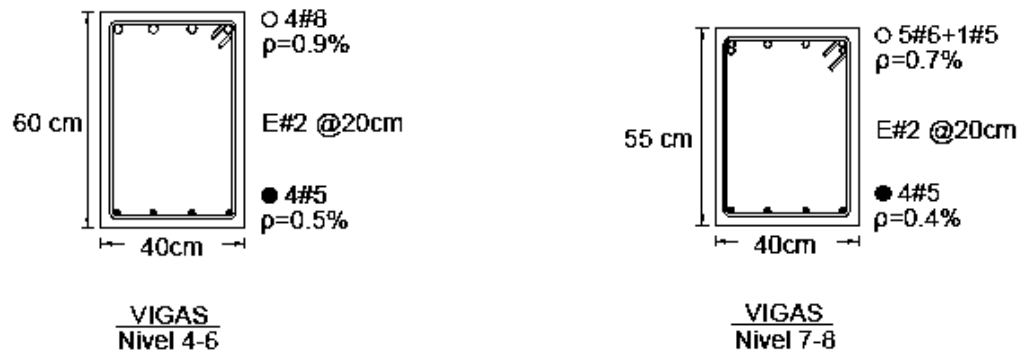
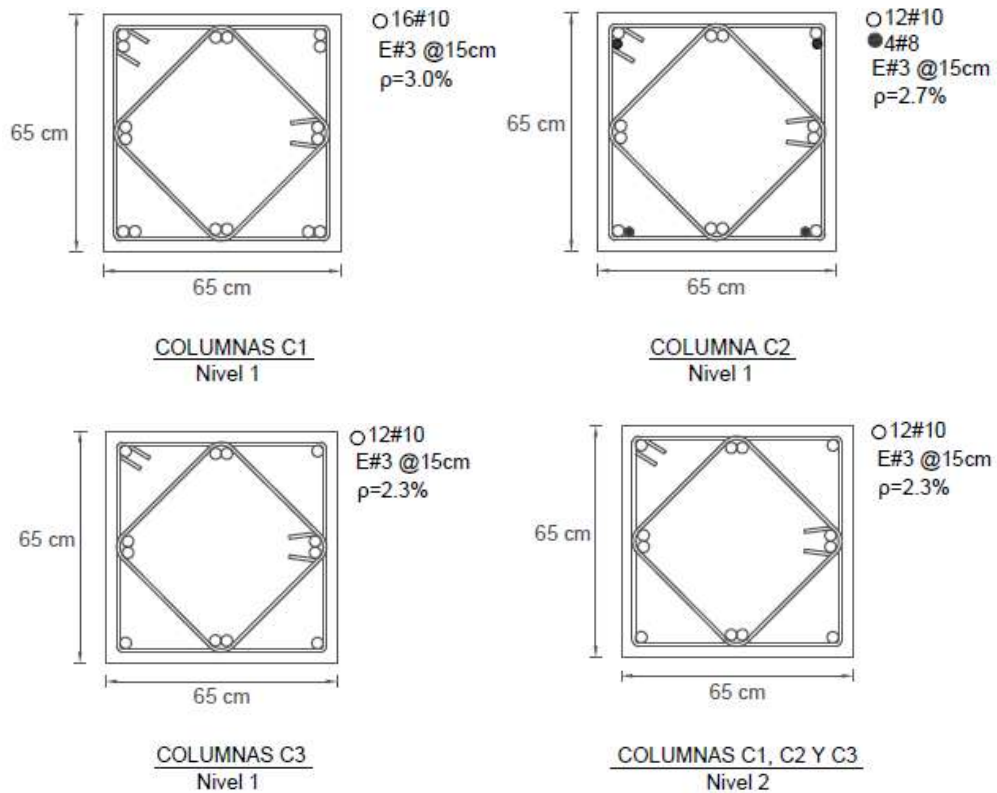


Figura 3.17 Armado de vigas y columnas del edificio de 8 niveles diseñado con las NTCS-76 con un Q igual a 4

3.9.2 Armado de vigas y columnas de los edificios diseñados con la normativa 2004

A continuación, se ilustran las columnas obtenidas para el edificio de 4 niveles cuyo sistema estructural es a base de:

- Marcos dúctiles



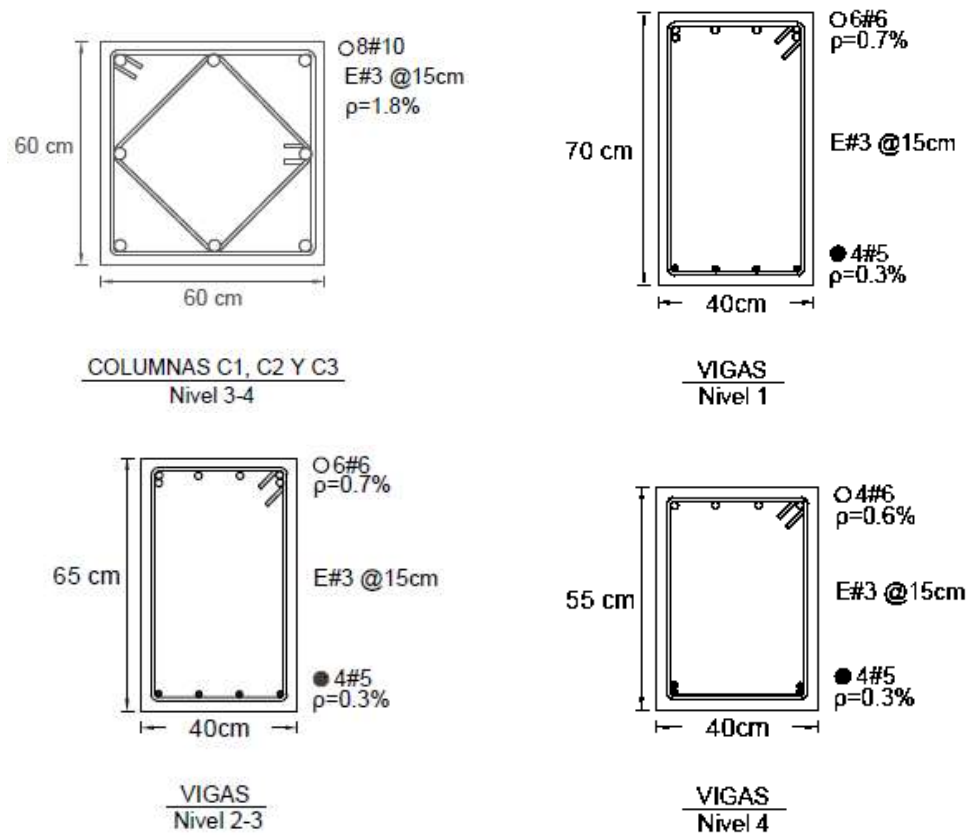
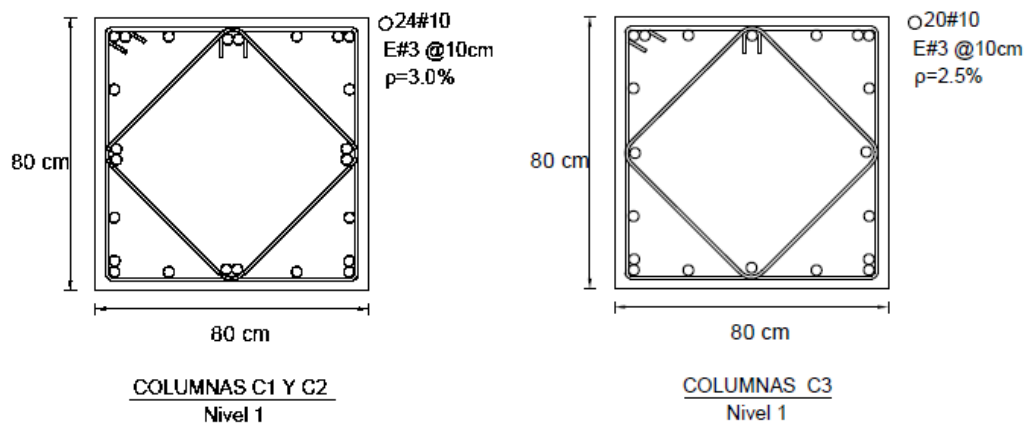


Figura 3.18 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 4 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles

- Marcos dúctiles con muros diafragma de mampostería.



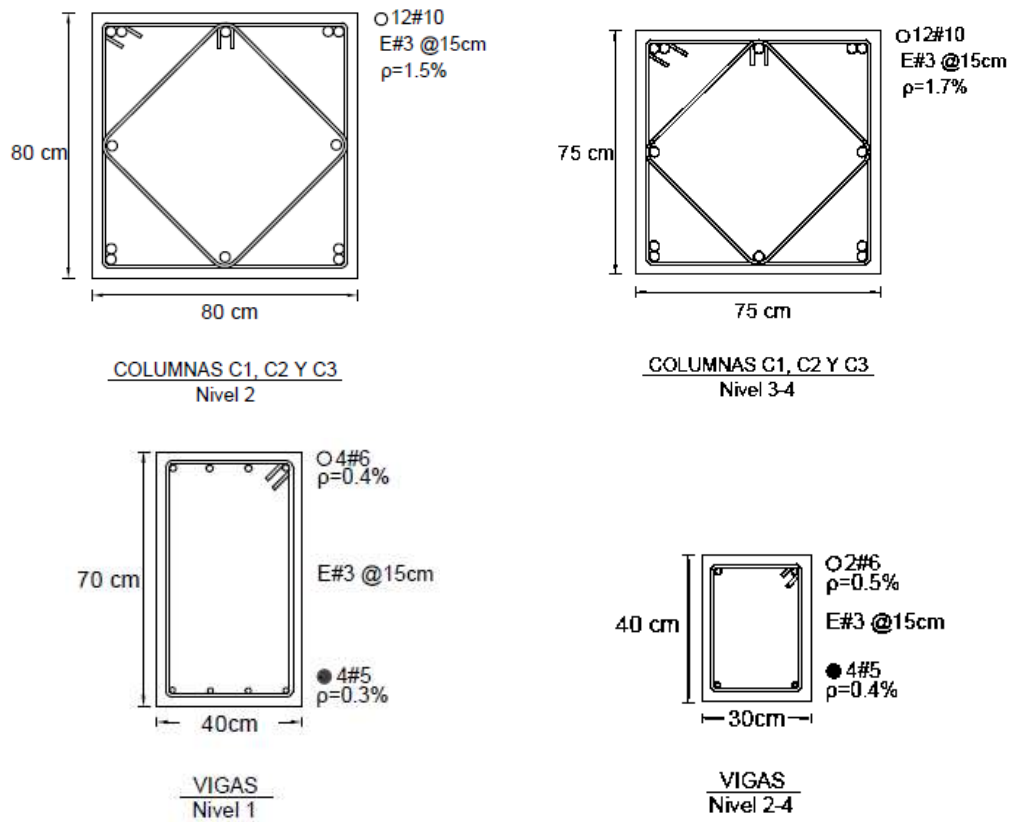
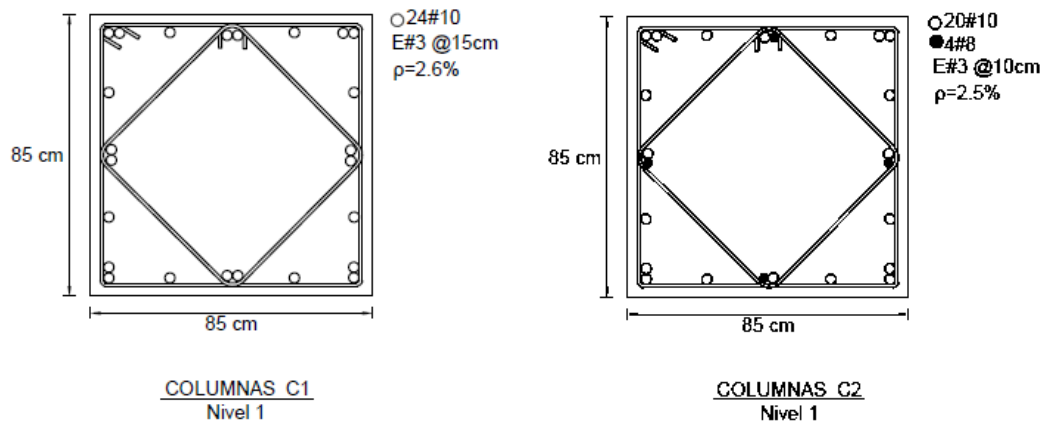


Figura 3.19 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 4 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles y muros diafragma

Edificio de 6 niveles cuyo sistema estructural es a base de:

- Marcos dúctiles



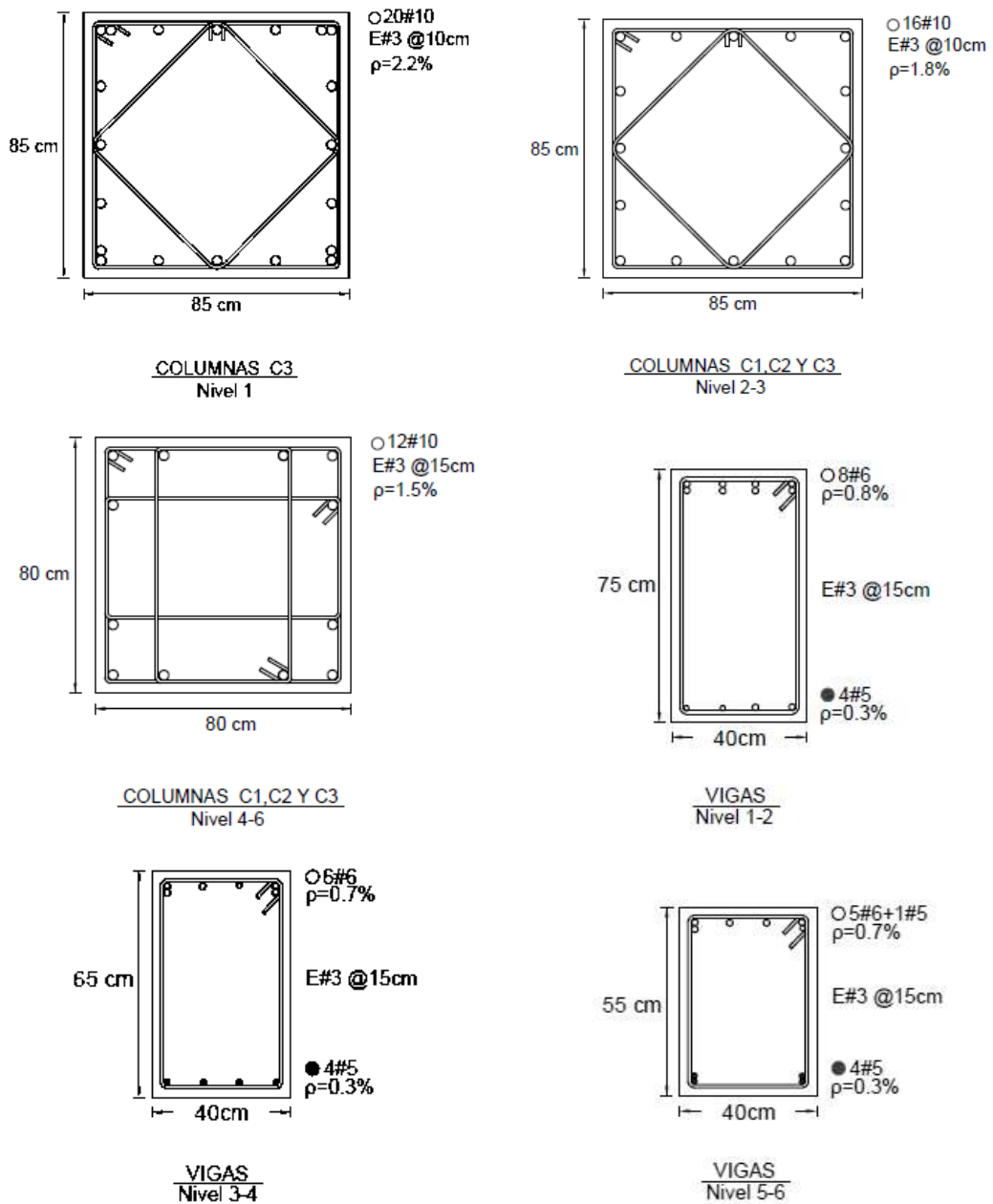


Figura 3.20 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 6 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles

- Marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería

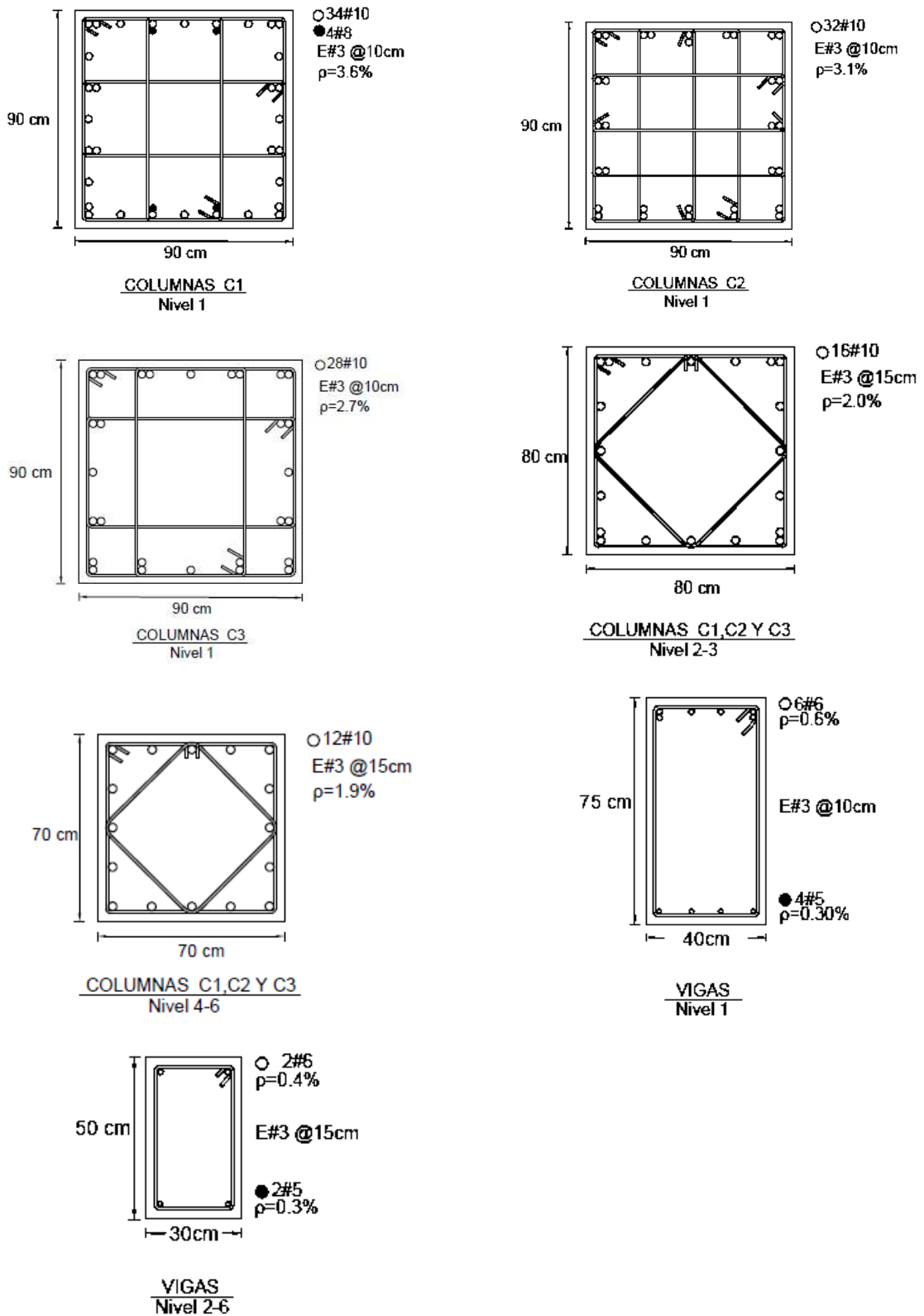
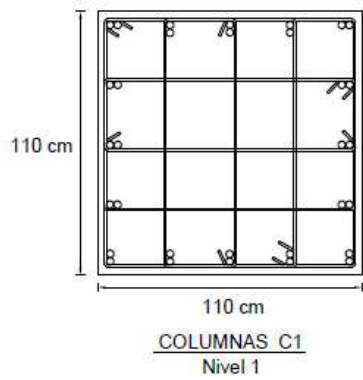


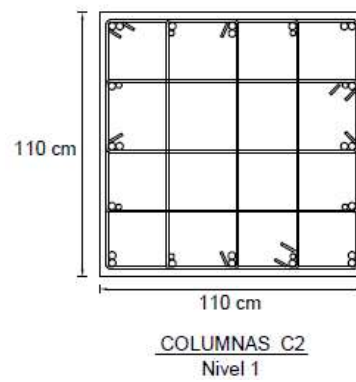
Figura 3.21 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 6 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles y muros diafragma

Edificio de 8 niveles con diferente sistema estructural:

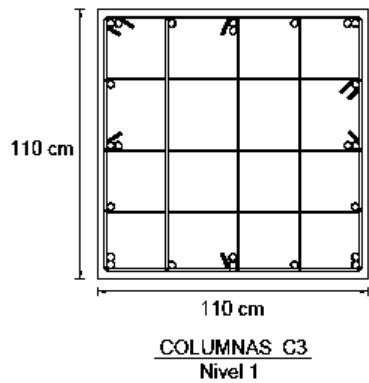
- Marcos dúctiles



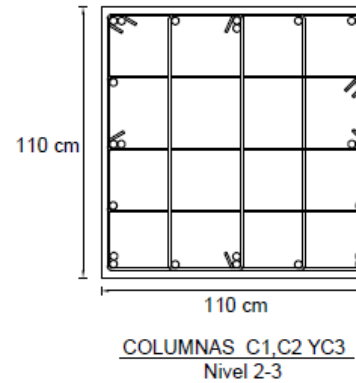
○32#10
E#3 @10cm
 $\rho=2.1\%$



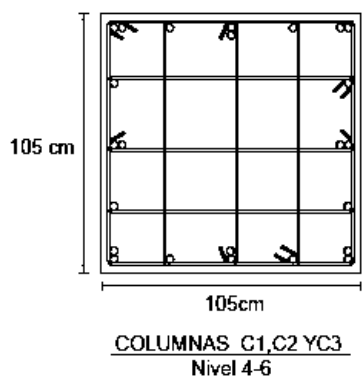
○24#10
●8#8
E#3 @10cm
 $\rho=1.9\%$



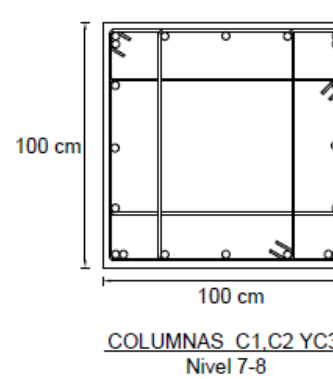
○24#10
E#3 @10cm
 $\rho=1.6\%$



○24#10
E#3 @10cm
 $\rho=1.6\%$



○24#10
E#3 @15cm
 $\rho=1.7\%$



○20#10
E#3 @15cm
 $\rho=1.6\%$

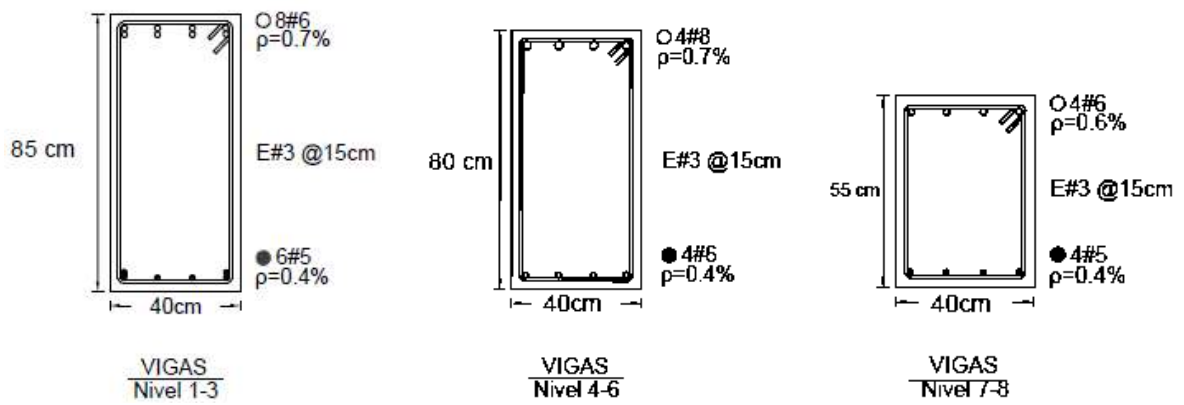
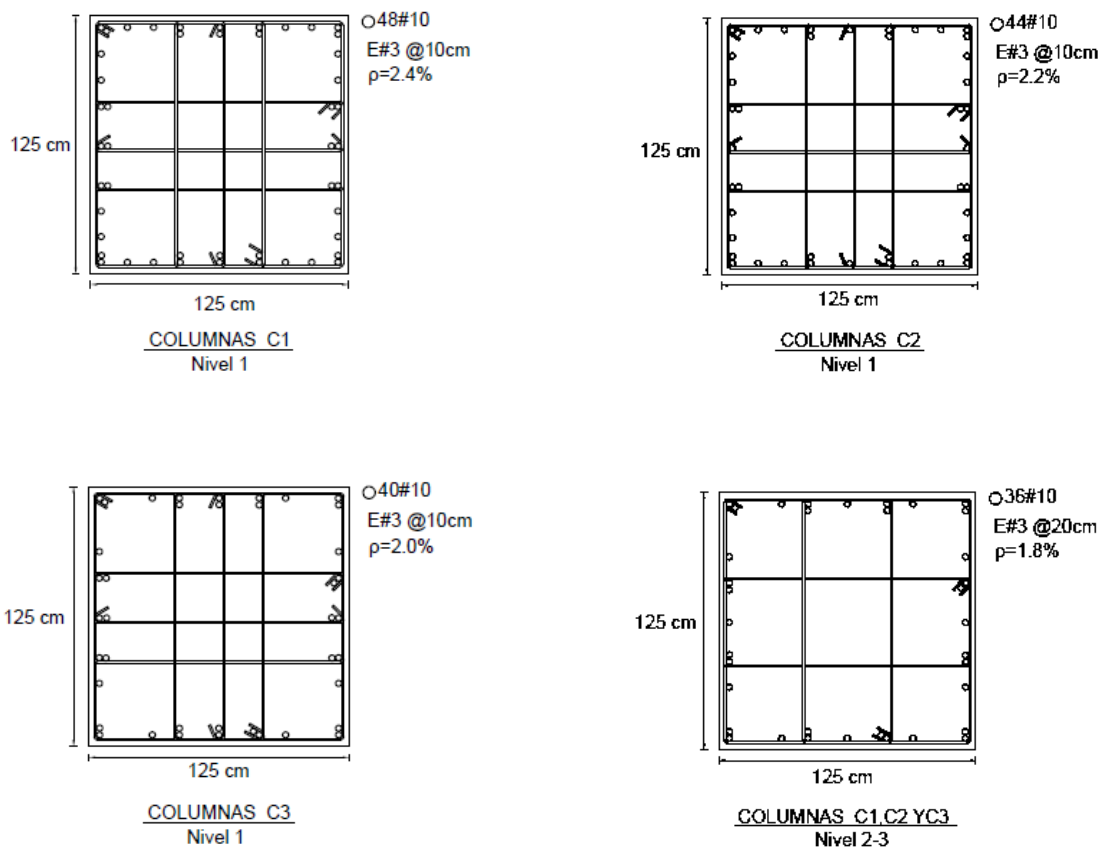


Figura 3.22 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 8 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles

- Marcos dúctiles y muros diafragma de amapostería



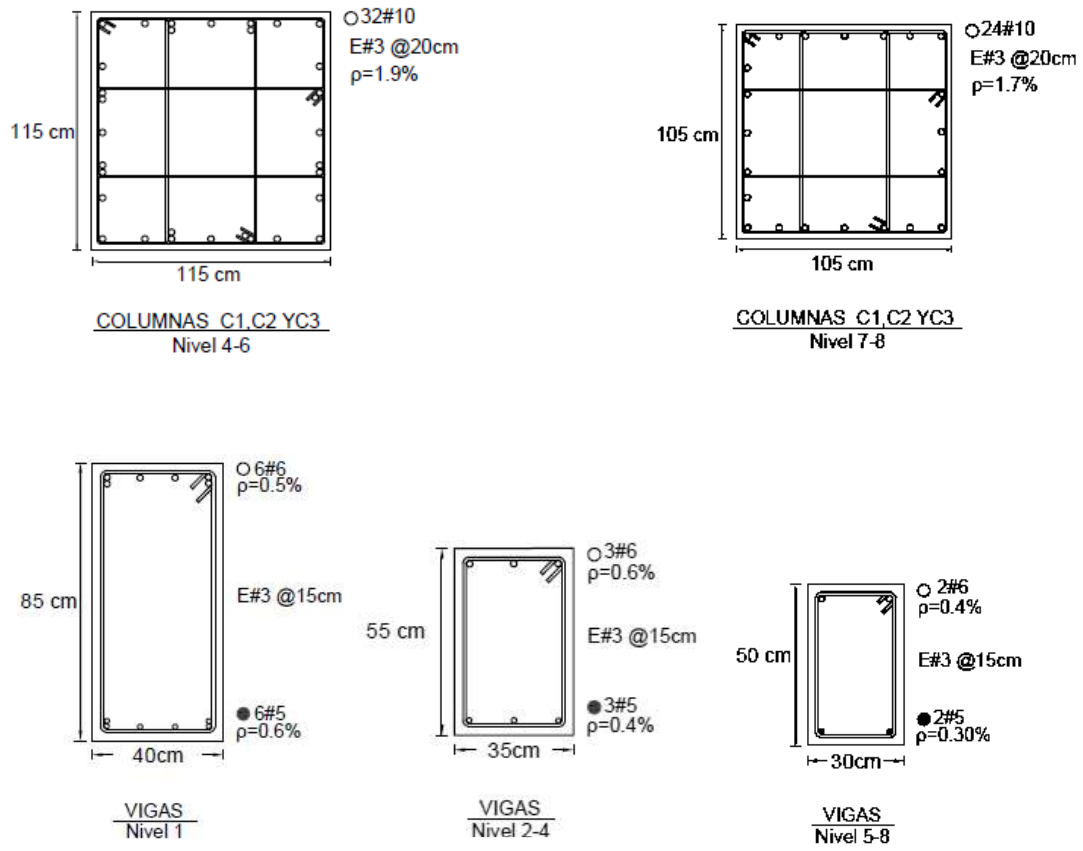


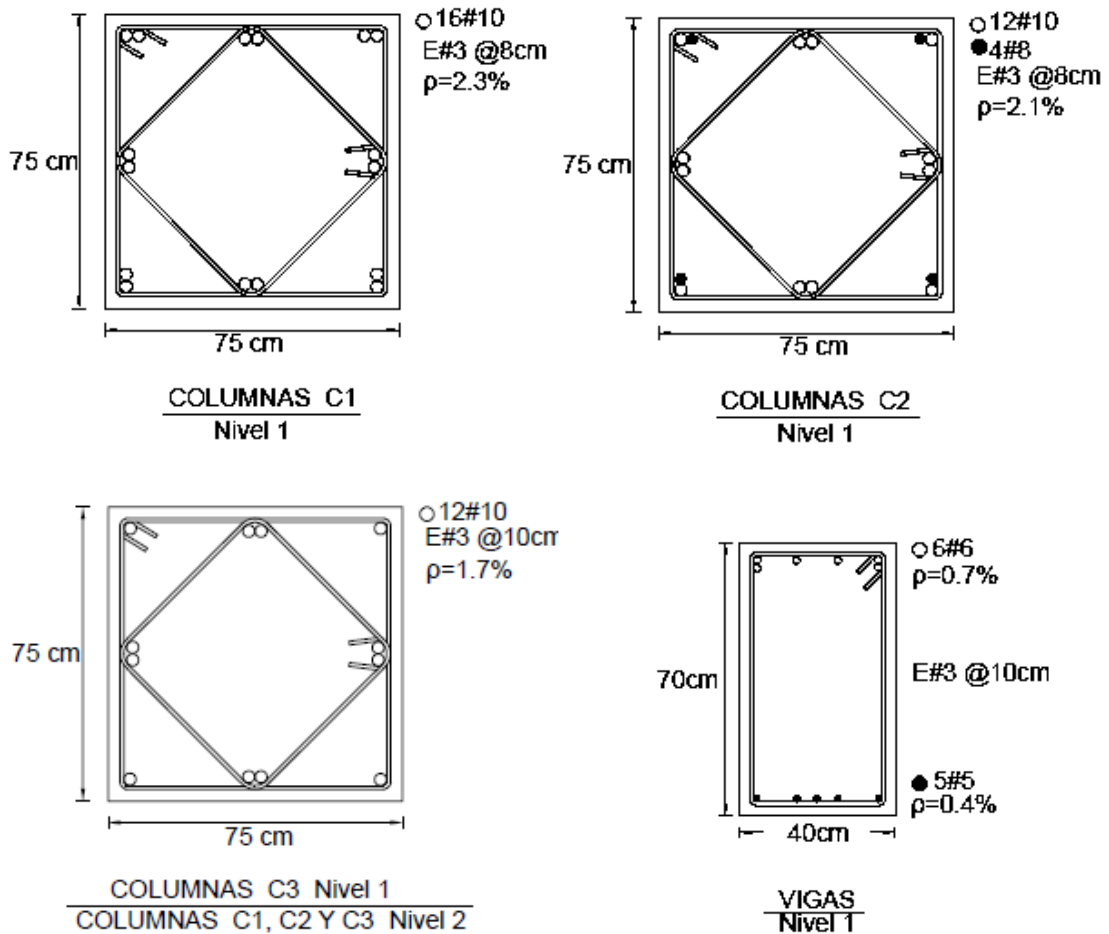
Figura 3.23 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-04 para el edificio de 8 niveles con un sistema estructural a base de marcos dúctiles y muros diafragma

3.9.3 Armado de vigas y columnas de los edificios diseñados con la normativa 2017

En las Figuras siguientes se ilustran las secciones finales y sus respectivos armados para los tres edificios en estudio y los diferentes casos de análisis.

Edificio de 4 niveles cuyo sistema estructural consiste en:

- Marcos dúctiles



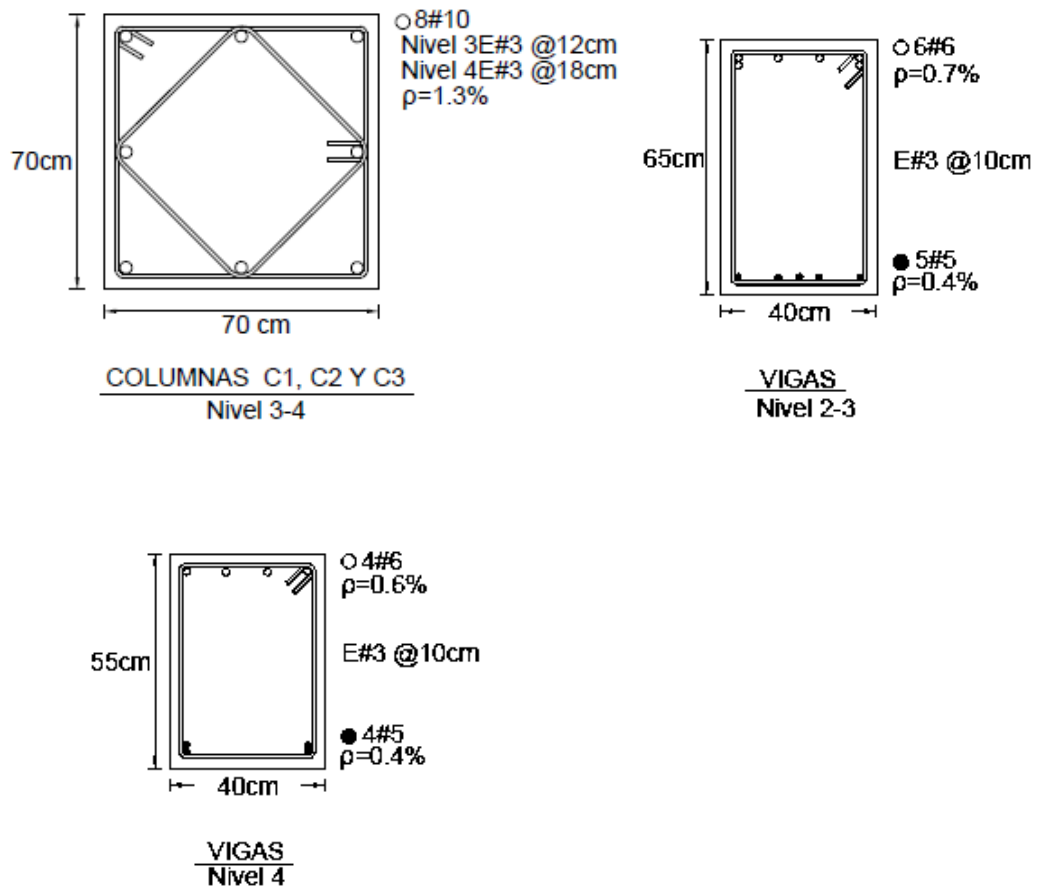
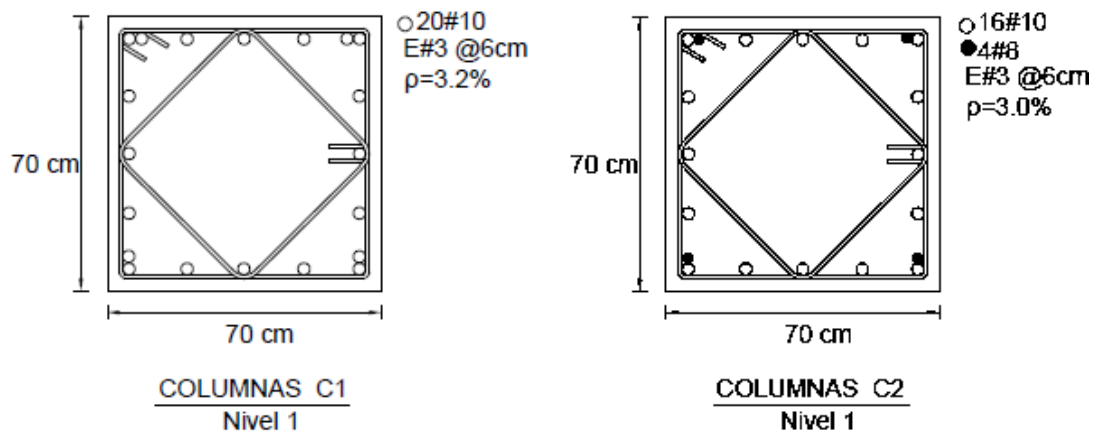


Figura 3.24 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 4 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles

- Marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería



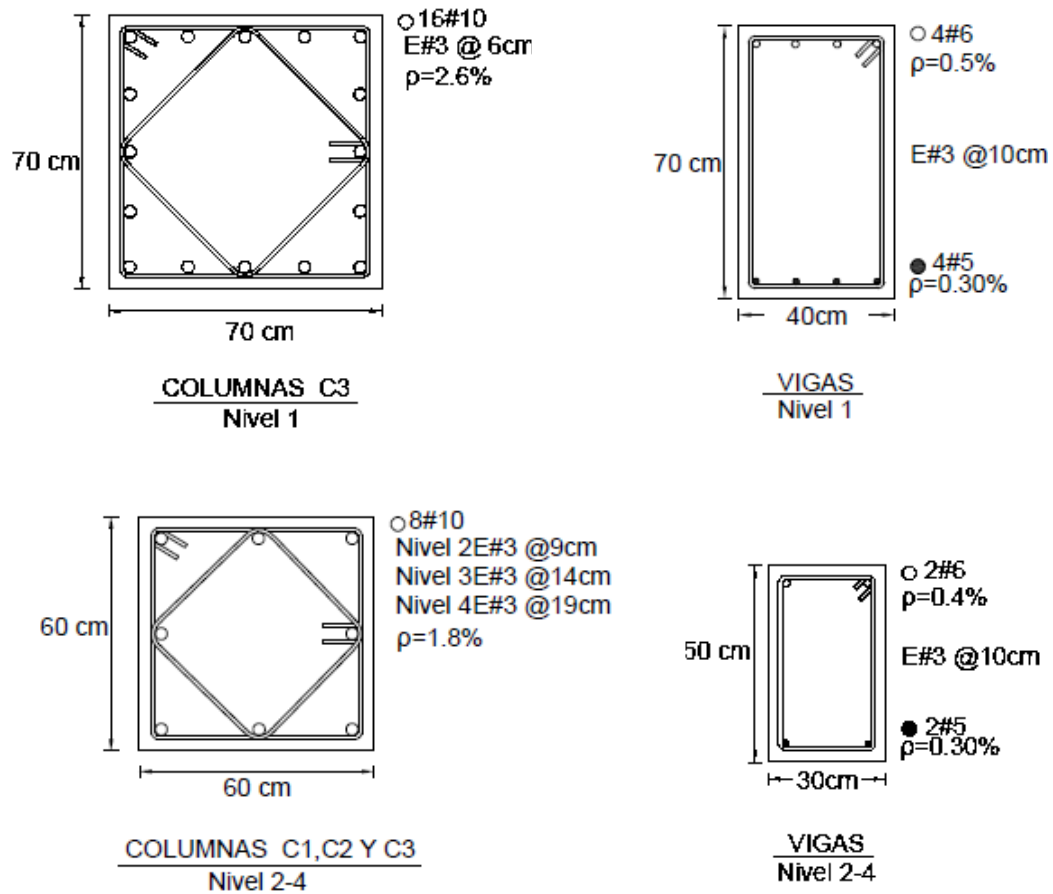
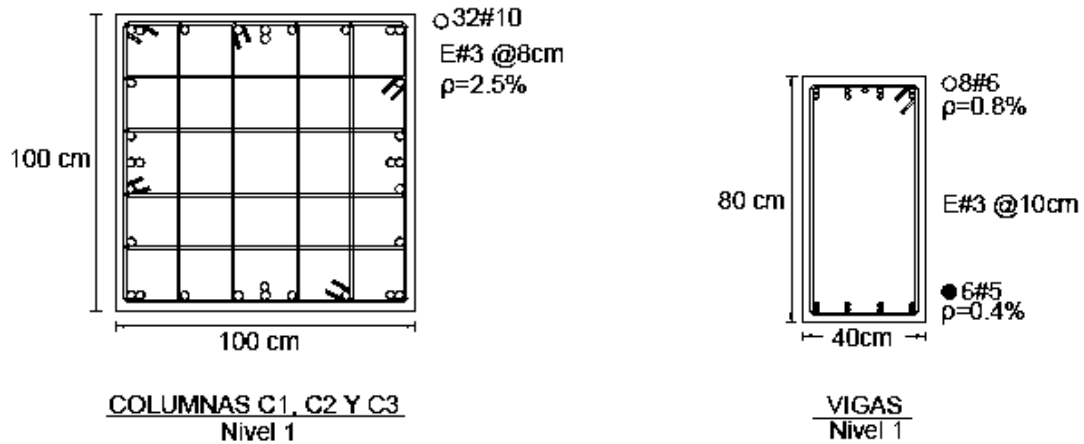


Figura 3.25 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 4 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería

Edificio de 6 niveles cuyo sistema estructural es a base de:

- Marcos dúctiles



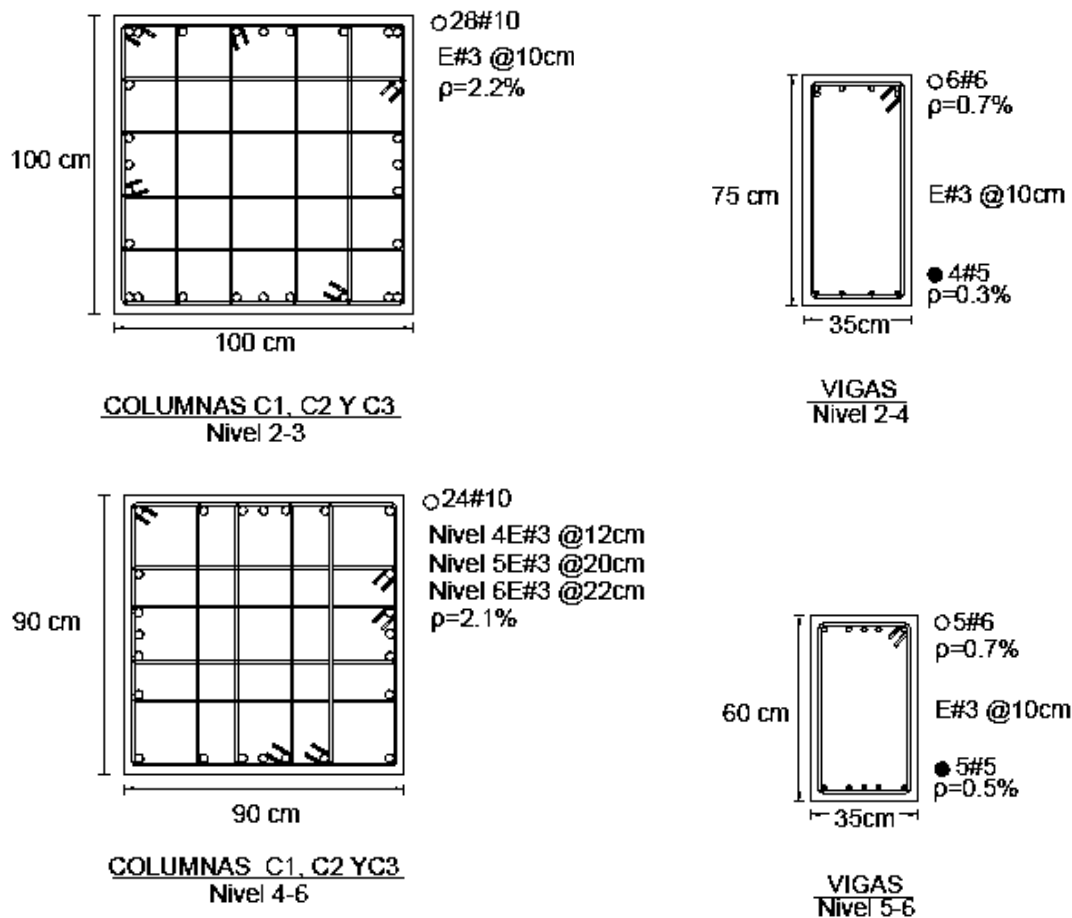
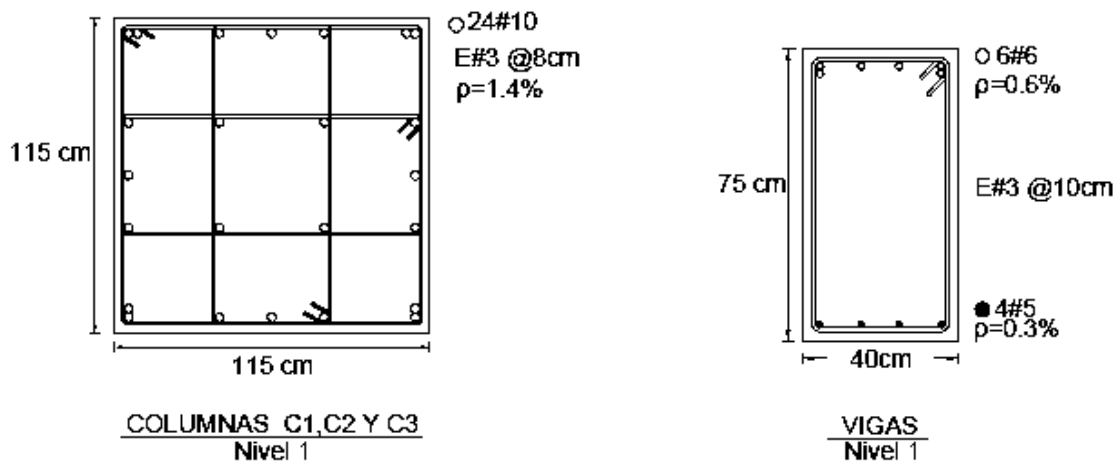


Figura 3.26 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 6 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles

- Marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietada



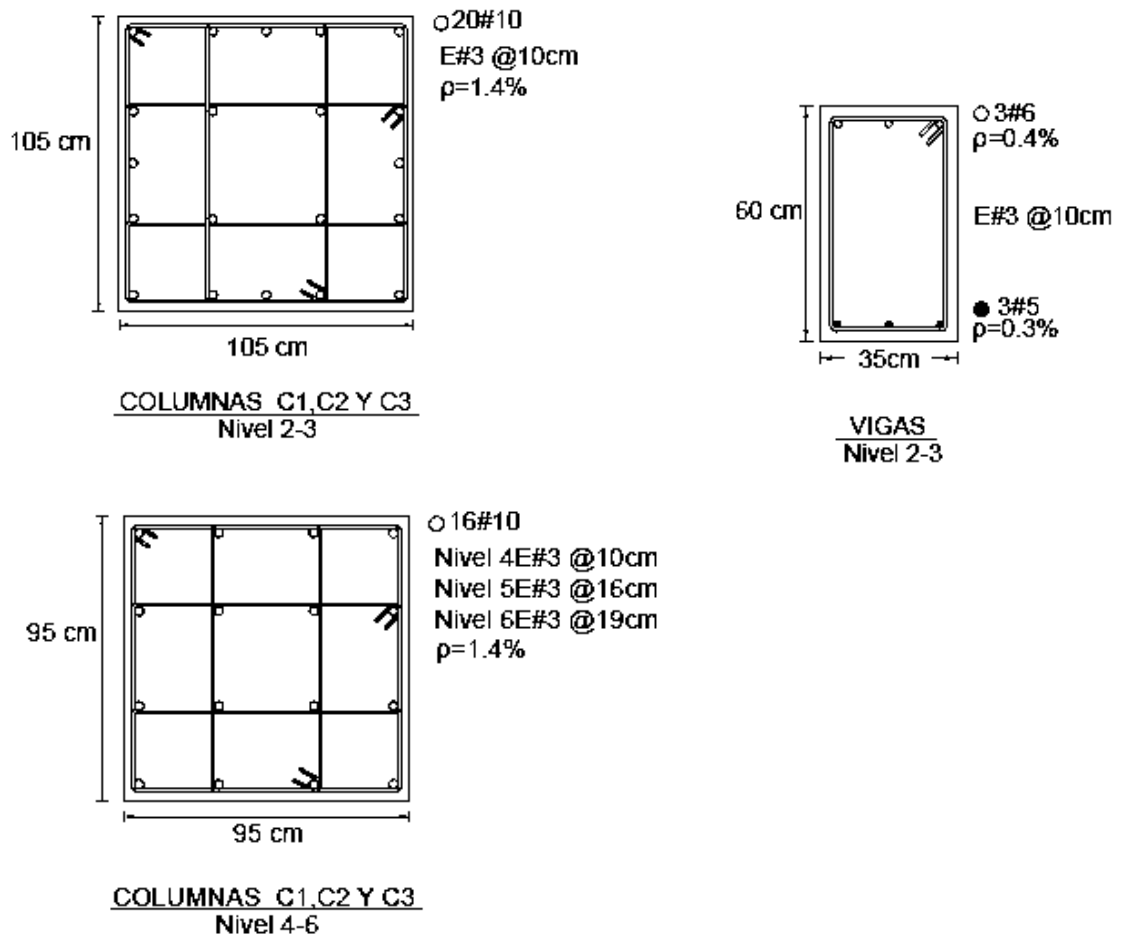
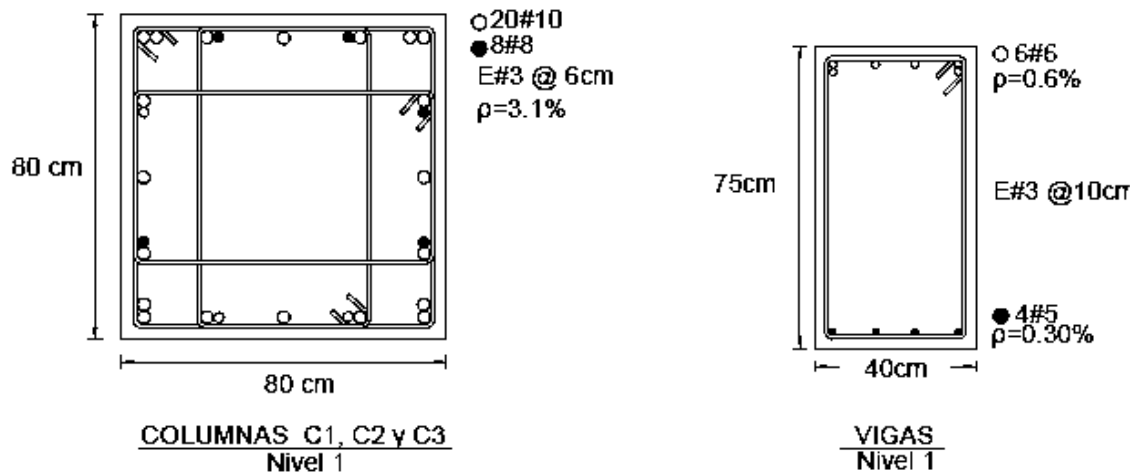


Figura 3.27 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 6 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería agrietada

- Marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada



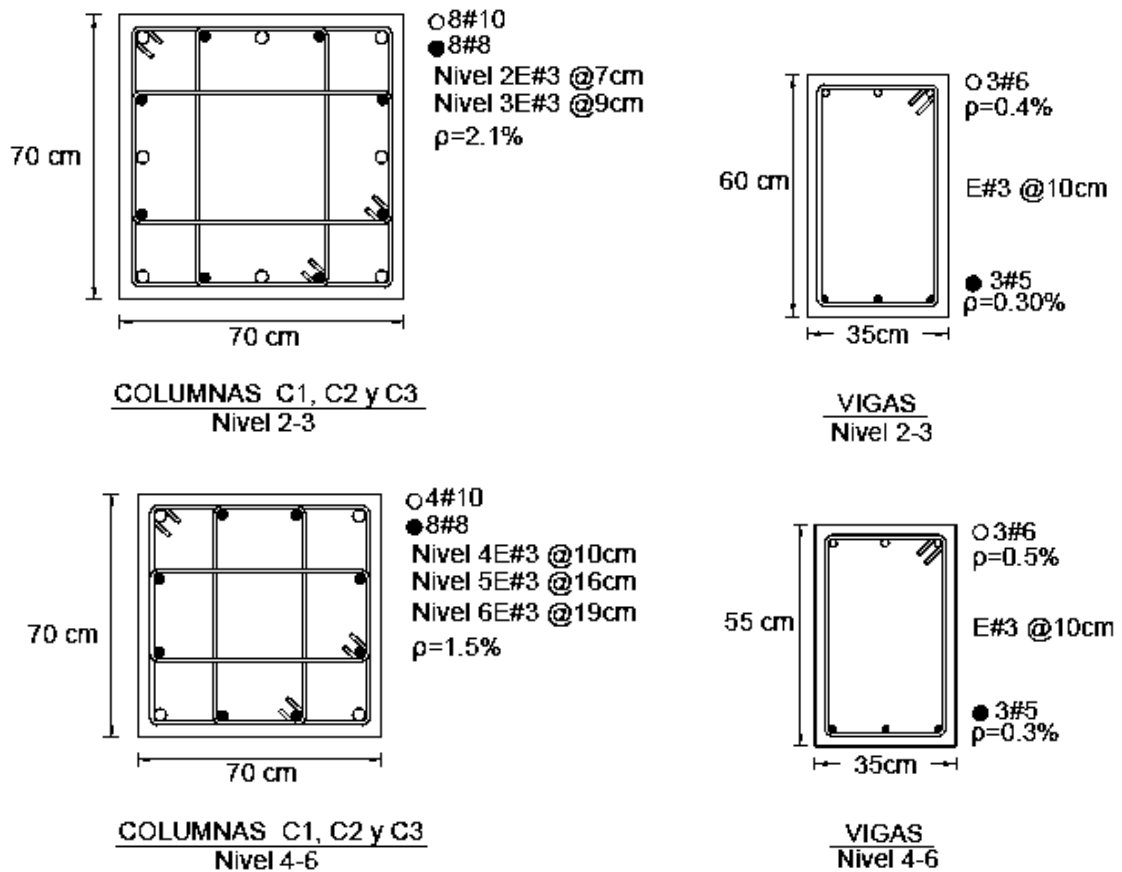
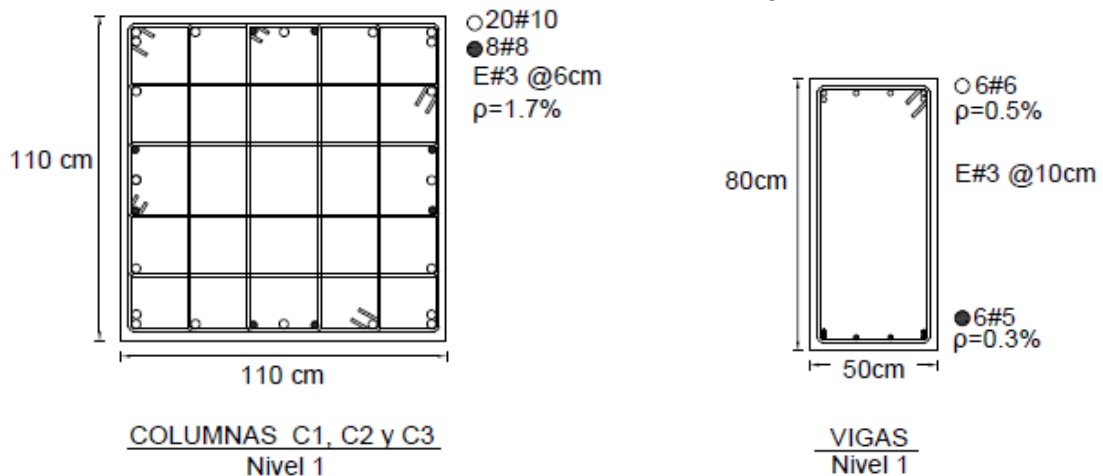


Figura 3.28 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 6 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada

Edificio de 8 niveles con sistema estructural a base de:

- marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada



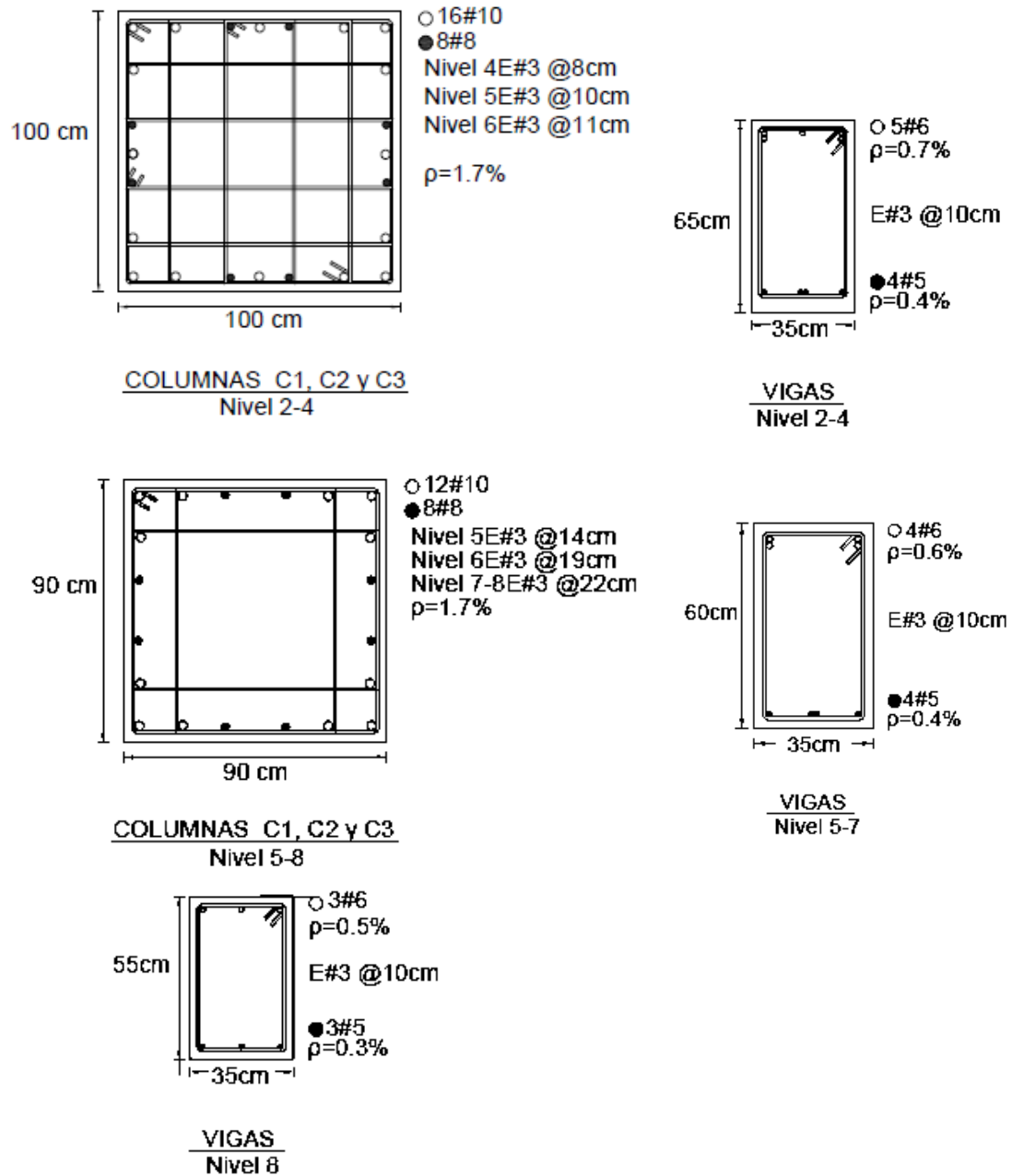


Figura 3.29 Armado de vigas y columnas diseñadas con las NTCC-17 para el edificio de 8 niveles cuyo sistema estructural consiste en marcos dúctiles y muros diafragma de mampostería no agrietada

EVALUACIÓN SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS DISEÑADOS CON LA EDICIÓN 2017 DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO POR SISMO

4.1 MODELADO

Para fines de este estudio, se desarrollaron modelos analíticos de los edificios diseñados con las NTCS-17 (Gaceta, 2017a) empleando el programa *RUAUMOKO* (Carr, 2009). Debido a que los edificios en consideración son simétricos en planta, se optó por modelar un marco exterior y un marco interior que actúan en un mismo plano bidimensional. Con fines de ilustración, en la Figura 4.1 se muestra la elevación del marco interior y exterior del edificio de seis niveles.

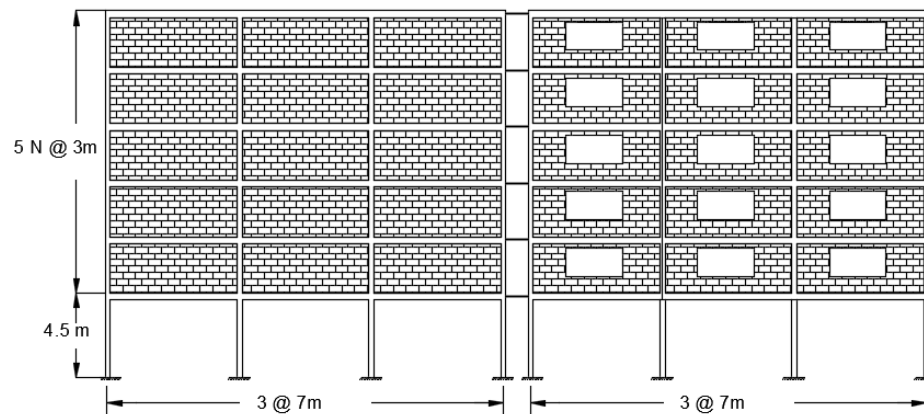


Figura 4.1 Elevación del edificio de 6 niveles considerando muros exteriores e interiores

Cabe notar que los marcos cuentan con muros interiores asumiendo que su única función es de cerramiento y los muros exteriores contemplan un ventanal. Se consideró la mitad del peso total del edificio, el cual se distribuyó por áreas tributarias y se concentró en los nodos de los marcos. Para fines de modelado de los edificios, el marco externo y el marco interno se colocaron en serie y se unieron con trabes articuladas en los extremos con propiedades “infinitamente rígidas” con el objetivo de proporcionar los mismos desplazamientos laterales en cada marco. De esta manera, se supuso que el sistema de entrepiso actúa como un diafragma rígido, y transmite las fuerzas laterales en su plano.

Se consideró la formación de articulaciones plásticas en los extremos de vigas y columnas, ya que es donde se usualmente se concentra el daño debido a flexión y flexocompresión, respectivamente, en estos elementos debido a las acciones sísmicas. La longitud de la articulación plástica se consideró igual al 90% del peralte de vigas y columnas. Se supuso un comportamiento histerético momento-curvatura en vigas y columnas descrito por el modelo de Takeda, incluido en la biblioteca de *RUAUMOKO* (Carr, 2009), con la finalidad de simular únicamente la degradación de rigidez en su comportamiento inelástico. La anterior suposición también asume que los requisitos de detallado para elementos de concreto reforzado son suficientes para evitar que se presente un deterioro de la resistencia en el comportamiento histerético de vigas y columnas. Cabe notar que se consideró la participación de la losa en el comportamiento histerético de las vigas. Las propiedades mecánicas de vigas y columnas se describen en la sección 4.3, mientras que el modelado de los muros se describe en la sección 4.2.

Por otra parte, se consideró un amortiguamiento de Rayleigh, suponiendo un 5% del amortiguamiento crítico en los primeros dos modos de vibración.

4.2 MODELADO DE LOS MUROS

Para fines de esta investigación, los muros en los pisos superiores a la planta baja se modelaron con el método de la diagonal equivalente, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) edición 2017, NTCM-17 (Gaceta, 2017c). Este método se basa en la observación del comportamiento del muro diafragma en la que el muro queda apoyado únicamente en dos esquinas opuestas, de esta manera transmite la fuerza lateral a lo largo de la diagonal. Dicha diagonal se considera articulada en sus extremos para que pueda proporcionar únicamente rigidez axial. Los muros

solo participan a compresión debido a que en la otra diagonal actúan esfuerzos de tensión que hacen que se separen las respectivas esquinas del panel (Pérez-Gavilán, 2012). Para el caso del marco exterior, donde los muros cuentan con aberturas, se optó por incluir dos diagonales equivalentes, para considerar una porción de muro del lado izquierdo y otra para el lado derecho. En las Figuras 4.2 y 4.3 se ilustran las estrategias de modelado para los dos tipos de muro.

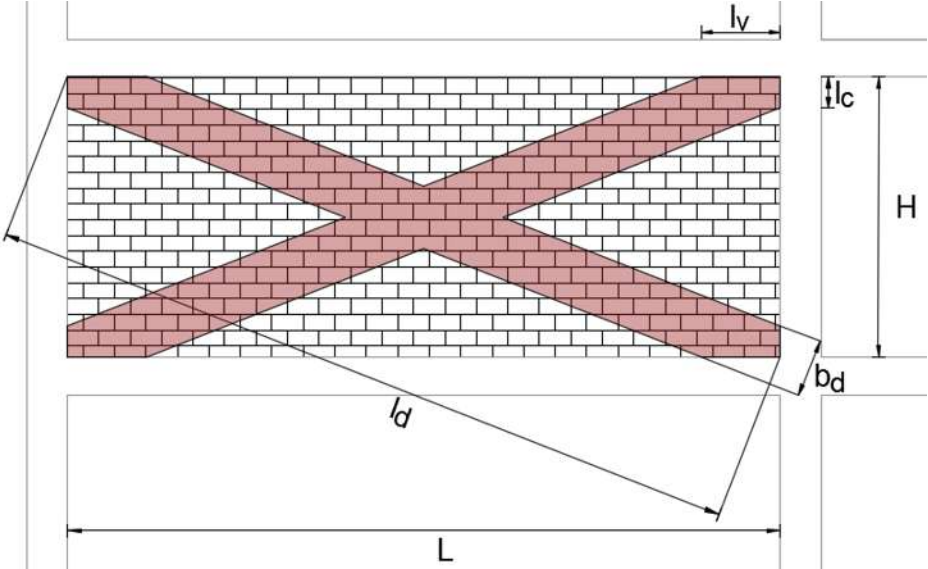


Figura 4.2 Diagonales equivalentes para los muros del marco interior

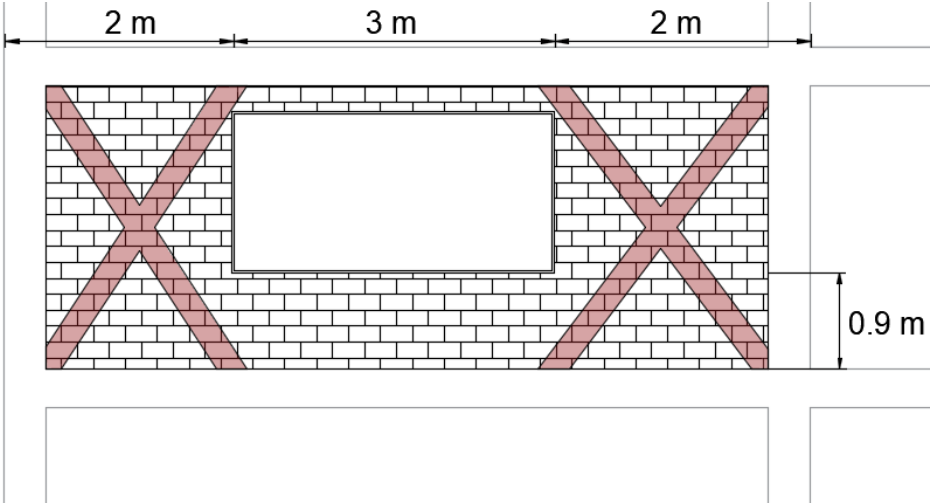


Figura 4.3 Diagonales equivalentes para los muros del marco exterior

En dichas figuras se muestran las variables para determinar las propiedades geométricas de las diagonales, donde L es la longitud del muro, H es la altura libre del muro, b_d es el ancho de la diagonal equivalente, I_c e I_v son las longitudes de contacto del muro con la columna y la viga, respectivamente, cuando la estructura se deforma lateralmente, l_d es la longitud de la diagonal. Los parámetros I_c , I_v , l_d y b_d se determinan con las ecuaciones siguientes (NTCM, 2017c):

$$I_c = \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 E_f I_c H}{E_m t \operatorname{sen} 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

$$I_v = \pi \left(\frac{4 E_f I_v L}{E_m t \operatorname{sen} 2\theta_d} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$l_d = (H^2 + L^2)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$b_d = \frac{1}{2} \sqrt{I_c^2 + I_v^2} \leq \frac{l_d}{4} \quad (\text{Ec. 4.4})$$

dónde E_f y E_m son el módulo de elasticidad del material del marco y de la mampostería, respectivamente, I_c e I_v son los momentos de inercia de la sección transversal bruta de la columna y de la viga, respectivamente, y θ_d es el ángulo que forma la diagonal del muro con la horizontal.

En la Figura 4.4 se ilustra la estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles, la cual es similar para los otros edificios en estudio. Cabe señalar que la porción de muro que se encuentra por debajo del ventanal (marco externo) se despreció.

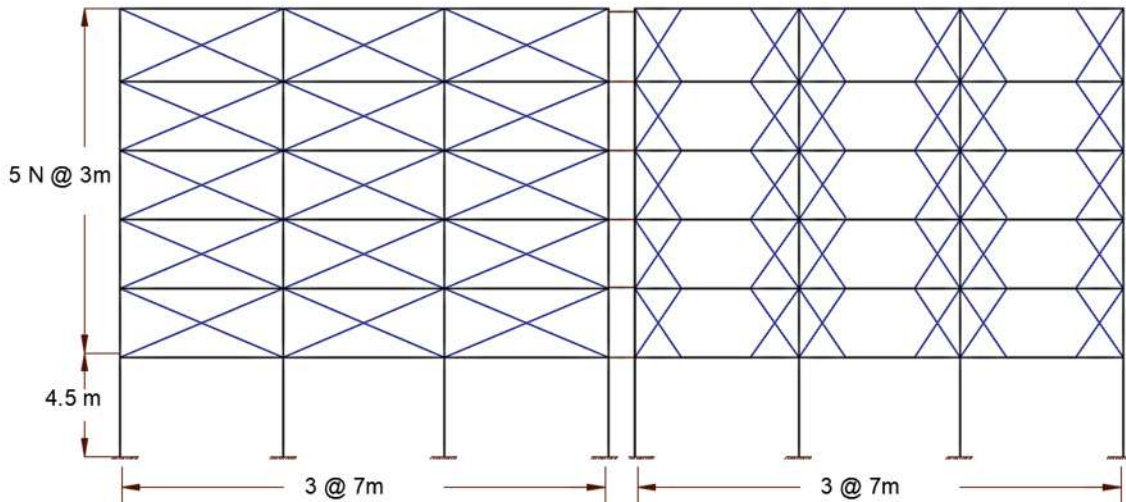


Figura 4.4 Estrategia de modelado para el edificio de 6 niveles

4.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ELEMENTOS

Con la finalidad de simular el comportamiento no lineal de los elementos mediante el modelo analítico de *Takeda*, se requiere conocer las propiedades mecánicas de los elementos. En particular, se requiere conocer la rigidez efectiva, resistencia y capacidad de deformación de todos los elementos estructurales. Para tal fin, las propiedades mecánicas de las columnas y vigas se obtuvieron a partir de los diagramas de interacción carga axial-momento flexionante para las columnas y de los diagramas momento-curvatura para las vigas. Ambos diagramas se obtuvieron con la herramienta *Section Designer*, incluida en el programa comercial *ETABS* (2016). En el caso de los muros, las propiedades necesarias para el análisis se obtuvieron siguiendo los lineamientos establecidos en las NTCM-17.

4.3.1 Propiedades mecánicas de vigas

Las propiedades mecánicas requeridas para modelar las vigas son las siguientes: momento de fluencia positivo y negativo ($M_y^{(+)}$ y $M_y^{(-)}$) y el momento de inercia agrietado, los cuales se obtienen del diagrama momento-curvatura. Dichas propiedades se determinaron considerando la participación de la losa. Para tal fin, se debe considerar a la viga como una sección "T" para calcular el momento resistente negativo. Para calcular el ancho del patín de la sección "T", que se considere trabajando a cada lado del alma, se deberá considerar el menor de los valores siguientes, NTCC-17 (Gaceta, 2017b):

- La octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma.
- La mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano.
- Ocho veces el espesor del patín.

El momento de inercia agrietado se derivó a partir de los diagramas momento-curvatura, $M-\phi$, de las secciones transversales y a partir de la pendiente asociada a la rama elástica. En el caso de las vigas, debido a que se deforman en doble curvatura, el momento de inercia agrietado se calculó como el promedio correspondiente al momento flexionante positivo y negativo (Rangel y Terán, 2010). Para fines de ilustración, en la Figura 4.5 se ilustra el diagrama momento-curvatura para la viga de planta baja, del edificio de 4 niveles

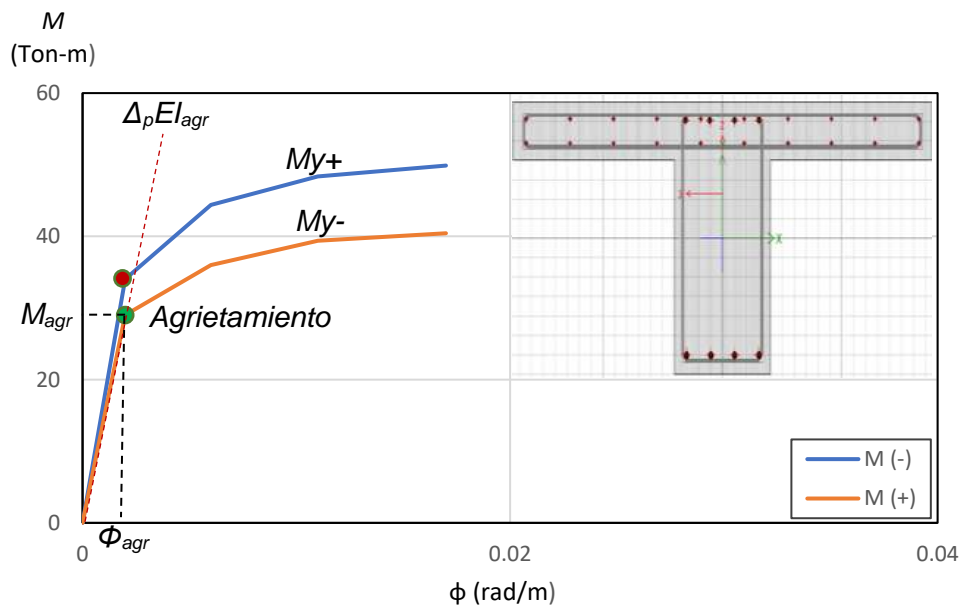


Figura 4.5 Diagrama de momento-curvatura para la viga de planta baja del edificio de 4 niveles

En la figura se muestran las variables para determinar los momentos de inercia agrietados, donde E es el módulo de elasticidad del concreto, I_{agr} es el momento de inercia agrietado y Δ_p la pendiente asociada a la rama elástica. Las variables E , Δ_p e I_{agr} se determinan con las ecuaciones 4.5, 4.6 y 4.7, respectivamente.

$$E=14000\sqrt{f'_c} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

$$k=\frac{M_{agr}}{\phi_{agr}} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

$$I_{agr} = \frac{\Delta_p}{E} \quad (\text{Ec. 4.7})$$

donde f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, M_{agr} y Φ_{agr} , es el momento y la curvatura última antes de presentarse el agrietamiento, respectivamente.

Del diagrama momento-curvatura se obtuvieron las siguientes variables necesarias para el cálculo del momento de inercia agrietado:

Para el caso en el que la viga se deforma en sentido positivo (+), M_{agr} y Φ_{agr} equivalen a 29.04 Ton-m y 0.002 rad/m, respectivamente y para la deformación en sentido negativo (-), M_{agr} y Φ_{agr} equivalen a 34.04 Ton-m y 0.002 rad/m, respectivamente.

Evaluando las ecuaciones 4.5, 4.6 y 4.7 se obtienen los valores de E , Δ_p e I_{agr} :

$$E = 14000\sqrt{250} = 221359.436 \text{ kg/cm}^2 = 2213594.36 \text{ Ton/m}^2$$

$$k = \frac{29.04}{0.0025} = 1.17\text{E}+04 \text{ (+)}$$

$$k = \frac{34.04}{0.0025} = 1.37\text{E}+04 \text{ (-)}$$

De esta manera, se calcula I_{agr} :

$$I_{agr} = \frac{1.17\text{E}+04}{2213594.36} = 0.0053042 \text{ m}^2 \text{ (+)}$$

$$I_{agr} = \frac{1.37\text{E}+04}{2213594.36} = 0.0061951\text{m}^2 \text{ (-)}$$

Finalmente, el momento de inercia agrietado se estima a partir del promedio de los momentos calculados con la ecuación 4.7, adquiriendo un valor de 0.00574965 m⁴.

En la Tabla 4.1 se presenta el resumen de ante dichas variables necesarias para definir el elemento FRAME tipo *Giberson beam* incluido en *RUAUMOKO* (Carr, 2009), correspondiente a la viga de planta baja del edificio de 4 niveles. El resto de los diagramas momento-curvatura y el resumen de las propiedades se describen en el APÉNDICE A y B, respectivamente.

Tabla 4.1 Momentos de inercia agrietado y momentos de fluencia para la viga de planta baja del edificio de 4 niveles

| M_y (Ton-m) | I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|---------------|-----------------------------|---------------|
| 39.38 | 0.0057496451 | 0.503 |
| -48.38 | | |

donde I_g es la inercia bruta de la sección.

4.3.2 Propiedades mecánicas de columnas

Una de las propiedades mecánicas necesarias de las columnas es el momento de inercia agrietado, derivado del diagrama momento-curvatura (el procedimiento del cálculo de I_{agr} se describió en la subsección 4.3.1). Además, es necesario la idealización del diagrama de interacción $P-M$ de cada sección en 6 puntos característicos para incluir un diagrama idealizado $P-M$ en el archivo de datos del programa *RUAUMOKO* (Carr, 2009), el cual se ilustra en la Figura 4.6. El resto de los diagramas de interacción se pueden encontrar en el APÉNDICE A, y en el APÉNDICE B los momentos de inercia agrietado de las columnas.

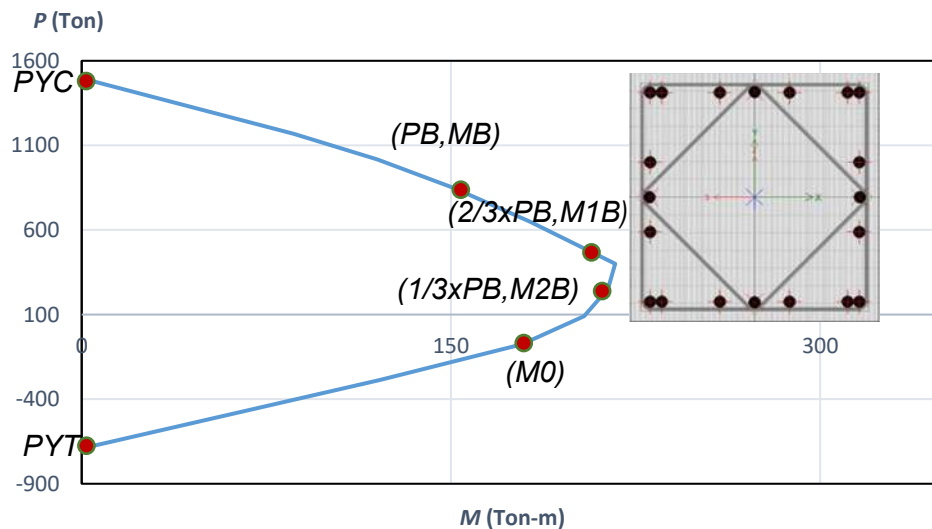


Figura 4.6 Diagrama de interacción para la columna de planta baja del edificio de 4 niveles

En la Figura 4.6 se consideran las siguientes variables, determinadas para cada sección:

PYC es la fuerza de compresión axial (cuando la columna solo actúa a compresión),
PB es la fuerza de compresión axial en B,
MB es el Momento de rendimiento en B,
M1B es el Momento de rendimiento cuando el momento es igual a $2/3PB$,
M2B es el Momento de rendimiento cuando el momento es igual a $1/3PB$,
M0 es el Momento de rendimiento cuando se presenta carga axial nula ($M0$),
PYT es la fuerza de tensión axial.

Para fines de ejemplo, en la Tabla 4.2 se muestra los puntos idealizados del diagrama de interacción correspondiente a la columna C1 del edificio de 4 niveles. El resto de los puntos idealizados de los diagramas de interacción se muestran en el apéndice C.

Tabla 4.2 idealización del diagrama de interacción de la columna C1 del edificio de 4 niveles necesarias para el análisis no lineal

| Punto | Carga axial (Ton) | Momento (Ton/m) |
|-------------------|-------------------|-----------------|
| <i>PYC</i> | 1496.7 | - |
| <i>PB, MB</i> | 847.0 | 130.0 |
| <i>2/3PB, M1B</i> | 520.0 | 180.0 |
| <i>1/3PB, M2B</i> | 200.0 | 190.0 |
| <i>M0</i> | - | 150.0 |
| <i>PYT</i> | 690.0 | - |

4.3.3 Propiedades mecánicas de muros

Para el caso de los muros, la propiedad mecánica necesaria para el análisis es el momento de inercia agrietado.

El efecto de agrietamiento en los muros se consideró al reducir el ancho de la diagonal equivalente a un ancho efectivo, igual a $0.5b_d$ como lo indican las NTCM-17. En las Tablas 4.3 a 4.6 se presentan las propiedades geométricas de los dos tipos de diagonal equivalente que fueron consideradas en este estudio para cada edificio.

Tabla 4.3 Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 4 niveles: a) muro interior, b) muro exterior

| a) Diagonal Interior | | b) Diagonal Exterior | |
|----------------------|--------------------------|----------------------|-------------------------|
| l_d | 690.8 cm | l_d | 310.6 cm |
| θ_d | 0.4 | θ_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 |
| Área | 1290.0 cm ² | Área | 585.0 cm |
| I_{agr} | 795070.0 cm ⁴ | I_{agr} | 74148.7 cm ⁴ |

Tabla 4.4 Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado considerando muros agrietados: a) muro interior, b) muro exterior

| a) Diagonal Interior | |
|----------------------|---------------------------|
| l_d | 640.2 cm |
| θ_d | 0.4 |
| l_c | 671.9 cm |
| l_v | 532.8 cm |
| b_d | 80.0 cm |
| Área | 1200.0 cm ² |
| I_{agr} | 640,000.0 cm ⁴ |

| b) Diagonal Exterior | |
|----------------------|-------------------------|
| l_d | 296.7 cm |
| θ_d | 1.1 |
| l_c | 650.6 cm |
| l_v | 362.7 cm |
| b_d | 37.0 cm |
| Área | 555.0 cm ² |
| I_{agr} | 63316.2 cm ⁴ |

Tabla 4.5 Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 6 niveles diseñado sin considerar muros agrietados: a) muro interior, b) muro exterior

| a) Diagonal Interior | |
|----------------------|--------------------------|
| l_d | 686.2 cm |
| θ_d | 0.4 |
| l_c | 592.7 cm |
| l_v | 551.6 cm |
| b_d | 86.0 cm |
| Área | 1290.0 cm ² |
| I_{agr} | 795070.0 cm ⁴ |

| b) Diagonal Exterior | |
|----------------------|-------------------------|
| l_d | 309.6 cm |
| θ_d | 1.0 |
| l_c | 555.0 cm |
| l_v | 370.5 cm |
| b_d | 39.0 cm |
| Área | 585.0 cm ² |
| I_{agr} | 74148.8 cm ⁴ |

Tabla 4.6 Propiedades geométricas para las diagonales equivalentes del edificio de 8 niveles: a) muro interior, b) muro exterior

| a) Diagonal Interior | |
|----------------------|--------------------------|
| l_d | 653.9 cm |
| θ_d | 0.4 |
| l_c | 586.8 cm |
| l_v | 538.4 cm |
| b_d | 81.0 cm |
| Área | 1215.0 cm ² |
| I_{agr} | 664301.2 cm ⁴ |

| b) Diagonal Exterior | |
|----------------------|-------------------------|
| l_d | 300.2 cm |
| θ_d | 1.0 |
| l_c | 562.2 cm |
| l_v | 346.8 cm |
| b_d | 38.0 cm |
| Área | 570.0 cm ² |
| I_{agr} | 68590.0 cm ⁴ |

4.4 CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS Y MECÁNICAS DE LOS MODELOS ESTUDIADOS

Una vez modelados los edificios considerados en este estudio, se obtuvo su periodo fundamental de vibrar por medio de un análisis modal realizado con la ayuda del software RUAUMOKO (Carr, 2009). En la Tabla 4.6 se presentan los periodos del primer, T_1 , y segundo

modo de vibrar, T_2 , para los modelos analizados, dónde la terminación “SM” indica que se diseñó sin muros, letra “A” indica los edificios que fueron diseñados considerando el agrietamiento de los muros y la terminación “NA” indica que no se consideró el agrietamiento de los muros en su diseño.

Tabla 4.7 Periodos de vibrar correspondientes al primer y segundo modo de vibrar de los modelos desarrollados

| Modelos | Descripción | T_1 (seg) | T_2 (seg) |
|---------|-----------------------|-------------|-------------|
| E4 | Edificio de 4 niveles | 0.56 | 0.18 |
| E4SM | Edificio de 4 niveles | 0.69 | 0.19 |
| E6A | Edificio de 6 niveles | 0.60 | 0.17 |
| E6NA | Edificio de 6 niveles | 0.70 | 0.22 |
| E6SM | Edificio de 6 niveles | 0.55 | 0.16 |
| E8NA | Edificio de 8 niveles | 0.81 | 0.33 |

Es necesario señalar que solo se muestra un modelo para el edificio de 4 niveles con muros (E4), debido a que, al diseñar el edificio no se notó variación significativa entre considerar el agrietamiento en los muros y no considerarlo. Asimismo, solo se consideró un modelo para el edificio de 8 niveles (E8NA), a causa de que, si se considera el criterio de agrietamiento de los muros, las secciones que requiere son excesivamente grandes, resultando más conveniente cambiar el sistema estructural. Para fines de comparación, se realizaron los modelos de los edificios diseñados sin la participación de los muros de mampostería (SM).

Para cada uno de los modelos se realizó 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 modelo. 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 distorsión de fluencia) de cada modelo.

En las Figuras 4.7, 4.8 y 4.9 se pueden observar las curvas de capacidad correspondientes al modelo de los edificios en estudio sin muros (SM), con muros agrietados (A) y con muros no agrietados (NA). En dichas figuras se puede observar que al incluir los muros se incrementa

la resistencia de los modelos respecto de los modelos sin muros. La resistencia obtenida para el edificio de 4 niveles considerando muros se incrementa aproximadamente en 1.91 veces con respecto al modelo sin muros. Asimismo, para el edificio de 6 niveles al comparar los modelos "A" y "NA" se obtiene un incremento de resistencia de 1.51 veces para el modelo "NA" con respecto del modelo "A" y un incremento de 2.04 veces con respecto al modelo sin muros.

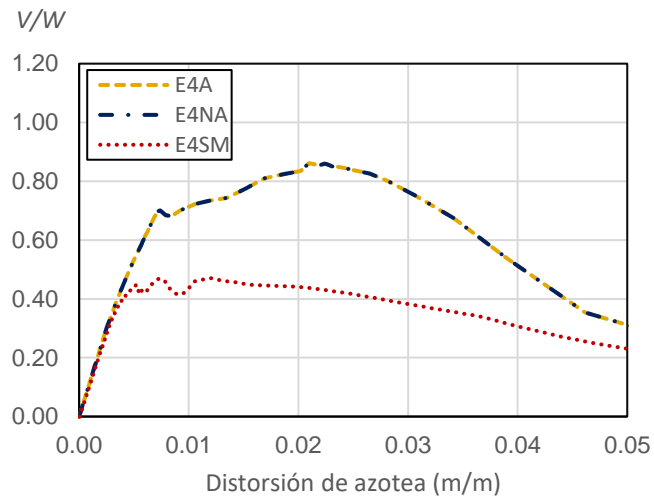


Figura 4.7 Curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico del edificio de 4 niveles

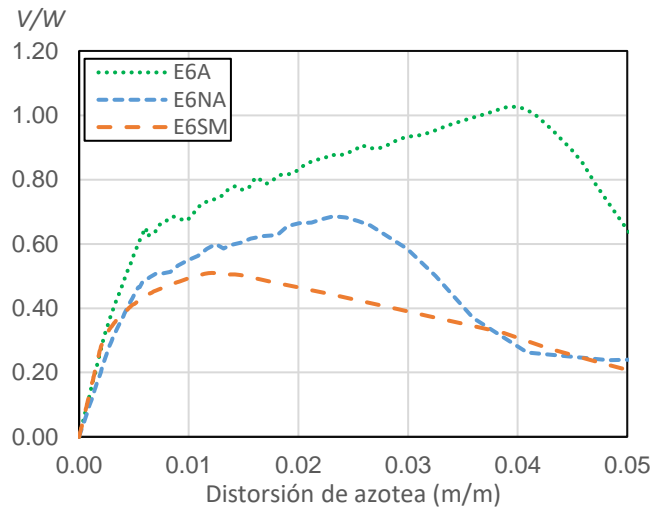


Figura 4.8 Curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico del edificio de 6 niveles

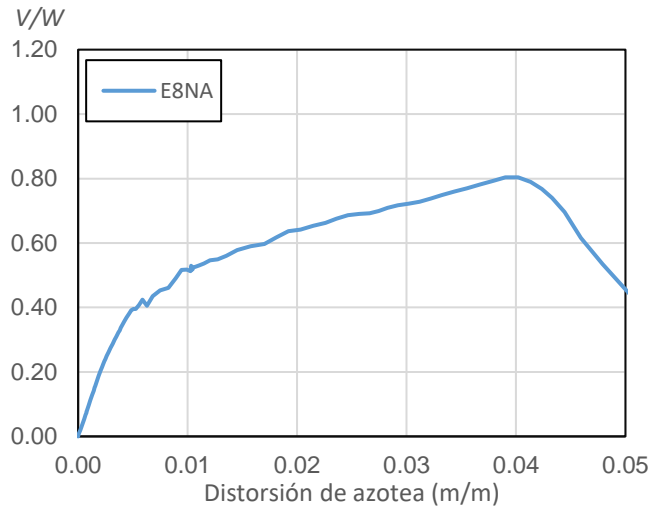


Figura 4.9 Curvas de capacidad correspondientes al modelo analítico del edificio de 8 niveles

En las Figuras 4.10 y 4.11 se muestra una comparación de las curvas de capacidad de cada uno de los modelos con muros “NA” y con muros “A”. A partir de las figuras, se observa que la capacidad ante cargas laterales disminuye una vez que se alcanza la resistencia lateral. Sin embargo, 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. Otra de las características que se pueden observar es que la distorsión de azotea asociada a la resistencia para todos los modelos es diferente, la cual presenta una tendencia a incrementar conforme se aumenta el número de niveles para los dos criterios de diseño en consideración.

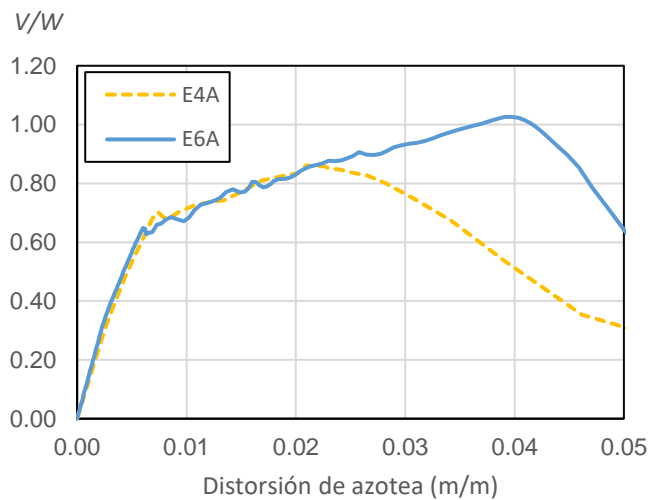


Figura 4.10 Comparación de las curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico considerando el agrietamiento de los muros de mampostería en su diseño

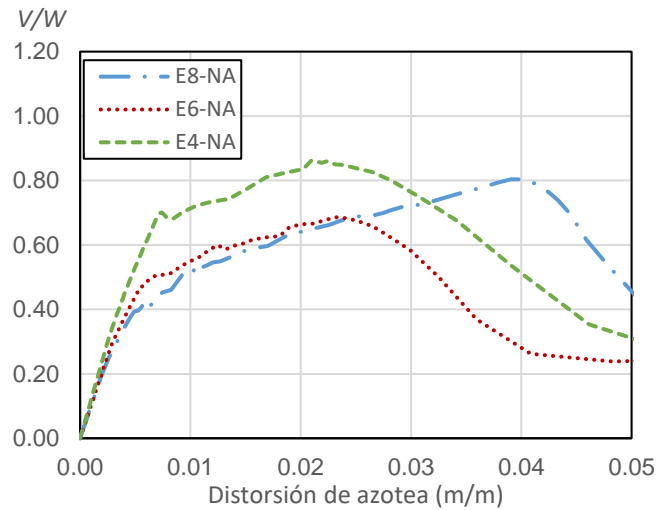


Figura 4.11 Comparación de las curvas de capacidad correspondientes a cada modelo analítico sin considerar el agrietamiento de los muros de mampostería en su diseño

4.5 MOVIMIENTOS DEL TERRENO

Con la finalidad de observar la respuesta sísmica de los edificios diseñados con las NTCS-2017, se consideraron los movimientos del terreno registrados en dos 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 4.12 se presentan las ubicaciones de las dos estaciones consideradas en este estudio, Culhuacán (CH84) y Jardines de Coyoacán (JC54), mientras que en color magenta se indican los edificios que colapsaron durante el temblor del 17 de septiembre del 2017.

En la Tabla 4.8 se presentan las características de los acelerogramas considerados en este estudio, mientras que en la Figura 4.13 se ilustran las historias de aceleración de los acelerogramas registrados en las dos estaciones seleccionadas en el presente estudio.

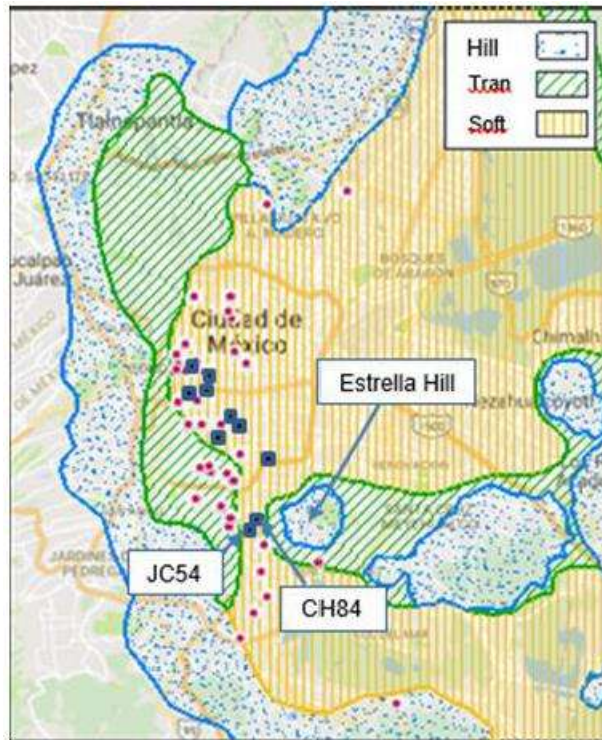
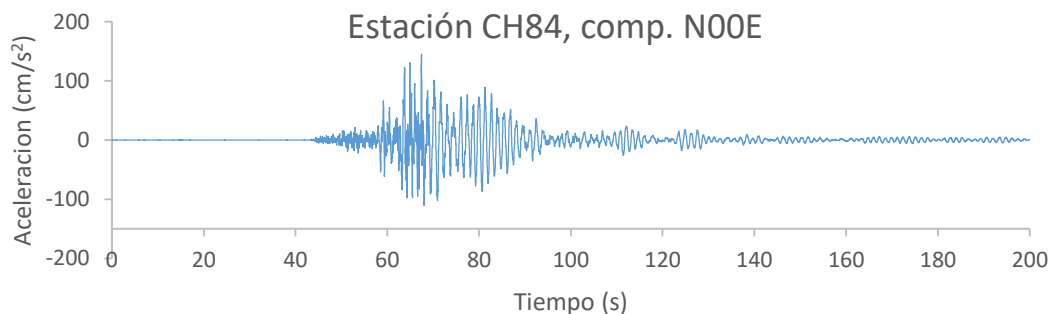


Figura 4.12 Ubicación de las estaciones acelerográficas consideradas en esta investigación ubicadas en la zonificación de la Ciudad de México (tomado de Ruiz-García y Miranda, 2018)

Tabla 4.8 Características calculadas de los acelerogramas registrados en las estaciones CH84 y JC54 para cada una de sus componentes horizontales y verticales

| Fecha | Nombre | Clave | Comp. | ATM (cm/s ²) | T _m (s) | t _d (s) |
|-----------|----------------------|-------|-------|--------------------------|--------------------|--------------------|
| 19/9/2017 | Culhuacán | CH84 | N00E | 149.0 | 1.19 | 30.80 |
| | | | N90W | 225.6 | 1.32 | 28.95 |
| | | | V | 83.8 | 0.46 | 36.51 |
| 19/9/2017 | Jardines de Coyoacán | JC54 | N00E | 220.3 | 1.07 | 42.74 |
| | | | N90W | 204.1 | 1.16 | 32.10 |
| | | | V | 59.9 | 0.45 | 37.20 |

donde *ATM* es la aceleración máxima del terreno, *T_m* es el periodo medio del movimiento del terreno y *t_d* es la duración significativa del movimiento del terreno.



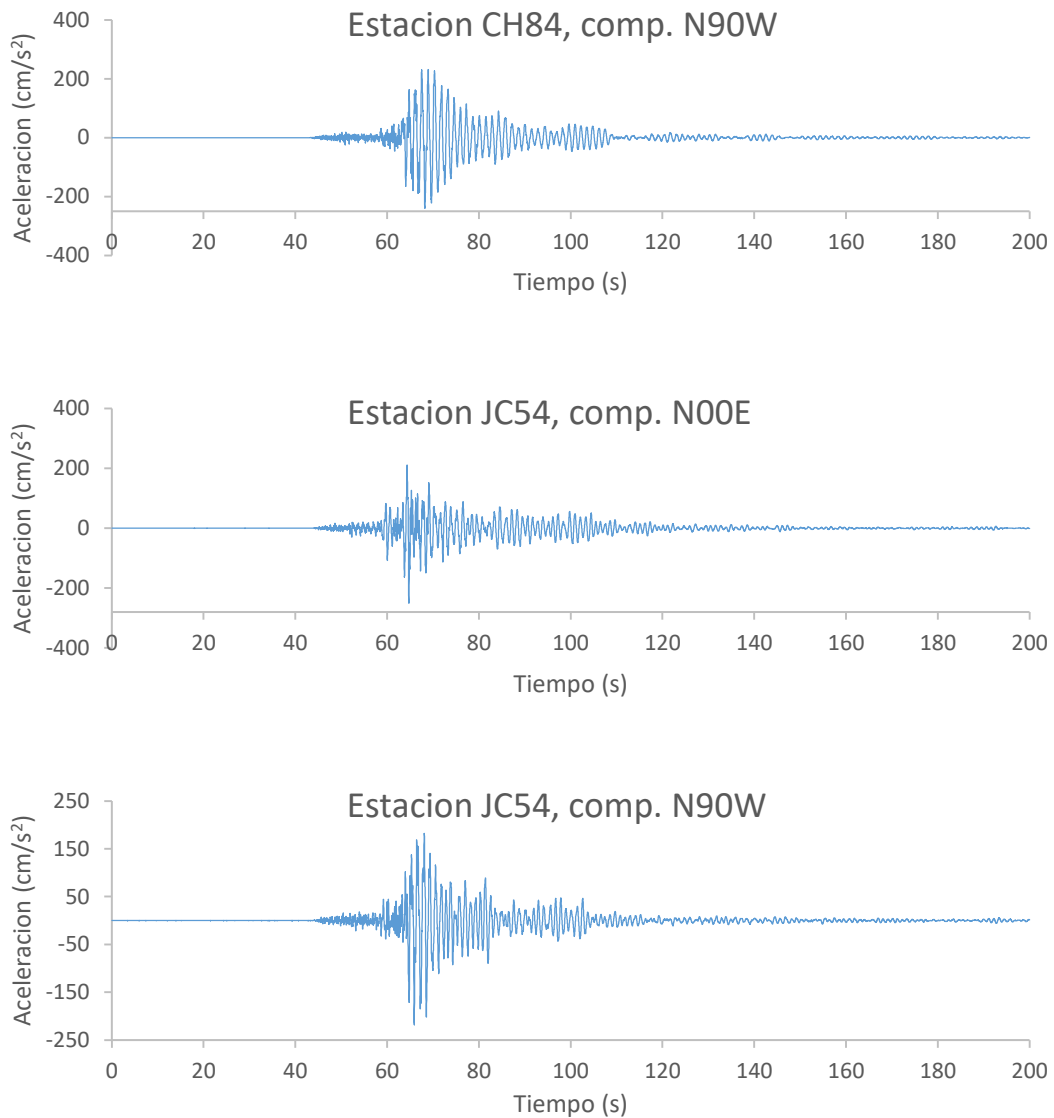


Figura 4.13 Historias de aceleración horizontal de los registros obtenidos en las dos estaciones CH84 y JC54, en sus componentes N00E y N90W

4.6 RESPUESTA SÍSMICA DE LOS EDIFICIOS

Los diferentes modelos analíticos desarrollados fueron evaluados dinámicamente ante los acelerogramas registrados en las estaciones CH84 y JC54 en términos de las demandas de desplazamiento lateral máximo y de la distorsión de entrepiso, *IDR*. *IDR* 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.

Asimismo, para fines de evaluar la respuesta sísmica de los modelos analíticos, el colapso del edificio se definió cuando se presenta una distorsión máxima de entrepiso del 2%, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo edición 2017, NTCS-17 (Gaceta, 2017a). Asimismo, las NTCS-17 establece dos límites adicionales: A) limitación de daños ante sismos frecuentes, igual a 0.2%, y B) la distorsión permisible para el primer entrepiso cuando se clasifique como estructura de *planta baja débil*, igual a 0.6%.

A continuación, se presenta los resultados más relevantes para cada edificio.

4.6.1 Marco de 4 niveles

En la Figura 4.14 se ilustra el perfil de desplazamientos máximos. Se puede apreciar que el modelo del edificio exhibe una ligera concentración de desplazamientos en planta baja, aunque no se distingue claramente el mecanismo de *planta baja débil* (es decir, existe una concentración de desplazamientos laterales en la planta baja, mientras que los niveles superiores se desplazan como cuerpo rígido).

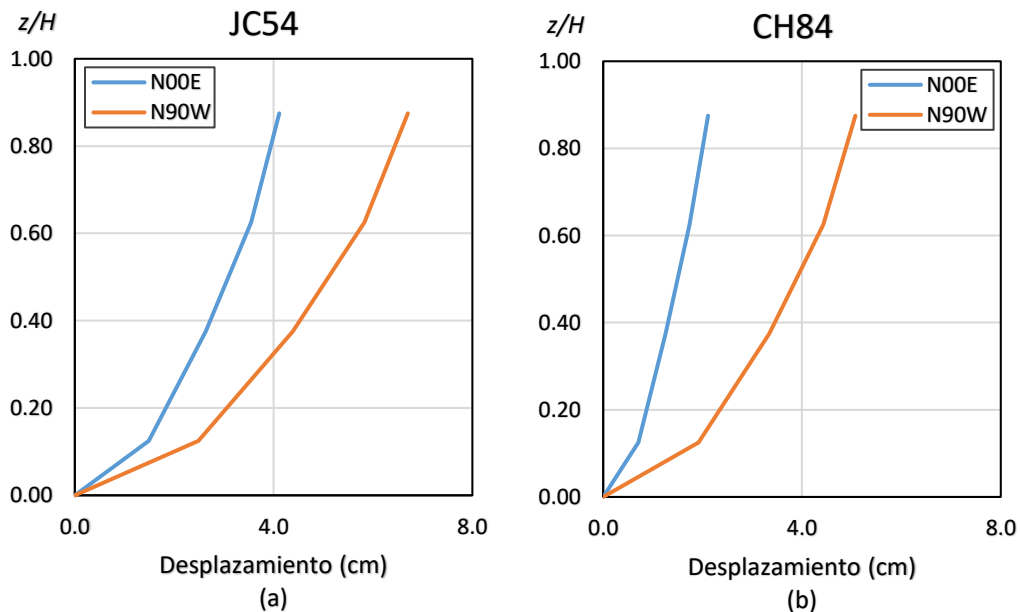


Figura 4.14 Perfiles de desplazamiento máximo correspondientes al modelo del edificio de 4 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

En la Figura 4.15 se muestran los perfiles de *IDR*, donde se observa que el mecanismo de *planta baja débil* no se presenta, dado que, la distorsión máxima se presenta en el piso superior al de planta baja. Cabe notar que se excede la distorsión límite asociada a la limitación de daños ante los cuatro registros sísmicos. Asimismo, se puede apreciar que se excede ligeramente la distorsión de diseño de 0.6%, ante la componente N90W registrada en la estación JC54, produciendo la demanda de distorsión máxima.

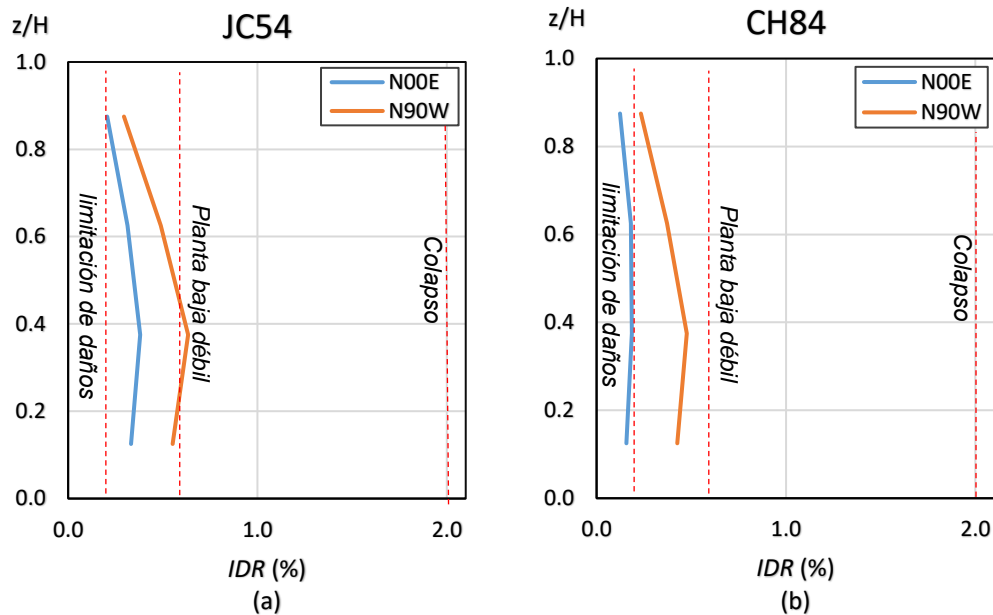


Figura 4.15 Perfiles de distorsión de entrepiso correspondientes al modelo del edificio de 4 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH8

Por otra parte, en la Figura 4.16 se ilustran los perfiles de distorsión residual de entrepiso, *RIDR*, el cual se define como el desplazamiento residual relativo en pisos consecutivos normalizado respecto a su altura. En dicha figura se puede observar que el modelo del edificio no presenta desplazamientos permanentes apreciables, dado que, la máxima distorsión residual de entrepiso es relativamente pequeña.

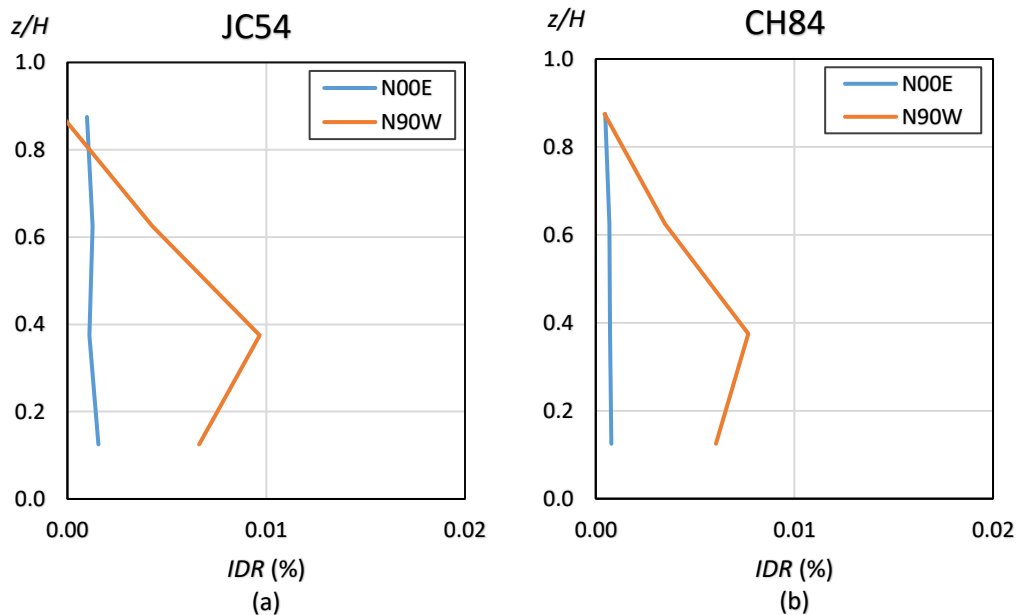


Figura 4.16 Perfiles de distorsión residual de entrepiso correspondientes al modelo del edificio de 4 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

4.6.2 Marco de 6 niveles

En la Figura 4.17 se ilustran los desplazamientos máximos obtenidos para el modelo E6A del edificio de 6 niveles, sujeto ante los movimientos del terreno en estudio. Se puede observar que el modelo no exhibe un mecanismo de *planta baja débil*; es decir, los desplazamientos tampoco no se concentran en la planta baja.

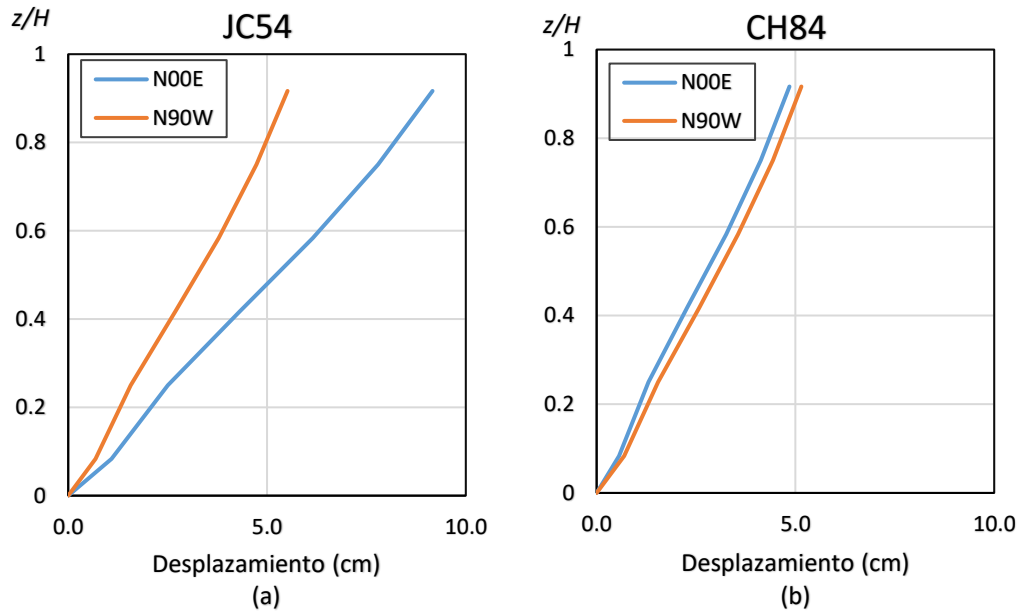


Figura 4.17 Perfil de desplazamiento máximo correspondiente al modelo E6A del edificio de 6 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

En la Figura 4.18 se presentan los perfiles de *IDR*, donde se observa que la distorsión máxima de entrepiso se presenta ante el registro JC54, en su componente N00E. Sin embargo, las demandas de distorsión máxima no exceden el límite permisible para edificios que presentan *planta baja débil*, definido en 0.6%, ni tampoco la distorsión permisible asociada al colapso. Asimismo, es de notar que las distorsiones de entrepiso se concentran en los entrepisos intermedios, por lo cual no se presenta el mecanismo de *planta baja débil*.

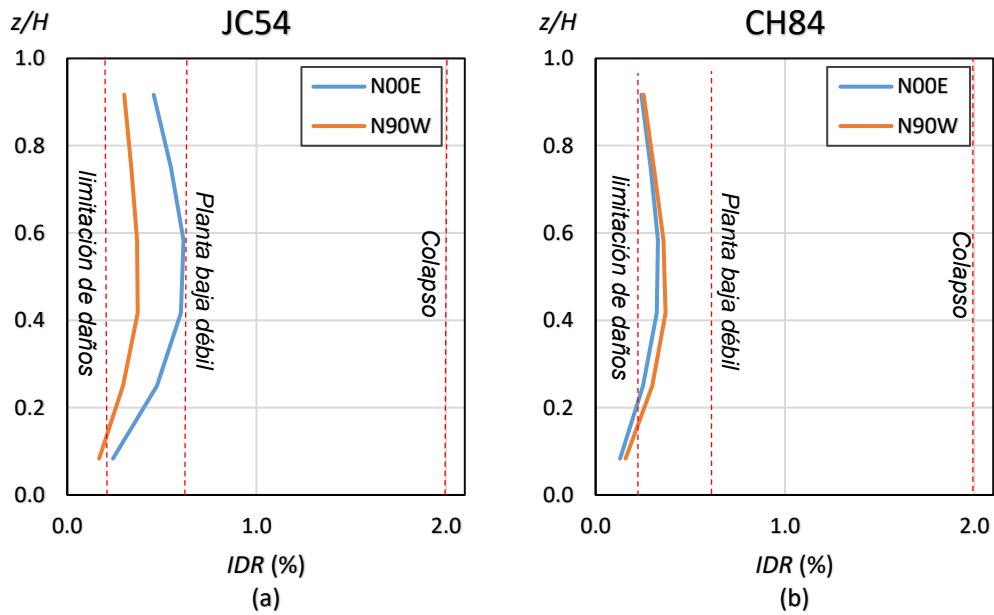


Figura 4.18 Perfiles de distorsión de entrepiso del modelo E6A del edificio de 6 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

Del mismo modo en la Figura 4.19 se ilustran los perfiles de *RIDR*, donde se puede observar que el edificio exhibe distorsiones permanentes despreciables.

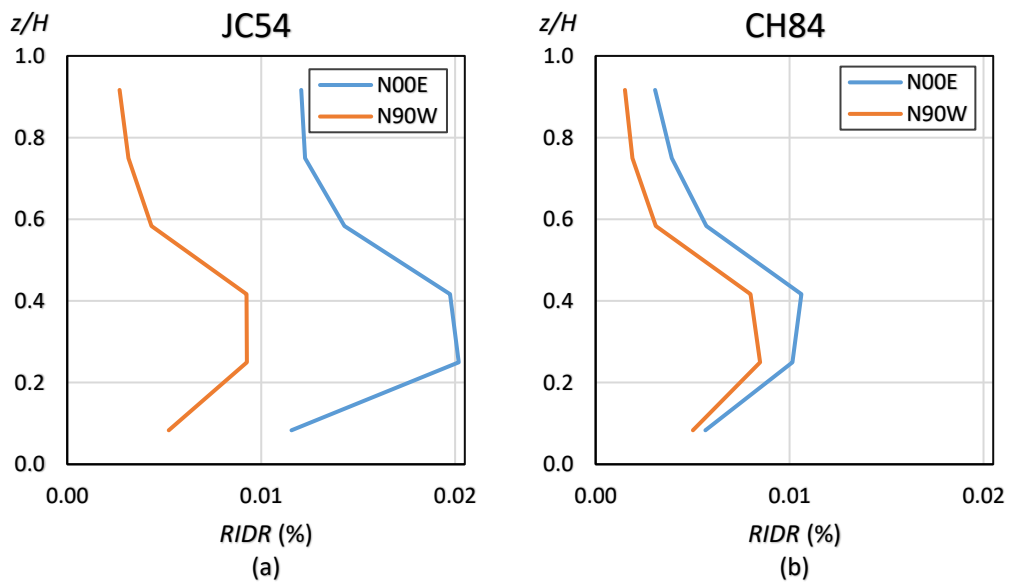


Figura 4.19 Perfiles de distorsión residual de entrepiso del modelo E6A del edificio de 6 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

Los desplazamientos laterales máximos del modelo E6NA correspondiente al edificio de 6 niveles se ilustran en la Figura 4.20, donde se puede observar que no se presenta concentración de desplazamientos significativos en la planta baja.

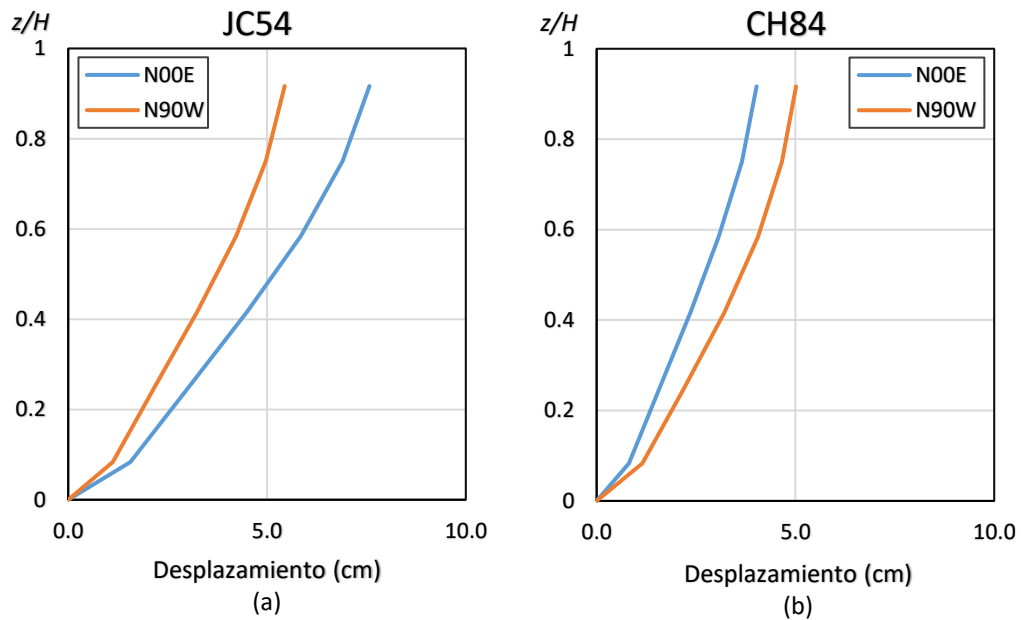


Figura 4.20 Desplazamientos máximos correspondientes al modelo E6NA para el edificio de 6 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, b) CH84

En la Figura 4.21 se muestran los perfiles de *IDR* correspondientes al modelo E6NA, donde se observa que las demandas de distorsión se concentran en los pisos superiores al de planta baja. Sin embargo, no se excede el límite de diseño para edificios con *planta baja débil* de 0.6%.

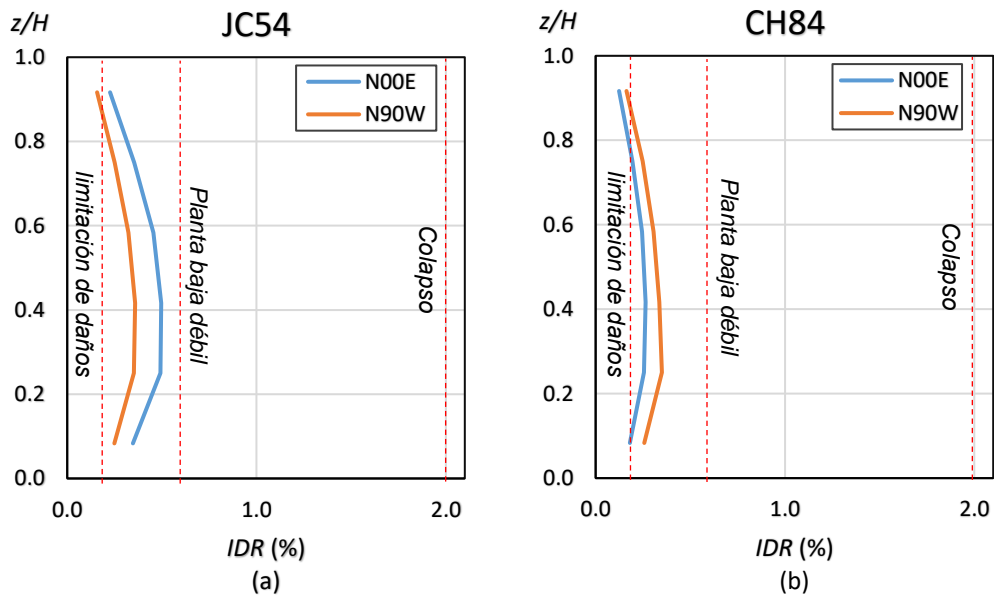


Figura 4.21 Perfiles de distorsión de entrepiso del edificio de 6 niveles modelo E6A sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

Los perfiles de *RIDR* se muestran en la Figura 4.22 en la cual se puede observar desplazamientos permanentes despreciables.

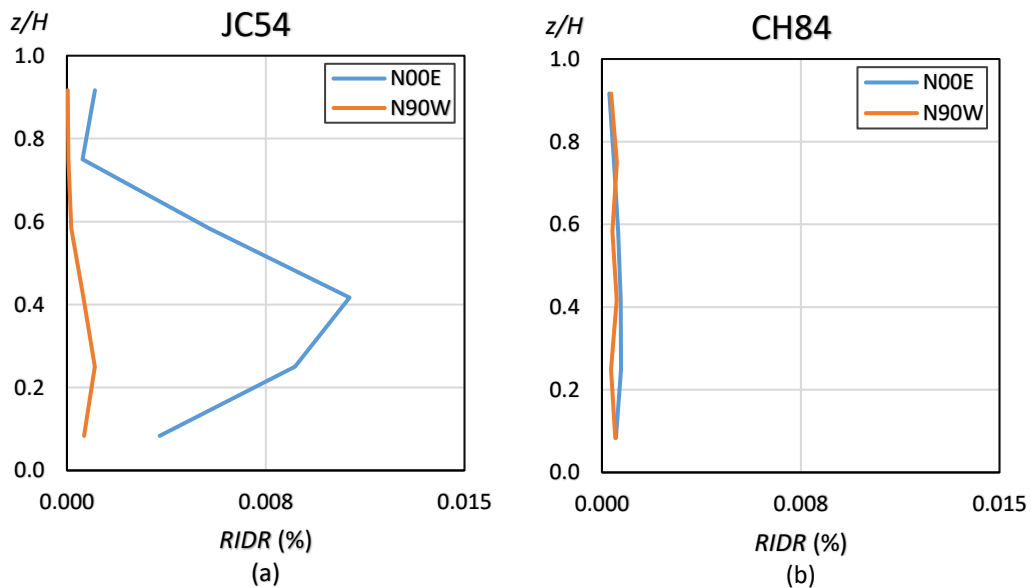


Figura 4.22 Perfiles de distorsión residual de entrepiso del edificio de 6 niveles modelo E6A sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

4.6.3 marco de 8 niveles

En la Figura 4.23 se muestran los desplazamientos máximos del modelo del edificio de 8 niveles, sujeto a los movimientos del terreno registrados en las estaciones JC54 y CH84. En dicha figura, al igual que los modelos anteriores, no se observa el mecanismo de *planta baja débil*, dado que, no se presenta concentración de desplazamientos significativos en planta baja.

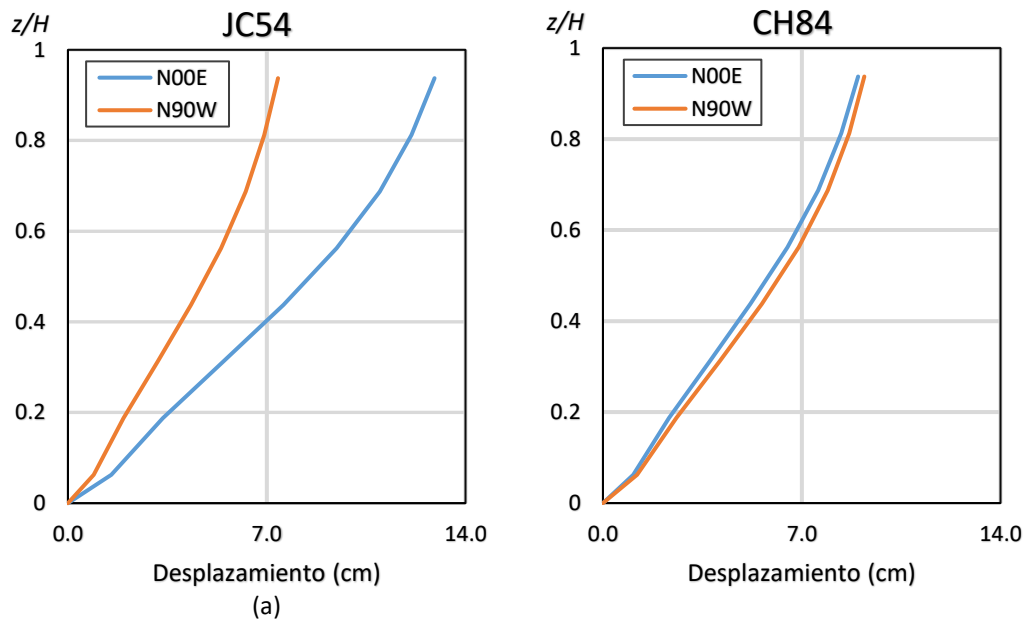


Figura 4.23 Desplazamientos máximos correspondientes al edificio de 8 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

Del mismo modo, en la Figura 4.24 se muestran los perfiles de *IDR* para el modelo E8NA, donde las distorsiones máximas se presentan ante el acelerograma obtenido en la estación JC54 componente N00E. en dicha figura se puede observar que las distorsiones se concentran en los pisos superiores al de planta baja. Nuevamente, las demandas de *RIDR* son despreciables como se observa en la Figura 4.25.

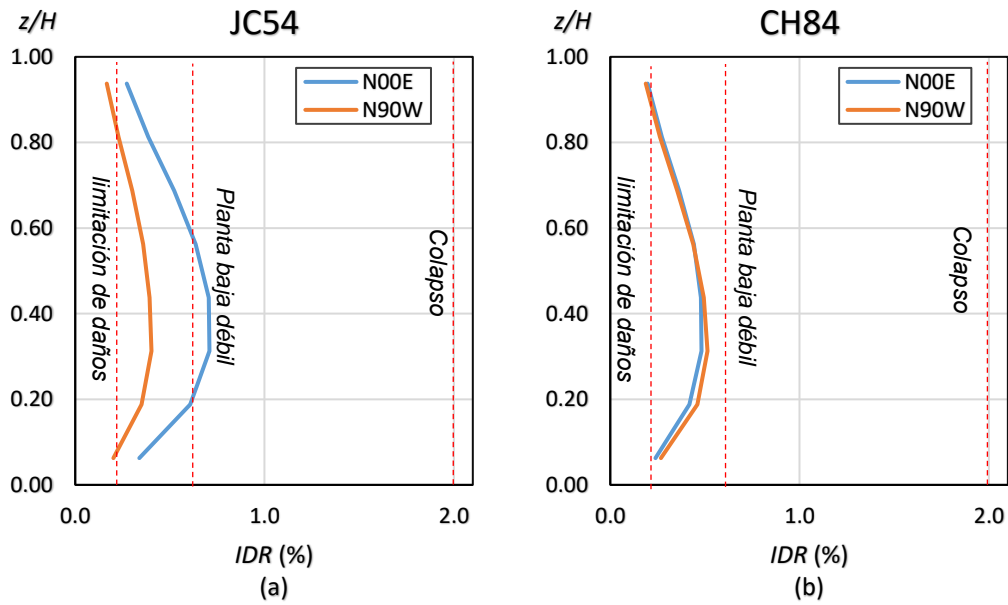


Figura 4.24 Perfiles de distorsión de entripiso del modelo correspondiente al edificio de 8 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

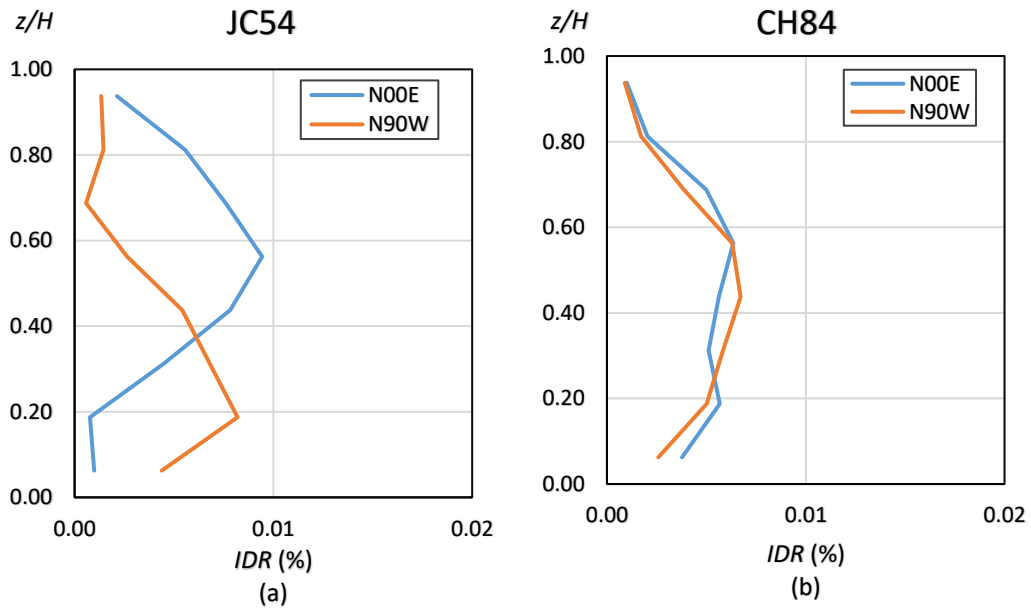


Figura 4.25 Perfiles de distorsión residual de entripiso del edificio de 8 niveles sometido a los movimientos del terreno obtenidos en las estaciones: a) JC54, y b) CH84

4.7 EFECTO DE LA INTENSIDAD DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO

Por otra parte, otro parámetro a considerar en esta investigación es la aceleración máxima del terreno (*AMT*) que puede producir el colapso de estructuras a causa de distorsiones de entrepiso excesivas en la planta baja. Para ello, se optó por escalar linealmente, en amplitud, el acelerograma registrado en la estación CH84, en su componente N90W, cuya aceleración máxima es de 225.6 cm/s^2 .

4.7.1 Marco de 4 niveles

En la Figura 4.26 se ilustra la evolución del perfil de *IDR* correspondiente al modelo del edificio de 4 niveles conforme se aumenta el factor de escala aplicado al acelerograma. El factor que induce el colapso es igual a 2.70, asociado a una *AMT* de 609.1 cm/s^2 . Ante este nivel de aceleración, se observa el mecanismo de falla de *planta baja débil*. Sin embargo, ante aceleraciones menores al 93% de la *ATM* no se presenta el fenómeno de *planta baja débil*. Sin embargo, cabe notar que la distorsión normativa permisible contra colapso de 2% se presenta para un factor de escala ligeramente superior a 2.5.

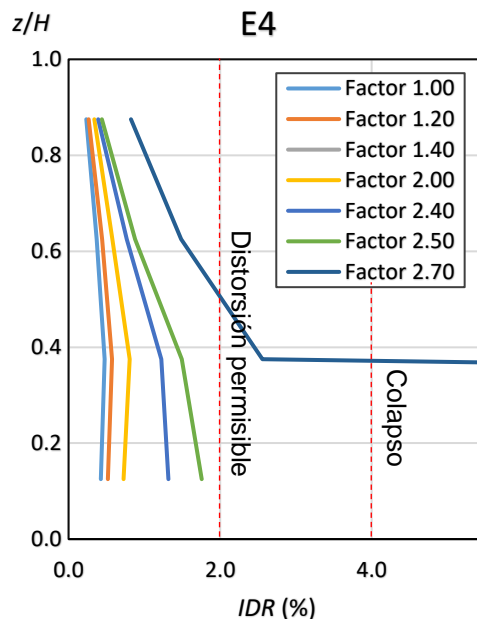


Figura 4.26 Evolución del perfil de *IDR* del modelo del edificio de 4 niveles ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W)

4.7.2 Marco de 6 niveles

En la Figura 4.27 se muestra el desarrollo del perfil de *IDR* del modelo E6A aplicando diferentes factores de escala al acelerograma. Se puede observar que el mecanismo de *planta baja débil* no se presenta aún para factores de escala menores a 2.5. Sin embargo, el colapso del edificio se presenta cuando se considera un factor de escala de 2.55, asociado a una aceleración máxima del terreno de 575.3 cm/s^2 .

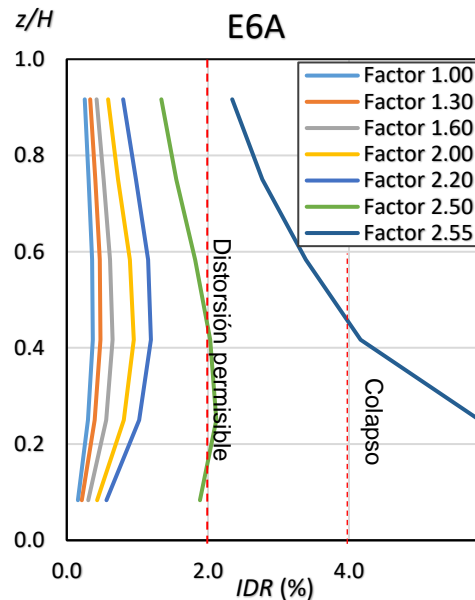


Figura 4.27 Evolución del perfil de *IDR* del modelo E6A del edificio de 6 niveles ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W)

Asimismo, en la Figura 4.28 se expone la evolución del perfil de *IDR* para el modelo E6NA, donde se observa que el modelo experimenta distorsiones asociadas al colapso cuando se aplica un factor de escala de 2.05, equivalente a una aceleración máxima del terreno de 462.5 cm/s^2 . Cabe destacar que ante dicha aceleración el modelo exhibe el mecanismo de *planta baja débil*; sin embargo, ante aceleraciones menores al 3 % de la *AMT* no se presenta dicho mecanismo.

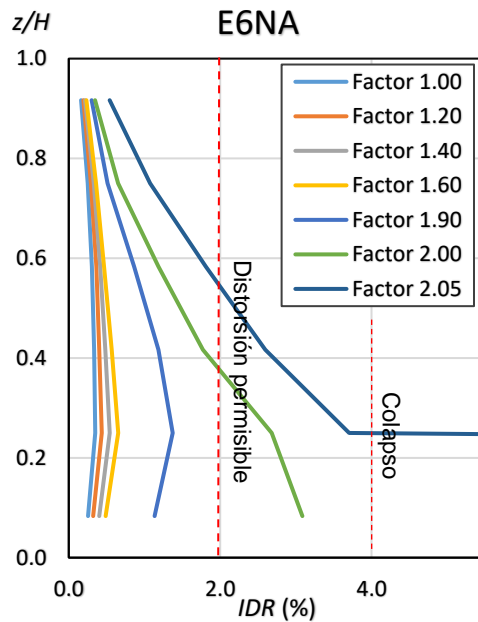


Figura 4.28 Evolución del perfil de *IDR* del modelo E6NA del edificio de 6 niveles ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N00E)

4.7.3 Marco de 8 niveles

En la Figura 4.29 se presenta la variación del perfil de *IDR* al incrementar el factor de escala aplicado al acelerograma para el modelo E8NA. Para este caso en particular, el factor de escala asociado al colapso es de 1.57, es decir, una aceleración del terreno de 354.2 cm/s^2 . También se puede observar que se presenta el mecanismo de falla denominado de *planta baja débil*. Sin embargo, ante aceleraciones menores al 95% de la *AMT*, dicho mecanismo no se presenta.

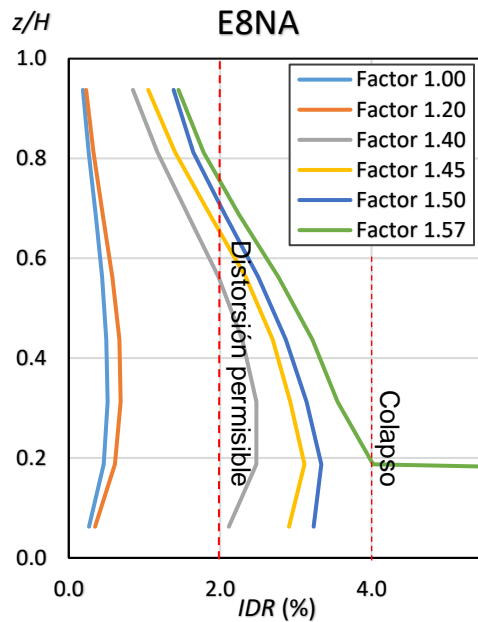


Figura 4.29 Evolución del perfil de *IDR* del edificio de 8 niveles ante el acelerograma escalado registrado en la estación CH84 (comp. N90W)

Finalmente, es importante destacar que el fenómeno de *planta baja débil* se presenta de manera súbita; es decir, no se presentan distorsiones excesivas en la planta baja ante el registro escalado con intensidades del terreno ligeramente menores al 93% de la aceleración máxima que induce el colapso como se muestra en las Figuras 4.26, 4.27, 4.28 y 4.29.

CONCLUSIONES

5.1 RESUMEN

El objetivo principal de esta tesis consistió en evaluar las nuevas disposiciones para el diseño sísmico de edificios con *planta baja débil* incorporadas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS) en su edición 2017, NTCS-17 (Gaceta, 2017a). Para tal fin, se diseñaron edificios de concreto reforzado (CR) con muros diafragma de mampostería de 4, 6 y 8 niveles, cuales presentan una configuración estructural con *planta baja débil*. Asimismo, para fines de comparación, se realizó el diseño de los mismos edificios utilizando las ediciones 1976 (Rosenblueth, 1979; Esteva, 1987) y 2004 (Gaceta, 2004a) de las NTCS para observar la evolución del diseño de los elementos (vigas y columnas), así como la variación de su resistencia y rigidez.

Una vez diseñados los edificios, se desarrollaron modelos analíticos de los mismos empleando el programa *RUAUMOKO* (Carr, 2009). Los modelos analíticos consideraron la participación de muros de mampostería en los pisos superiores a la planta baja. En particular, los muros de mampostería se modelaron con el método de la diagonal equivalente, especificado en las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCM) en su edición 2017, NTCM-17 (Gaceta, 2017b). Cabe notar que las NTCM-17 disminuyen el ancho de la diagonal equivalente a la mitad para considerar implícitamente el daño y deterioro de rigidez de los muros ante acciones sísmicas.

En principio, se desarrolló un análisis modal convencional para obtener sus propiedades dinámicas de los edificios diseñados con las NTCS-17. Posteriormente, se obtuvieron sus curvas de capacidad mediante un análisis estático no-lineal para evaluar sus propiedades

mecánicas. Finalmente, se realizaron análisis dinámicos no-lineales de modelos analíticos al ser sometidos ante los acelerogramas registrados en dos estaciones acelerográficas ubicadas en terreno blando de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ($M_w=7.1$). Cabe notar que los acelerogramas seleccionados registraron las máximas aceleraciones del terreno durante dicho evento sísmico.

5.2 CONCLUSIONES

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

- Al realizar el diseño sísmico de los edificios de interés, las secciones de vigas y columnas necesarias para el cumplimiento de los requisitos normativos indicados en las NTCS-17 para estructuras con *planta baja débil* son mayores a las secciones obtenidas empleando los reglamentos de 1976 y 2004.
- La curva de capacidad de los modelos con muros diafragma exhiben una pendiente negativa después de alcanzar su resistencia, la cual se incrementa conforme se va aumentando el número de niveles.
- Al examinar las curvas de capacidad obtenidas de los edificios en estudio se observó que la inclusión de muros diafragma en el diseño de los edificios incrementa la resistencia lateral respecto a los edificios que no cuentan con muros diafragma, no obstante que los primeros consideran la *planta baja débil*. Las curvas de capacidad evidenciaron que la resistencia lateral de los edificios modelados con puntales equivalentes para considerar la presencia de muros diafragma (y considerando la degradación de rigidez) se incrementa conforme se aumenta el número de niveles,. Sin embargo, si no se considera, tal efecto la capacidad resistente disminuye conforme se incrementa el número de niveles.
- Al evaluar la respuesta sísmica de los edificios de 4 y 6 niveles ante los acelerogramas seleccionados, se observó que los modelos exhiben demandas de distorsión en la planta baja inferiores a la distorsión permisible de 0.006 establecida en las nuevas NTCS-17 para edificios con *planta baja débil*. Sin embargo, el edificio de 8 niveles excedió la distorsión de 0.006 ante la componente N00E del acelerograma registrado en la estación JC54.

- Las distorsiones máximas de entrepiso en los edificios se concentraron en los pisos superiores a la planta baja ante los acelerogramas seleccionados,. Dichas distorsiones no sobrepasaron las distorsiones asociadas al colapso de 0.02. Por lo tanto, en general, el criterio propuesto en las nuevas NTCS-17 resultó ser satisfactorio para evitar el colapso y evitar la formación de una *planta baja débil*.
- Al escalar linealmente el acelerograma registrado en la estación CH84, componente N90W, se observó las distorsiones máximas tienden a concentrarse en la planta baja conforme se incrementa la intensidad del movimiento, por lo que presenta el mecanismo de falla de *planta baja débil*. Los factores de escala para el acelerograma que inducen el colapso de los modelos “NA” de los edificios de 4, 6 y 8 niveles fueron de 2.70, 2.05 y 1.57, respectivamente. Para el modelo “A” del edificio de 6 niveles, el factor que induce el colapso de 2.55. Es importante señalar que este fenómeno se presenta de manera súbita debido a que con factores de escala menores no se exhibe la formación del mecanismo de *planta baja débil*.

5.3 ESTUDIOS SUGERIDOS

En particular, se sugiere confirmar las observaciones derivadas de este estudio incluyendo un número mayor de acelerogramas, dado que los modelos analíticos de los edificios con *planta baja débil* diseñados con las NTCS-17 solo fueron sometidos ante los acelerogramas registrados en las estaciones JC54 y CH84 durante el sismo de 19 de septiembre de 2017.

REFERENCIAS

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.

ETABS (2016). "Etabs (versión 2016)", Computers and Structures, Inc., Walnut Creek, California.

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. <http://www.learningfromearthquakes.org/2017-09-19-puebla-mexico/?id=65:preliminary-statistics-of-collapsed-buildings-in-mexico-city-in-the-september-19-2017-puebla-morelos-earthquake>.

Galvis, F., Miranda, E., Heresi, P., Dávalos, H., Ruiz-García, J. (2020), "Overview of Collapsed Buildings in Mexico City after the September 19, 2017 (Mw7.1)", Earthquake. Earthquake Spectra 2020, Online First. <https://doi.org/10.1177/8755293020936694>.

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

González, O., Robles, F. (2005). Aspectos fundamentales del concreto reforzado, Editorial Limusa, 4ª. Edición.

Gaceta (1987), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Distrito Federal, 17 de junio de 1987.

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

Gaceta (2004b), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal Gobierno del Distrito Federal, 15 de octubre de 2004.

Gaceta (2017a), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017.

Gaceta (2017b), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017.

Gaceta (2017c), “Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería”, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México, 15 de diciembre de 2017.

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.

Meli, R. (1985) “Diseño estructural”, Editorial Limusa, 2ª. Edición.

Pérez-Gavilán E., J.J., (Editor) (2012), “Guía de análisis de estructuras de mampostería”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.-Consejo Nacional de Vivienda.

Rangel, G., Terán, A.(2010), “Efecto de la losa en las propiedades estructurales y el desempeño sísmico de marcos de concreto reforzado”, *Concreto y Cemento. Investigación y Desarrollo*, 1(2): 2-16.

Red Acelerográfica de la Ciudad de México (RACM), http://www.cires.org.mx/racm_mapa/index.php

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

Rosenblueth, E., Meli, R. (1986), "The 1985 Earthquake: Causes and Effects in Mexico City", Concrete International, 8(5): 23-34.

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.

SSN (2017). Reporte Especial: Sismo del día 19 de septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M=7.1). Servicio Sismológico Nacional, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportes-especiales/2017/SSNMX_rep_esp_20170919_Puebla-Morelos_M71.pdf

APÉNDICE

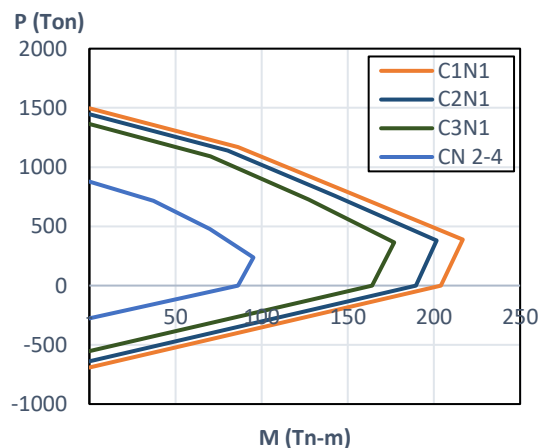
A

APÉNDICE A: DIAGRAMAS DE INTERACCIÓN Y MOMENTO-CURVATURA

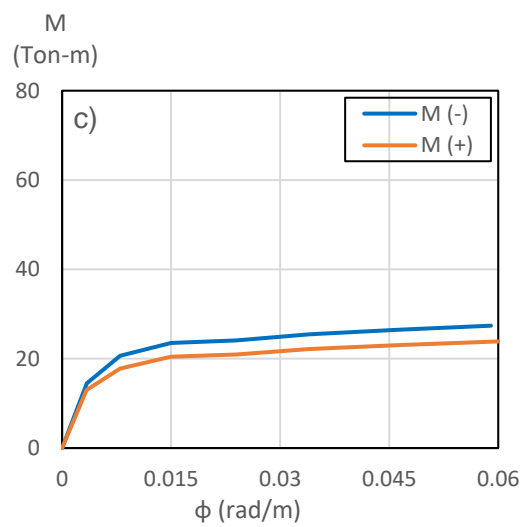
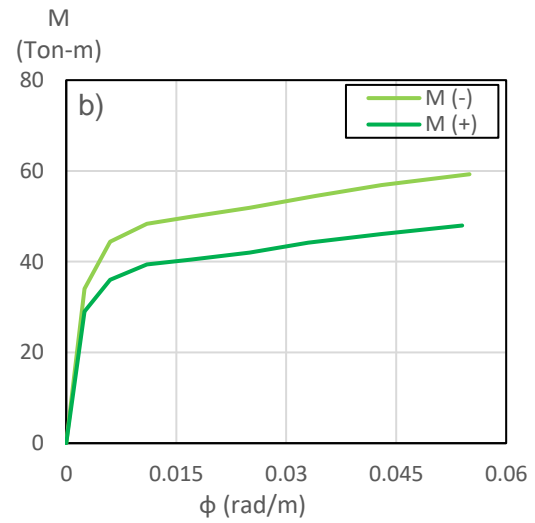
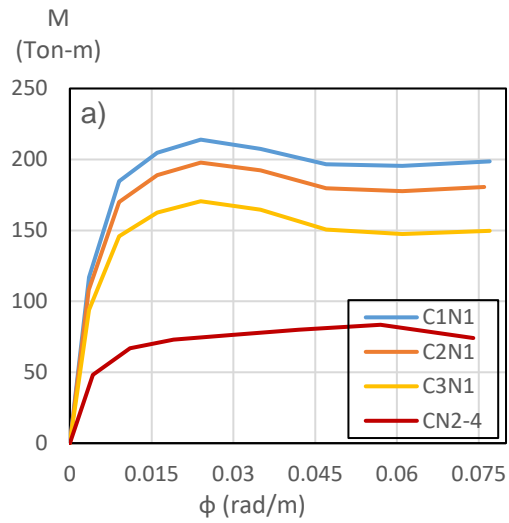
A continuación, se ilustran los diagramas de interacción de columnas y los diagramas momento-curvatura de vigas y columnas correspondientes a los casos de estudio de la presente investigación

Edificio de 4 niveles modelo E4A

En la siguiente figura se presentan los diagramas de interacción para las columnas de planta baja (C1, C2 y C3) y los niveles superiores (CN2-4):

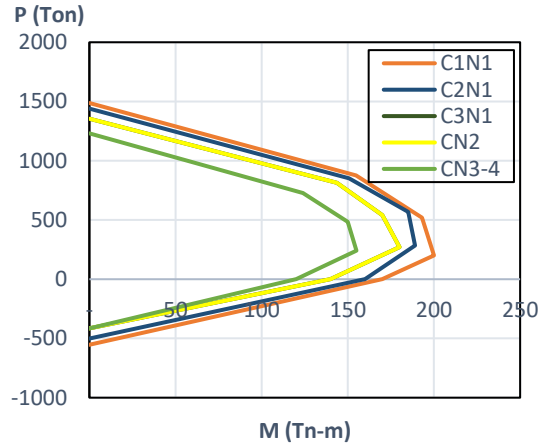


Diagramas momento-curvatura: a) columnas de planta baja y niveles 2 al 4, b) vigas de planta baja y, c) vigas de los niveles 2 al 4

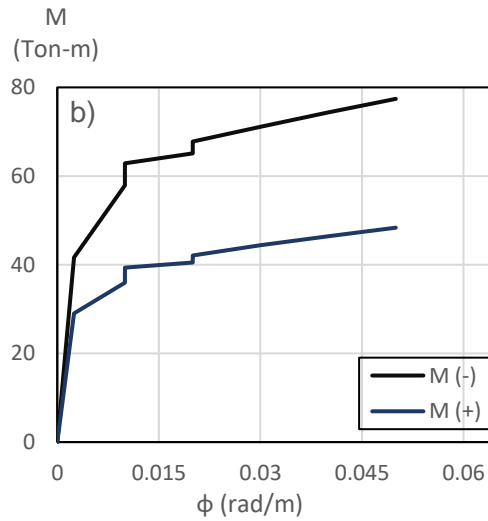
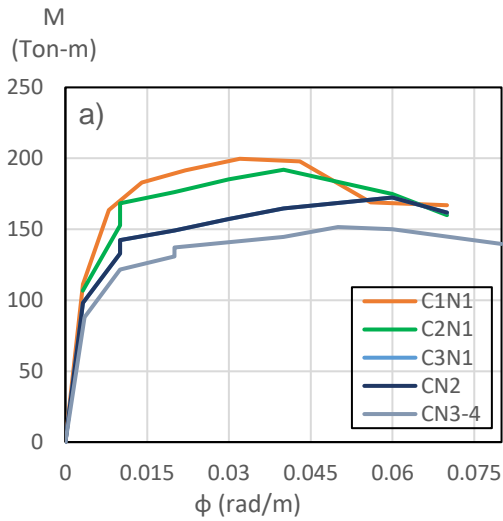


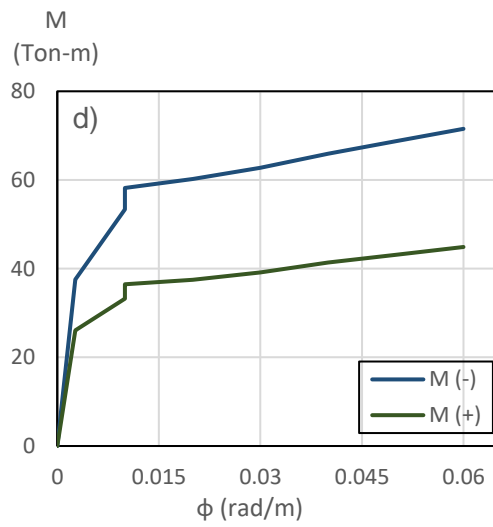
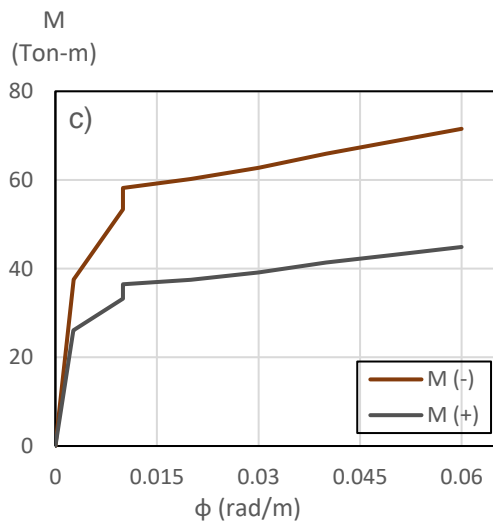
Edificio de 4 niveles modelo E4SM

Diagramas de interacción de las columnas de planta baja y pisos inmediatos superiores:



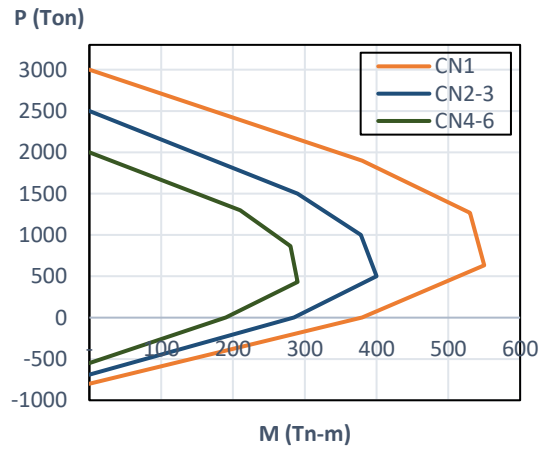
Diagramas momento-curvatura: a) columnas de planta baja y pisos inmediatos superiores, b) vigas de planta baja, c) vigas de los niveles 2 al 3 y, vigas del nivel 4



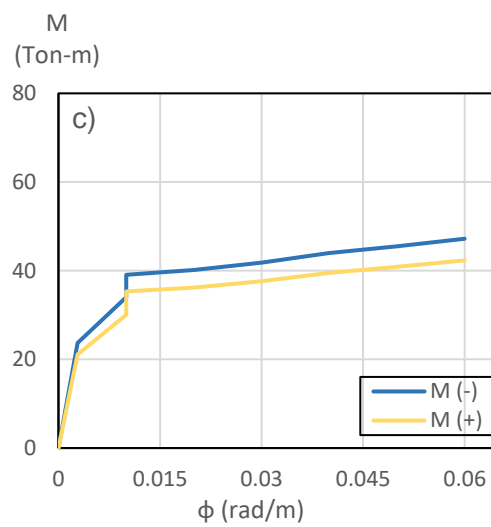
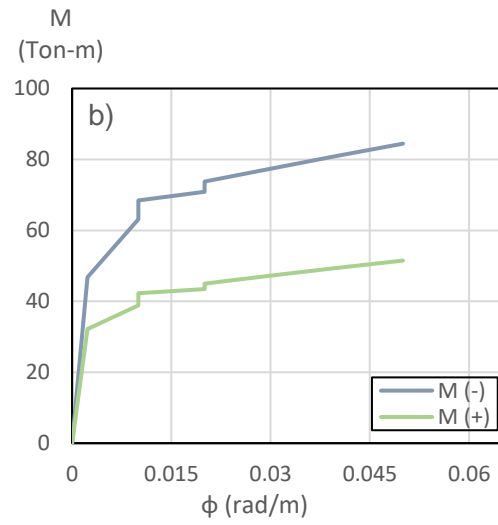
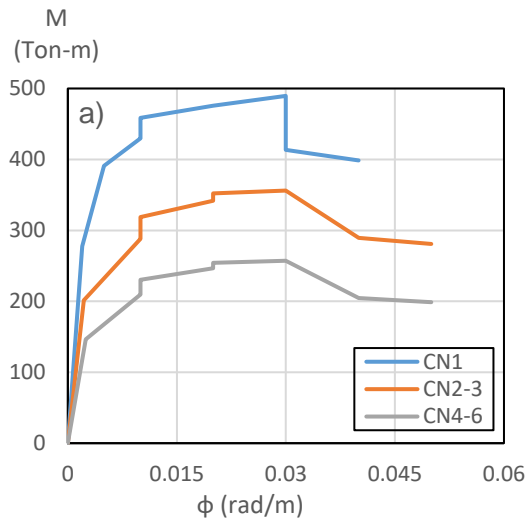


Edificio de 6 niveles modelo E6A

Diagramas de interacción de columnas:

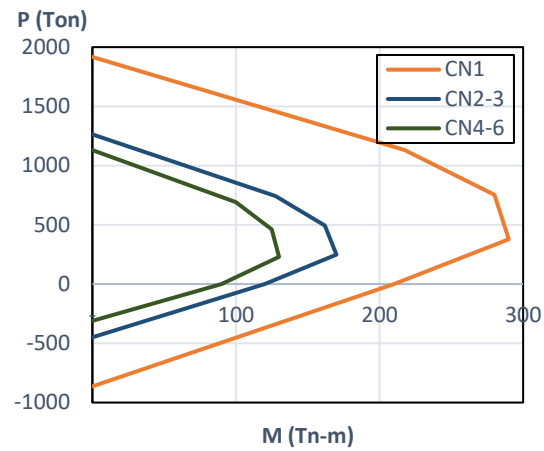


Diagramas momento-curvatura: a) columnas de los niveles 1 al 6, b) vigas de planta baja, y, c) vigas de los niveles 2 al 6

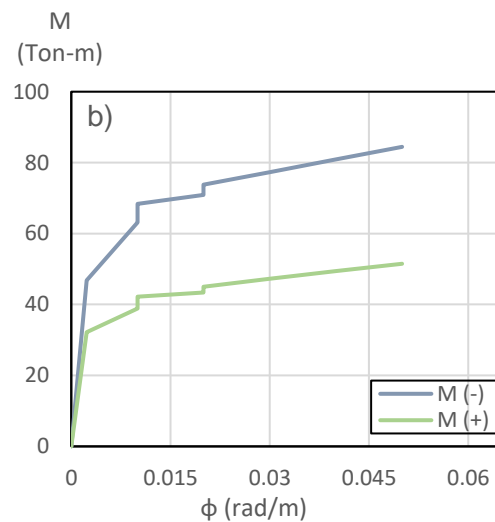
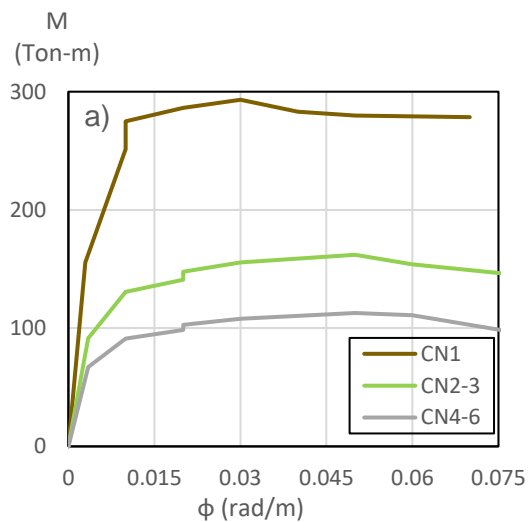


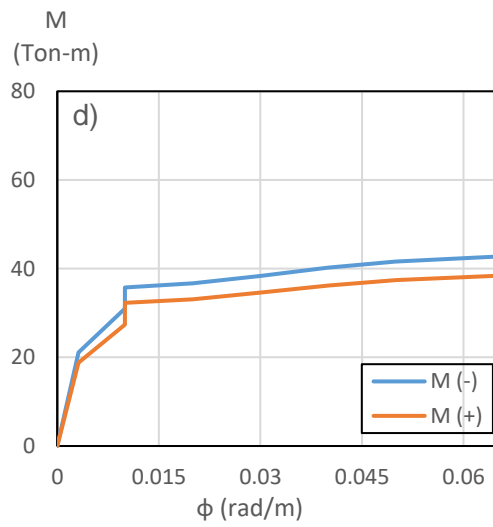
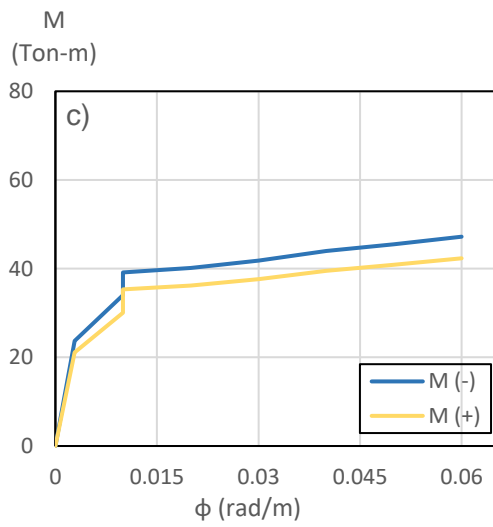
Edificio de 6 niveles modelo E6NA

Diagramas de interacción de columnas:



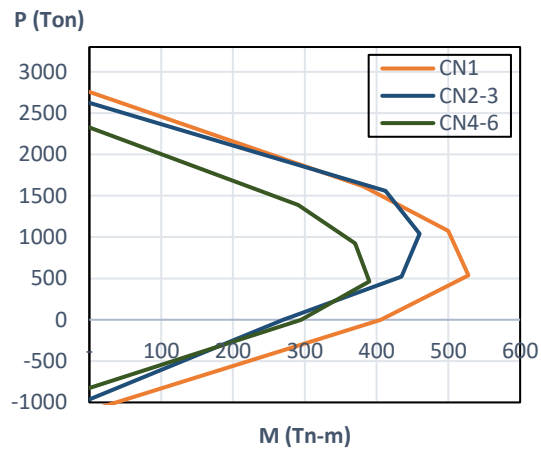
Diagramas momento-curvatura: a) columnas de los niveles 1 al 6, b) vigas de planta baja, c) vigas de los niveles 2 al 3 y, d) vigas de los niveles 4 al 6



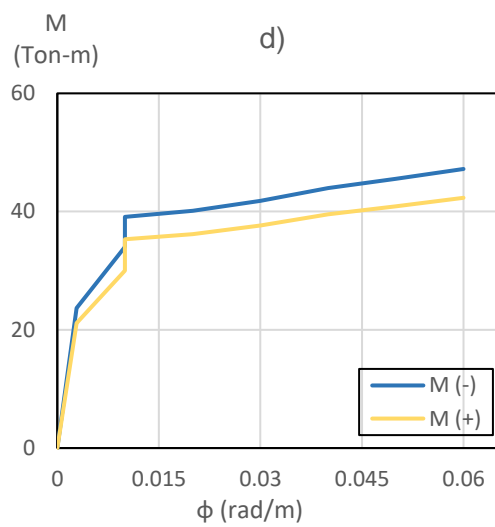
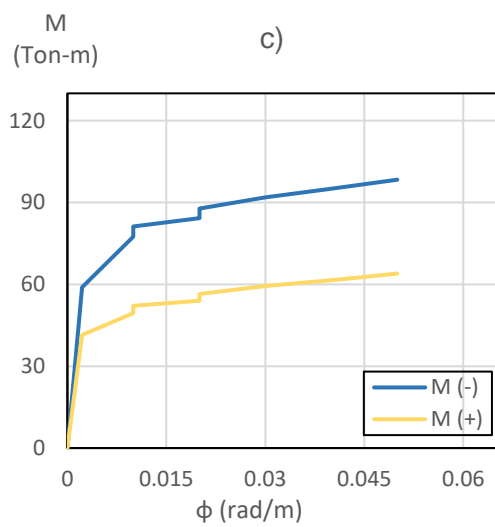
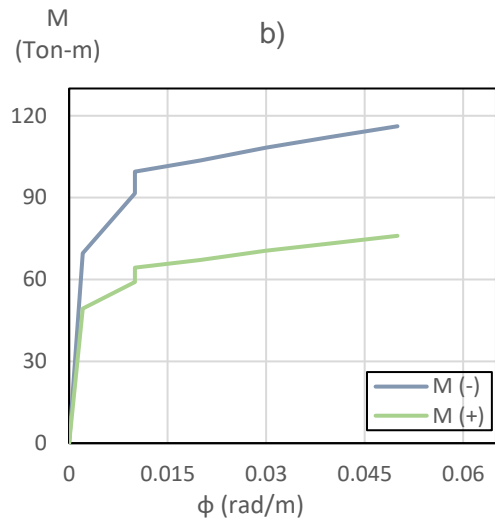
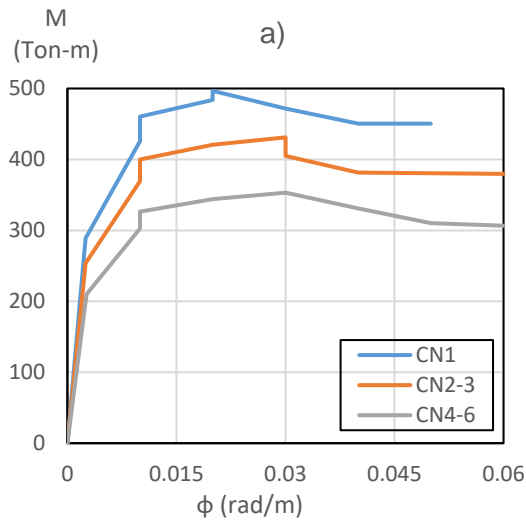


Edificio de 6 niveles modelo E6SM

Diagramas de interacción de columnas:

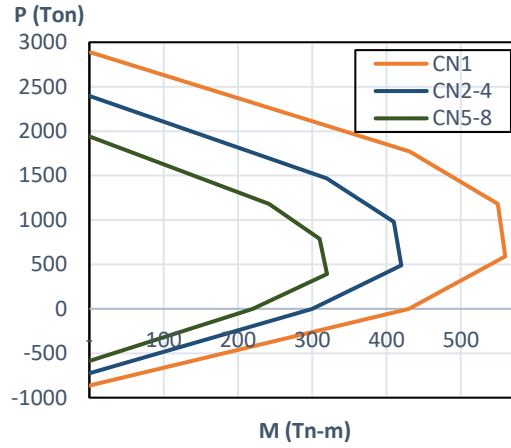


Diagramas momento-curvatura: a) columnas de los niveles 1 al 6, b) vigas de planta baja, b) vigas de los niveles 2 al 3 y c) vigas de los niveles 4 al 6

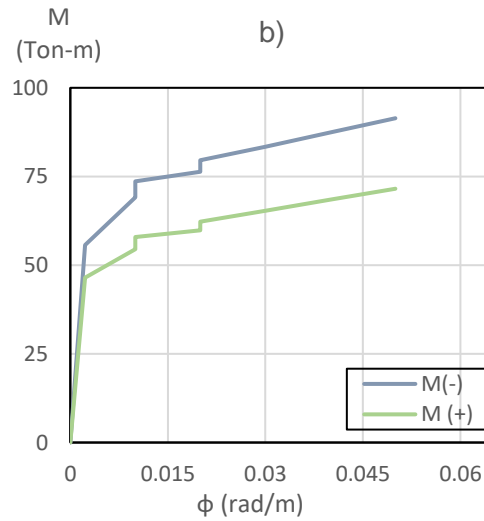
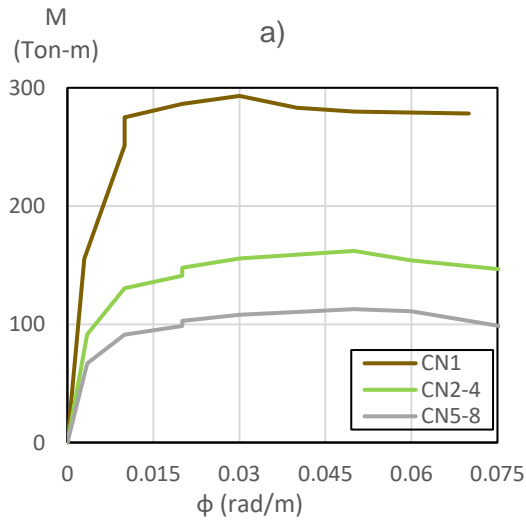


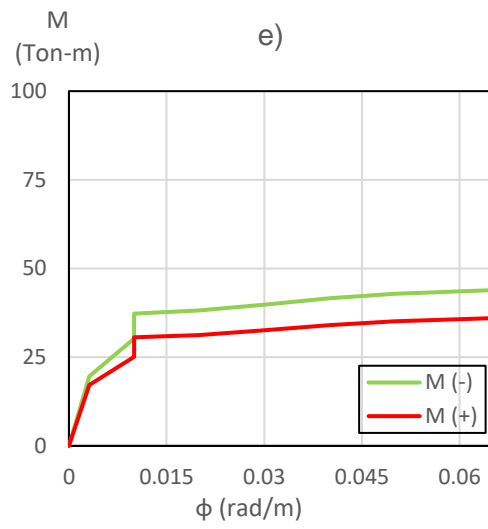
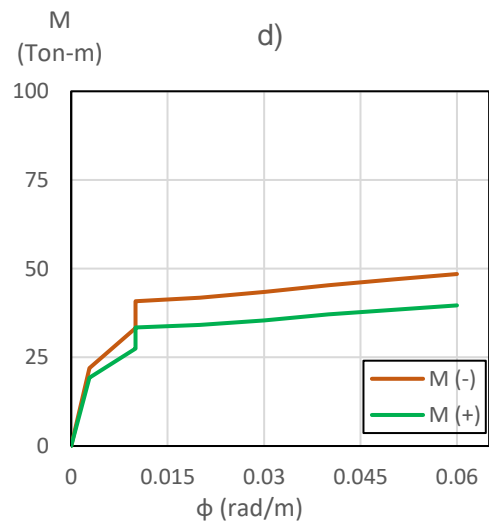
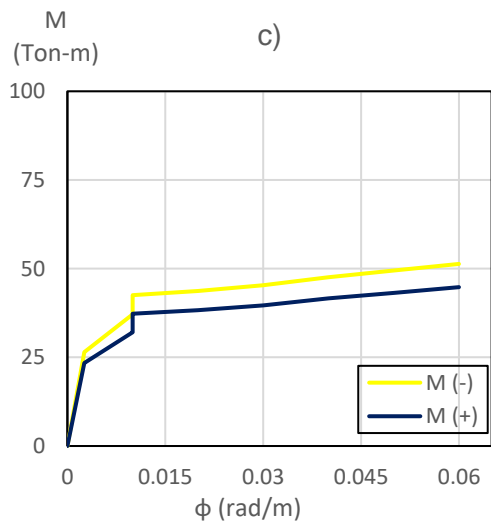
Edificio de 8 niveles modelo E6SM

Diagramas de interacción de columnas:



Diagramas momento-curvatura: a) columnas de los niveles 1 al 8, b) vigas de planta baja, c) vigas de los niveles 2 al 4, d) vigas de los niveles 5 al 7 y, e) vigas del nivel 8





APÉNDICE

B

APÉNDICE B: MOMENTOS DE INERCIA AGRIETADA Y MOMENTOS DE FLUENCIA

A continuación, se presentan los momentos de inercia agrietada, momentos de fluencia para las vigas de los edificios en estudio. Asimismo, los momentos de inercia agrietado correspondientes a las columnas de los edificios.

En las siguientes Tablas se presenta los valores obtenidos de momento de fluencia y momentos de inercia agrietada: a) vigas y, b) columnas

a)

| Tipo | M_y (Ton) | I_{agr} (m ⁴) | Promedio I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-------------|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 39.38 | 0.00619512 | 0.00574965 | 0.5 |
| | -48.38 | -0.00530417 | | |
| Nivel 2-4 | 16.36 | 0.00103185 | 0.00108681 | 0.68 |
| | -20.00 | -0.00114177 | | |

b)

| Tipo | I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|------------|-----------------------------|---------------|
| Nivel 1-C1 | 0.01573837 | 0.75 |
| Nivel 1-C2 | 0.01510436 | 0.70 |
| Nivel 1-C3 | 0.01388408 | 0.61 |
| Nivel 2-4 | 0.01133274 | 0.48 |

Edificio de 4 niveles modelo E4SM

Valores obtenidos de momento de fluencia y momentos de inercia agrietada: a) vigas y, b) columnas

a)

| Tipo | M_y (Ton) | I_{agr} (m ⁴) | Promedio I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-------------|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 39.4 | 0.00757811 | 0.00644217 | 0.56 |
| | -63.0 | -0.00530624 | | |
| Nivel 2-3 | 36.5 | 0.00632283 | 0.00536830 | 0.59 |
| | -58.2 | -0.00441377 | | |
| Nivel 4 | 31.0 | 0.00341273 | 0.00317017 | 0.57 |
| | -37.5 | -0.00292761 | | |

b)

| Tipo | I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|------------|-----------------------------|---------------|
| Nivel 1-C1 | 0.01573837 | 0.60 |
| Nivel 1-C2 | 0.01510436 | 0.57 |
| Nivel 1-C3 | 0.01388408 | 0.53 |
| Nivel 2-4 | 0.01133274 | 0.57 |

Edificio de 6 niveles modelo E6A

Valores obtenidos de momento de fluencia y momentos de inercia agrietada: a) vigas y, b) columnas

a)

| Tipo | M_y (Ton) | I_{agr} (m ⁴) | Promedio I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-------------|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 40.0 | 0.00914169 | 0.007726008 | 0.55 |
| | -68.4 | -0.00631033 | | |
| Nivel 2-6 | 35.3 | 0.00376215 | 0.003567058 | 0.57 |
| | -39.1 | -0.00337196 | | |

b)

| Tipo | I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-----------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 0.06299376 | 0.43 |
| Nivel 2-3 | 0.04134816 | 0.41 |
| Nivel 4-6 | 0.02684207 | 0.40 |

Edificio de 6 niveles modelo E6NA

Valores obtenidos de momento de fluencia y momentos de inercia agrietada: a) vigas y, b) columnas

a)

| Tipo | M_y (Ton) | I_{agr} (m ⁴) | Promedio I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-------------|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 40.0 | 0.00914169 | 0.00772601 | 0.55 |
| | -68.4 | -0.00631033 | | |
| Nivel 2-3 | 35.3 | 0.00376215 | 0.00356706 | 0.57 |
| | -39.1 | -0.00337196 | | |
| Nivel 4-6 | 32.3 | 0.00304356 | 0.00288707 | 0.59 |
| | -36.0 | -0.00273058 | | |

b)

| Tipo | I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-----------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 0.02370223 | 0.69 |
| Nivel 2-3 | 0.01195040 | 0.60 |
| Nivel 4-6 | 0.00874477 | 0.81 |

Edificio de 6 niveles modelo E6SM

Valores obtenidos de momento de fluencia y momentos de inercia agrietada: a) vigas y, b) columnas

a)

| Tipo | M_y (Ton) | I_{agr} (m ⁴) | Promedio I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-------------|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 62.0 | 0.01512180 | 0.01293518 | 0.63 |
| | -96.0 | -0.01074857 | | |
| Nivel 2-4 | 52.1 | 0.01202957 | 0.01025590 | 0.60 |
| | -81.2 | -0.00848223 | | |
| Nivel 5-6 | 43.4 | 0.00861337 | 0.00762383 | 0.54 |
| | -52.1 | -0.00663429 | | |

b)

| Tipo | I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-----------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 0.05239144 | 0.63 |
| Nivel 2-3 | 0.04563429 | 0.55 |
| Nivel 4-6 | 0.03578211 | 0.53 |

Edificio de 8 niveles modelo E8NA

Valores obtenidos de momento de fluencia y momentos de inercia agrietada: a) vigas y, b) columnas

a)

| Tipo | M_y (Ton) | I_{agr} (m ⁴) | Promedio I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-------------|-----------------------------|--------------------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 54.5 | 0.01106337 | 0.01016996 | 0.48 |
| | -69.1 | 0.00927655 | | |
| Nivel 2-4 | 37.3 | 0.00458262 | 0.00432406 | 0.54 |
| | -42.5 | 0.00406550 | | |
| Nivel 5-7 | 33.4 | 0.00349428 | 0.00328255 | 0.52 |
| | -40.1 | 0.00307082 | | |
| Nivel 8 | 30.6 | 0.00282413 | 0.00265577 | 0.55 |
| | -37.3 | 0.00248741 | | |

b)

| Tipo | I_{agr} (m ⁴) | I_{agr}/I_g |
|-----------|-----------------------------|---------------|
| Nivel 1 | 0.06193843 | 0.51 |
| Nivel 2-4 | 0.04145075 | 0.50 |
| Nivel 5-8 | 0.02810997 | 0.51 |

APÉNDICE C: DISCRETIZACIÓN DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

Finalmente, se presentan los valores obtenidos de la discretización de los diagramas de interacción correspondientes a cada modelo elaborado.

Edificio de 4 niveles modelo E4

Columnas: a) C1N1, b) C2N1, c) C3N1 y d) CN2-4

a)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1496.7 | 0.0 |
| PB,MB | 1168.5 | 86.2 |
| 2/3PB, M1B | 779.0 | 151.4 |
| 1/3PB,M2B | 389.5 | 216.7 |
| M0 | 0.0 | 204.1 |
| PYT | -691.5 | 0.0 |

c)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1363.9 | 0.0 |
| PB,MB | 1089.7 | 70.3 |
| 2/3PB, M1B | 726.5 | 127.3 |
| 1/3PB,M2B | 363.2 | 176.9 |
| M0 | 0.0 | 164.2 |
| PYT | -553.2 | 0.0 |

b)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1446.5 | 0.0 |
| PB,MB | 1138.9 | 80.3 |
| 2/3PB, M1B | 759.3 | 142.3 |
| 1/3PB,M2B | 379.6 | 201.5 |
| M0 | 0.0 | 189.5 |
| PYT | -639.3 | 0.0 |

d)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 877.5 | 0.0 |
| PB,MB | 715.0 | 37.2 |
| 2/3PB, M1B | 476.7 | 70.0 |
| 1/3PB,M2B | 238.3 | 95.2 |
| M0 | 0.0 | 86.3 |
| PYT | -276.6 | 0.0 |

Edificio de 4 niveles modelo E4SM

Columnas: a) C1N1, b) C2N1, c) C3N1-CN2 y, d) CN3-4

a)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1487.2 | 0.0 |
| PB,MB | 875.6 | 154.9 |
| 2/3PB, M1B | 520.0 | 193.0 |
| 1/3PB,M2B | 200.0 | 200.0 |
| M0 | 0.0 | 170.0 |
| PYT | -553.2 | 0.0 |

b)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1440.0 | 0.0 |
| PB,MB | 851.8 | 150.7 |
| 2/3PB, M1B | 567.8 | 185.0 |
| 1/3PB,M2B | 283.9 | 189.0 |
| M0 | 0.0 | 160.0 |
| PYT | -501.0 | 0.0 |

c)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1354.5 | 0.0 |
| PB,MB | 813.0 | 143.6 |
| 2/3PB, M1B | 542.0 | 170.0 |
| 1/3PB,M2B | 271.0 | 180.0 |
| M0 | 0.0 | 140.0 |
| PYT | -414.9 | 0.0 |

d)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1231.2 | 0.0 |
| PB,MB | 726.6 | 123.9 |
| 2/3PB, M1B | 484.4 | 150.0 |
| 1/3PB,M2B | 242.2 | 155.0 |
| M0 | 0.0 | 120.0 |
| PYT | -414.9 | 0.0 |

Edificio de 6 niveles modelo E6A

Columnas: a) CN 1, b) CN 2-3 y, CN 4-6

a)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 3000.0 | 0.0 |
| PB,MB | 1900.0 | 380.0 |
| 2/3PB, M1B | 1266.7 | 530.0 |
| 1/3PB,M2B | 633.3 | 550.0 |
| M0 | 0.0 | 380.0 |
| PYT | -800.0 | 0.0 |

b)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 2500.0 | 0.0 |
| PB,MB | 1500.0 | 290.0 |
| 2/3PB, M1B | 1000.0 | 378.0 |
| 1/3PB,M2B | 500.0 | 400.0 |
| M0 | 0.0 | 285.0 |
| PYT | -690.0 | 0.0 |

c)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 2000.0 | 0.0 |
| PB,MB | 1300.0 | 210.0 |
| 2/3PB, M1B | 866.7 | 280.0 |
| 1/3PB,M2B | 433.3 | 290.0 |
| M0 | 0.0 | 190.0 |
| PYT | -550.0 | 0.0 |

Edificio de 6 niveles modelo E6NA

Columnas: a) CN 1, b) CN 2-3 y, CN 4-6

a)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1916.8 | 0.0 |
| PB,MB | 1132.0 | 217.5 |
| 2/3PB, M1B | 754.7 | 280.0 |
| 1/3PB,M2B | 377.3 | 290.0 |
| M0 | 0.0 | 210.0 |
| PYT | -863.6 | 0.0 |

b)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1263.6 | 0.0 |
| PB,MB | 743.3 | 127.6 |
| 2/3PB, M1B | 495.5 | 162.0 |
| 1/3PB,M2B | 247.8 | 170.0 |
| M0 | 0.0 | 120.0 |
| PYT | -448.7 | 0.0 |

c)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 1130.9 | 0.0 |
| PB,MB | 692.1 | 100.0 |
| 2/3PB, M1B | 461.4 | 125.0 |
| 1/3PB,M2B | 230.7 | 130.0 |
| M0 | 0.0 | 90.0 |
| PYT | -310.4 | 0.0 |

Edificio de 6 niveles modelo E6SM

Columnas: a) CN 1, b) CN 2-3 y, CN 4-6

a)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 2756.6 | 0.0 |
| PB,MB | 1612.7 | 381.6 |
| 2/3PB, M1B | 1075.2 | 500.0 |
| 1/3PB,M2B | 537.6 | 528.0 |
| M0 | 0.0 | 406.0 |
| PYT | -1101.2 | 0.0 |

b)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 2624.6 | 0.0 |
| PB,MB | 1560.4 | 412.3 |
| 2/3PB, M1B | 1040.3 | 460.0 |
| 1/3PB,M2B | 520.1 | 435.0 |
| M0 | 0.0 | 270.0 |
| PYT | -963.6 | 0.0 |

c)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|------------|----------------|------------------|
| PYC | 2326.7 | 0.0 |
| PB,MB | 1387.7 | 290.6 |
| 2/3PB, M1B | 925.1 | 370.0 |
| 1/3PB,M2B | 462.6 | 390.0 |
| M0 | 0.0 | 295.0 |
| PYT | -825.9 | 0.0 |

Edificio de 6 niveles modelo E8NA

Columnas: a) CN 1, b) CN 2-4 y, CN 5-8

a)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|-------------------|----------------|------------------|
| <i>PYC</i> | 2885.8 | 2.1 |
| <i>PB,MB</i> | 1770.5 | 431.2 |
| <i>2/3PB, M1B</i> | 1180.3 | 550.0 |
| <i>1/3PB,M2B</i> | 590.2 | 560.0 |
| <i>M0</i> | 0.0 | 430.0 |
| <i>PYT</i> | -863.6 | 0.0 |

b)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|-------------------|----------------|------------------|
| <i>PYC</i> | 2396.1 | 0.0 |
| <i>PB,MB</i> | 1467.3 | 319.6 |
| <i>2/3PB, M1B</i> | 978.2 | 410.0 |
| <i>1/3PB,M2B</i> | 489.1 | 420.0 |
| <i>M0</i> | 0.0 | 300.0 |
| <i>PYT</i> | -725.3 | 0.0 |

c)

| Punto | <i>P</i> (Ton) | <i>M</i> (Ton-m) |
|-------------------|----------------|------------------|
| <i>PYC</i> | 1940.3 | 0.0 |
| <i>PB,MB</i> | 1180.0 | 241.9 |
| <i>2/3PB, M1B</i> | 786.7 | 310.0 |
| <i>1/3PB,M2B</i> | 393.3 | 320.0 |
| <i>M0</i> | 0.0 | 220.0 |
| <i>PYT</i> | -587.0 | 0.0 |