



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS A BASE DE MUROS ESTRUCTURALES DE
CONCRETO REFORZADO CON DIFERENTE CONFINAMIENTO EN SUS
ELEMENTOS DE BORDE**

TESIS

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRA EN INGENIERÍA

PRESENTA:

ISABEL CRISTINA PIEDRAHITA MUÑOZ

TUTOR

Dr. MARIO E. RODRÍGUEZ R., INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM

CIUDAD DE MÉXICO. MAYO 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. MELI PIRALLA ROBERTO

Secretario: Dr. ESCOBAR SÁNCHEZ JOSÉ ALBERTO

Vocal: Dr. RODRÍGUEZ RODRÍGUEZ MARIO EMILIO

1er. Suplente: Dr. PÉREZ GAVILÁN ESCALANTE JUAN JOSÉ.

2do. Suplente: Dr. TERÁN GILMORE AMADOR

Lugar donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

Dr. MARIO E. RODRÍGUEZ R.

FIRMA

*Dedicado a mis padres, Patricia y Sergio
y a mi hermana Paula, quienes son mi pilar
más importante y mi más grande motivación*

AGRADECIMIENTOS

A Dios, quien me permite vivir cada día y me da las fuerzas para seguir siempre adelante.

A mis padres, Patricia del Carmen Muñoz Pérez y Sergio León Piedrahita Macías, a quienes debo la vida y el apoyo incondicional brindado siempre.

A mi hermana, Paula Andrea Piedrahita Muñoz, siempre pendiente que avance en mis proyectos, brindándome todos sus consejos y apoyo.

A mis hermanos, Catalina Piedrahita Jaramillo y Sergio Andrés Piedrahita Jaramillo, por sus palabras de aliento.

A mi familia, por sus oraciones.

A mis amigos más antiguos y más recientes, quienes siempre tuvieron la paciencia y las palabras de aliento para hacerme continuar en este proyecto. En especial a Alfredo Francisco Espinoza Mézquita, quien me ayudo y acompañó en días de trabajo que terminaban en largos tramos. Todos hacen más grata mi estadía en México, no importa lo lejos que puedan estar.

A mi tutor el Dr. Mario E. Rodríguez R., por su asesoría y la estricta supervisión de este trabajo.

A los sinodales, por tomar el tiempo para revisar mi trabajo.

A mis compañeros de cubículo por sus constantes ideas, han hecho que mi estadía en la Universidad sea siempre amena.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, donde se realizó este proyecto.

A la *Universidad Nacional Autónoma de México*, UNAM, por la oportunidad de formarme como maestra en sus instalaciones.

Al *Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología*, CONACyT, por el apoyo económico recibido durante mi maestría.

RESUMEN

Este trabajo estudia el comportamiento sísmico de muros de concreto reforzado en edificios en la Ciudad de México. Debido a una redacción inadecuada de las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto (NTCC-2004), los diseñadores han interpretado erróneamente los requisitos de refuerzo transversal para el confinamiento de los elementos de borde de muros de concreto. En dichos elementos de borde tanto el concreto como el acero de refuerzo longitudinal están sometidos a máximas demandas de deformaciones durante terremotos. En esta investigación se analiza este problema, evaluando los resultados de un análisis estático no lineal *pushover* y de un análisis dinámico tiempo - historia de un modelo detallado tri-dimensional de un edificio de diez niveles.

ABSTRACT

This paper studies the seismic behavior of reinforced concrete walls buildings in Ciudad de Mexico. Due to the limited wording of the *Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Concreto (NTCC-2004)*, designers have misinterpreted the specifications of transverse reinforcement for confinement in the wall boundary elements. In these walls' regions concrete and the longitudinal steel reinforcement are subjected to peak strain demands during earthquakes. This research studies this problem, with results of static nonlinear pushover analyses and dynamic nonlinear time-history analyses of a three-dimensional model of a ten-story building are discussed.

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|---|-----------|
| AGRADECIMIENTOS | IV |
| RESUMEN | VI |
| ABSTRACT | VII |
| TABLA DE CONTENIDO | VIII |
| LISTA DE FIGURAS..... | X |
| LISTA DE TABLAS..... | XIII |
| 1. INTRODUCCIÓN..... | 16 |
| 1.1. ANTECEDENTES..... | 17 |
| 1.2. JUSTIFICACIÓN..... | 23 |
| 1.3. OBJETIVOS..... | 25 |
| 1.3.1. <i>Objetivo General</i> | 25 |
| 1.3.2. <i>Objetivos Específicos</i> | 26 |
| 1.4. ALCANCE | 26 |
| 1.5. METODOLOGÍA GENERAL | 27 |
| 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO | 28 |
| 2.1. MATERIALES..... | 30 |
| 2.1.1. <i>Concreto</i> | 30 |
| 2.1.2. <i>Acero de Refuerzo</i> | 31 |
| 2.2. DISEÑO SÍSMICO | 31 |
| 2.2.1. <i>Espectros para Diseño Sísmico</i> | 32 |
| 2.2.2. <i>Revisión por Cortante Basal</i> | 33 |
| 2.2.3. <i>Revisión de Desplazamientos Laterales</i> | 34 |
| 2.3. DISEÑO DE SECCIONES CRÍTICAS..... | 36 |
| 2.3.1. <i>Muros</i> | 36 |
| 2.3.2. <i>Columnas y Vigas</i> | 39 |
| 3. ANÁLISIS NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA | 43 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 3.1. | RESPUESTA INELÁSTICA ÚLTIMA..... | 44 |
| 3.1.1. | <i>Falla por Fractura del Refuerzo Transversal</i> | 44 |
| 3.1.2. | <i>Falla por Inicio del Pandeo</i> | 44 |
| 3.1.3. | <i>Longitudes Plásticas</i> | 46 |
| 3.1.3.1. | Longitud plástica muros | 46 |
| 3.1.3.2. | Longitud plástica columnas y vigas | 50 |
| 3.1.4. | <i>Verificación de la Respuesta Última en el Análisis</i> | 51 |
| 3.2. | DIAGRAMAS MOMENTO - CURVATURA..... | 56 |
| 3.2.1. | <i>Muros</i> | 57 |
| 3.2.2. | <i>Columnas y Vigas</i> | 59 |
| 3.3. | ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL <i>PUSHOVER</i> | 61 |
| 3.3.1. | <i>Verificación Pushover en Dirección Y</i> | 64 |
| 3.4. | CURVAS DE CAPACIDAD Y DEMANDA..... | 66 |
| 3.4.1. | <i>Curvas de Capacidad</i> | 66 |
| 3.4.2. | <i>Comparación Curvas de Capacidad con Curvas de Demanda de las NTCS-2004</i> | 69 |
| 3.4.3. | <i>Curvas de Demanda para Registros</i> | 73 |
| 3.4.3.1. | Selección de registros..... | 73 |
| 3.4.3.2. | Comparación de curvas de capacidad con curvas de demanda para los registros seleccionados | 78 |
| 3.4.4. | <i>Análisis Aproximado de Desplazamientos Laterales en Dirección “Y” para los Registros Seleccionados</i> | 82 |
| 3.5. | ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO – HISTORIA DE LOS REGISTROS SELECCIONADOS..... | 85 |
| 3.5.1. | <i>Verificación de Falla del Muro para los Registros Seleccionados</i> | 96 |
| 4. | COMPARACIÓN GENERAL ENTRE NTCC-2004 Y NTCC-2017 | 99 |
| 5. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 101 |
| 6. | REFERENCIAS | 105 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 Comparación de las deflexiones en el nivel de 6ft (1.83m) en los especímenes a) B3 (con refuerzo de confinamiento) y b) B1 (sin refuerzo de confinamiento) (Oesterle et al., 1979)..... | 18 |
| Figura 1.2 Fotografías en el ciclo de carga 34 de los especímenes a) B3 (con refuerzo de confinamiento) y b) B1 (sin refuerzo de confinamiento) (Oesterle et al., 1979) | 19 |
| Figura 1.3 Fotos del edificio Alto Río, ubicado en Concepción, Chile: (a) antes del terremoto y (b) después del terremoto de febrero de 2010 | 20 |
| Figura 1.4 Vista en planta de la parte estudiada del edificio chileno Alto Río a) primer nivel y b) segundo nivel..... | 21 |
| Figura 1.5 Detallado del espaciamiento del refuerzo transversal en muros con elementos de borde especial (BE) y sin elementos de borde especial (SBE) según el ACI-318-14 | 23 |
| Figura 2.1 Planta de la estructura en estudio | 28 |
| Figura 2.2 Secciones de la estructura en estudio a) dirección X y b) dirección Y | 29 |
| Figura 2.3 Espectros para diseño sísmico sin reducir y reducido..... | 33 |
| Figura 2.4 Distorsiones de entrepiso para las direcciones X e Y | 35 |
| Figura 2.5 Desplazamientos máximos de piso en direcciones X e Y | 35 |
| Figura 2.6 Refuerzo de la sección crítica de los muros para los casos A y B en dirección X | 37 |
| Figura 2.7 Refuerzo de la sección crítica de los muros para los casos A y B en dirección Y | 38 |
| Figura 2.8 Diagramas de interacción muros a) dirección X y b) dirección Y | 39 |

| | |
|---|----|
| Figura 2.9 Sección y refuerzo de columnas..... | 40 |
| Figura 2.10 Diagrama de interacción columnas | 40 |
| Figura 2.11 Sección y refuerzo vigas, direcciones X e Y..... | 41 |
| Figura 2.12 Verificación vigas primer nivel en a) dirección X y b) dirección Y | 42 |
| Figura 3.1 Curvatura última en muros..... | 45 |
| Figura 3.2 Idealización de distribución de curvatura (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007) 47 | |
| Figura 3.3 Curva propuesta para predicción de la deformación correspondiente al inicio del pandeo de una barra longitudinal, ϵ_p^* (Íñiguez et al., 2015) | 54 |
| Figura 3.4 Límite para la deformación asociada al inicio del pandeo, ϵ_p^* | 55 |
| Figura 3.5 Diagramas momento-curvatura de la sección crítica de muros asociados a un nivel de carga axial de 0.04 en dirección X a) caso A y b) caso B..... | 58 |
| Figura 3.6 Diagramas momento-curvatura de la sección crítica de muros asociados a un nivel de carga axial de 0.03 en dirección Y a) caso A y b) caso B..... | 58 |
| Figura 3.7 Diagramas momento-curvatura de las columnas de la planta baja, asociado a un nivel de carga axial de 0.43 | 60 |
| Figura 3.8 Diagrama momento curvatura de vigas primer nivel en dirección X, a) refuerzo superior y b) refuerzo inferior..... | 61 |
| Figura 3.9 Diagramas momento-curvatura de vigas primer nivel en dirección Y | 61 |
| Figura 3.10 Curvas pushover, a) dirección X y b) dirección Y..... | 63 |
| Figura 3.11 Curvas de capacidad dirección X para a) caso A y b) caso B..... | 68 |
| Figura 3.12 Curvas de capacidad dirección Y para a) caso A y b) caso B..... | 69 |
| Figura 3.13 Comparación curvas de capacidad con curvas de demanda elástica e inelástica ($\mu=1.97$) para $\xi=5\%$ de acuerdo con las NTCS-2004 en dirección X a) caso A y b) caso B | 71 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.14 Comparación curvas de capacidad con curvas de demanda elástica e inelástica ($\mu=1.86$) para $\xi=5\%$ de acuerdo con las NTCS-2004 en dirección Y a) caso A y b) caso B | 72 |
| Figura 3.15 Localización del edificio y las estaciones elegidas para los análisis, en la zonificación del DF para fines de diseño por sismo (Figura 1.1 de las NTCS-2004)..... | 75 |
| Figura 3.16 Espectros de respuesta de aceleración para $\mu=2$ y $\xi=5\%$ de los registros en dirección este-oeste de Culhuacán, PJC, Xotepingo y Miramontes, comparados con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIa, Q=2 y R=2.5 | 76 |
| Figura 3.17 Espectros de respuesta de aceleración para $\mu=2$ y $\xi=5\%$ de los registros en dirección norte-sur de Culhuacán, PJC, Xotepingo, Miramontes y Miramontes amplificado 1.5 veces, comparados con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIa, Q=2 y R=2.5 | 77 |
| Figura 3.18 Espectros de respuesta de aceleración para $\mu=2$ y $\xi=5\%$ de los registros de Cibeles (este-oeste y norte-sur), SCT85 (este-oeste) y SCT2017 (este-oeste), comparados con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIb, Q=2 y R=2.5 | 78 |
| Figura 3.19 Comparación curva de capacidad con curva de demanda inelástica (diferentes μ) para $\xi=2\%$ del registro de Culhuacán-EO a) dirección X y b) dirección Y .. | 79 |
| Figura 3.20 Comparación curva de capacidad con curvas de demanda inelástica (diferentes μ) para $\xi=2\%$ del registro de Xotepingo-NS a) dirección X y b) dirección Y .. | 80 |
| Figura 3.21 Comparación curva de capacidad con curvas de demanda inelástica (diferentes μ) para $\xi=2\%$ del registro de Miramontes-NS*1.5 a) dirección X y b) dirección Y | 81 |
| Figura 3.22 Espectros de desplazamiento para diferentes ductilidades y amortiguamiento del 2% para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5 | 84 |

| | | |
|-------------|---|----|
| Figura 3.23 | Distorsiones globales, D_{rm} en la estructura, obtenidos para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5 | 84 |
| Figura 3.24 | Amortiguamiento de Rayleigh para el análisis no lineal tiempo-historia | 87 |
| Figura 3.25 | Respuesta de la estructura en dirección X para el registro de Culhuacán-EO en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea | 92 |
| Figura 3.26 | Respuesta de la estructura en dirección Y para el registro de Culhuacán-EO en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea | 92 |
| Figura 3.27 | Respuesta de la estructura en dirección X para el registro de Xotepingo-NS en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea | 93 |
| Figura 3.28 | Respuesta de la estructura en dirección Y para el registro de Xotepingo-NS en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea | 94 |
| Figura 3.29 | Respuesta de la estructura en dirección X para el registro de Miramontes-NS*1.5 en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea | 95 |
| Figura 3.30 | Respuesta de la estructura en dirección Y para el registro de Miramontes-NS*1.5 en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea | 95 |

LISTA DE TABLAS

| | | |
|-----------|---|----|
| Tabla 2.1 | Cargas muertas aplicadas al modelo..... | 30 |
| Tabla 2.2 | Cargas vivas aplicadas al modelo..... | 30 |

| | |
|--|----|
| Tabla 2.3 Participación de la masa modal | 32 |
| Tabla 2.4 Valores de los parámetros para calcular los espectros de diseño sísmico sin reducir y reducido | 32 |
| Tabla 2.5 Revisión por Cortante Basal | 34 |
| Tabla 3.1 Comparación de longitud plástica calculada con la propuesta de diferentes autores para los muros de la dirección X | 49 |
| Tabla 3.2 Comparación de longitud plástica calculada con propuesta de diferentes autores para los muros de la dirección Y | 50 |
| Tabla 3.3 Comparación de longitud plástica calculada con la | 51 |
| Tabla 3.4 Parámetros básicos de curvas esfuerzo-deformación obtenidos en ensayos experimentales de aceros de refuerzo producidos en México (Rodríguez et al., 1996)..... | 56 |
| Tabla 3.5 Ductilidades de la sección de los muros para los casos A y B, en las direcciones X e Y..... | 59 |
| Tabla 3.6 Ductilidades globales de desplazamiento para los casos A y B, en las direcciones X e Y..... | 63 |
| Tabla 3.7 Calculo del desplazamiento de azotea en la fluencia para el edificio en estudio 65 | |
| Tabla 3.8 Estaciones elegidas por cercanía a la ubicación de la estructura o por estar en la zona IIIa según la zonificación geotécnica presentada en las NTCS-2004..... | 74 |
| Tabla 3.9 Ductilidades de la estructura para cada uno de los registros en dirección Y | 83 |
| Tabla 3.10 Desplazamientos máximos calculados teniendo en cuenta los desplazamientos espectrales modificados por el factor de participación y distorsión global | 85 |
| Tabla 3.11 Cortantes y momentos de diseño..... | 87 |
| Tabla 3.12 Cortantes y momentos calculados de manera aproximada para los modos 1 y 2 | 90 |

| | | |
|------------|---|-----|
| Tabla 3.13 | Cortantes y momentos aproximados en un edificio considerando la contribución de los modos 1 y 2 | 91 |
| Tabla 3.14 | Calculo de la deformación que indica el inicio del pandeo, ε_{pcal}^* , para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5 en la dirección X | 97 |
| Tabla 3.15 | Calculo de la deformación que indica el inicio del pandeo, ε_{pcal}^* , para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5 en la dirección Y | 97 |
| Tabla 3.16 | Comparación de curvatura última correspondiente al modo de falla por pandeo, ϕ_u^* con curvatura última calculada, ϕ_u para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5 | 98 |
| Tabla 4.1 | Comparación general de los requisitos para muros de baja ductilidad de las NTCC-2004, NTCC-2017 y ACI-318-14..... | 100 |

1. INTRODUCCIÓN

Los muros de concreto reforzado se emplean en los edificios para resistir fuerzas horizontales provocadas por un sismo. El empleo de muros estructurales es muy efectivo para resistir terremotos; sin embargo, durante estos eventos los muros pueden llegar a tener deformaciones inelásticas importantes en sus secciones críticas; que en caso de no ser diseñadas en forma adecuada podrían sufrir daños o fallas que llevarían a la estructura al colapso. Las fallas en el diseño se han reflejado en los daños en edificios durante terremotos intensos, que han puesto en evidencia la relevancia del detallado de los elementos de borde de los muros.

En México es común el diseño sismo resistente de edificios a base de muros estructurales diseñados con baja ductilidad ($Q=2$) y las normas de la Ciudad de México, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-2004), incluyeron requisitos mínimos para evitar fallas en los muros. Sin embargo, una mala redacción en las NTCC-2004 en el aspecto de diseño que considera la restricción contra pandeo del refuerzo vertical (sección 6.5.2.3c) en elementos de borde de muros estructurales de baja ductilidad ($Q=2$), ha llevado a que, en algunos edificios existentes, se tenga un confinamiento que no cumple correctamente los requisitos especificados para $Q=2$. En estos casos, el refuerzo de confinamiento en los elementos de borde es bastante menor que el requerido en estructuras de mayor ductilidad ($Q=3$ y $Q=4$) o por otros reglamentos como el *ACI-318-14*.

En esta investigación se llevaron a cabo análisis no lineales tales como *pushover* y tiempo - historia, para estudiar el comportamiento de dos casos de un edificio regular de concreto reforzado a base de muros estructurales de baja ductilidad ($Q=2$). En el caso A, el refuerzo de confinamiento de los elementos de borde de los muros es el especificado por las NTCC-2004 y en el caso B el confinamiento de los elementos es inadecuado, resultado de la mala redacción de las normas.

El edificio fue analizado y diseñado siguiendo lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-2004) y las NTCC-2004, con ayuda del programa ETABS-2016.

Los modos de falla comunes en muros de concreto reforzado son: 1) pandeo y fractura de las barras de acero longitudinales; 2) pérdida del confinamiento debido a la ruptura o pérdida del anclaje del refuerzo de confinamiento y aplastamiento de los elementos de borde en compresión; 3) falla de compresión diagonal; 4) falla de tensión diagonal; 5) falla deslizante; y 6) pandeo global fuera del plano. En esta investigación los análisis no lineales *pushover* y tiempo - historia también se realizaron con ayuda del programa ETABS-2016 y la respuesta última de la estructura se asoció con la falla por inicio del pandeo de la barra longitudinal y la fractura del refuerzo transversal.

Adicionalmente, se realizaron comparaciones con las especificaciones del capítulo de muros de baja ductilidad de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructura de Concreto de 2017 (NTCC-2017).

1.1. ANTECEDENTES

El uso de muros estructurales es común para la resistencia de cargas laterales provocadas por el sismo y no es posible diseñarlos para que permanezcan en el intervalo elástico (especialmente en su base); ante un evento severo de sismo son esperadas deformaciones inelásticas (*Wallace y Moehle, 1992*). Los elementos de borde de los muros han demostrado ser relevantes en la respuesta sísmica de muros.

Oesterle et al. (1979), presenta los resultados de pruebas con cargas cíclicas reversibles en muros estructurales aislados de concreto reforzado. Dicho estudio combinó la investigación

analítica y experimental, con el fin de desarrollar criterios de diseño para muros estructurales de concreto reforzado de edificios resistentes a terremotos. Entre las variables controladas se incluyó la forma de la sección, cantidad del refuerzo principal a flexión, cantidad de refuerzo transversal alrededor del refuerzo principal, entre otras. Los autores, concluyeron que el refuerzo de confinamiento de los elementos de borde mejora el comportamiento inelástico del muro. En la Figura 1.1 se muestra que el comportamiento de los muros fue muy similar hasta el ciclo 28. Sin embargo, la pérdida de resistencia y rigidez del espécimen B1 (sin confinamiento) comienza en el ciclo 31, resultado del daño en los elementos de borde por los esfuerzos de compresión y tracción alternados. Esto provocó el pandeo inelástico del refuerzo vertical principal, acompañado por la pérdida del concreto contenido por el refuerzo vertical y transversal. Los estribos de confinamiento en el espécimen B3 (con confinamiento) no incrementaron significativamente la resistencia; sin embargo, el refuerzo transversal permitió la integridad del elemento de borde, al retrasar el pandeo de la barra y contener el núcleo de concreto. Las fotografías de la Figura 1.2 muestran la efectividad del confinamiento. Para el mismo nivel de carga, el muro confinado sufrió menos daños.

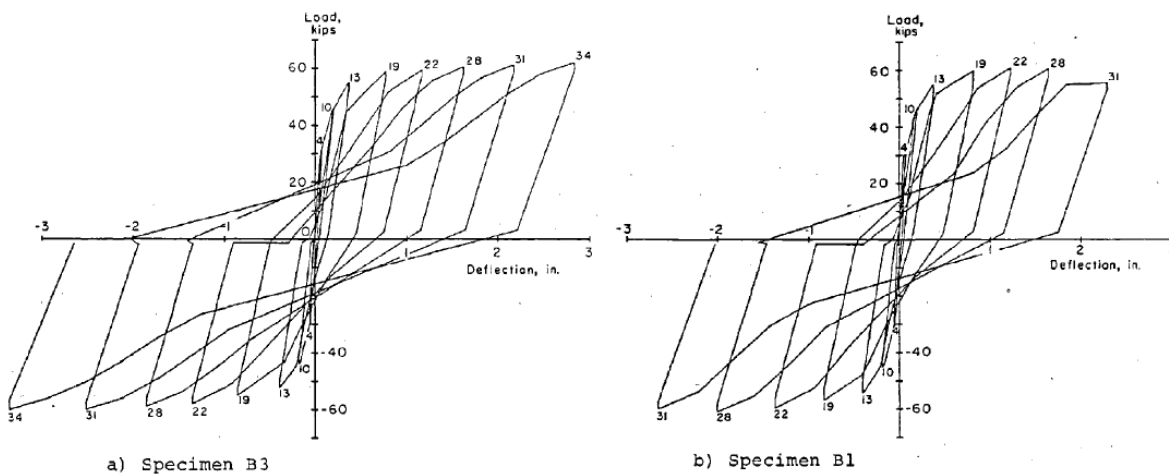
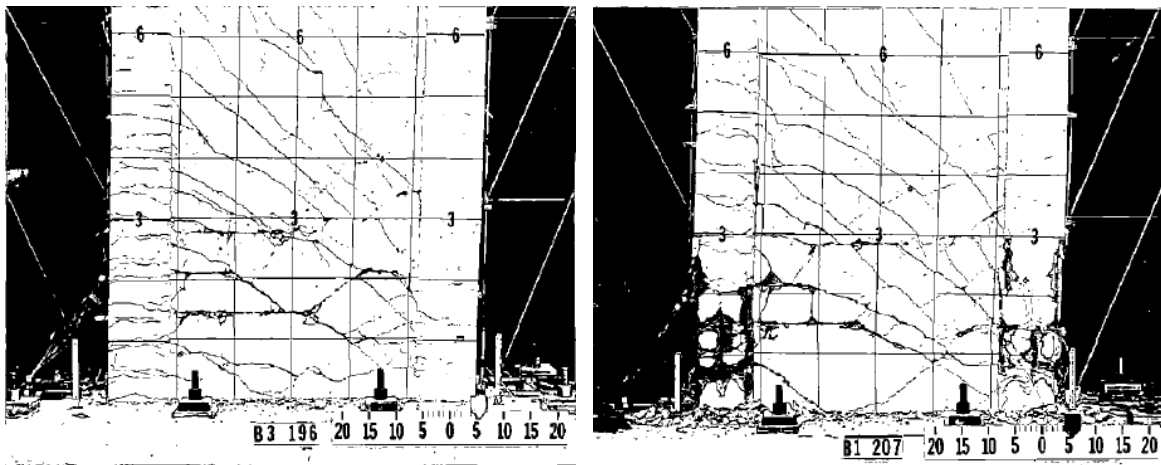


Figura 1.1 Comparación de las deflexiones en el nivel de 6ft (1.83m) en los especímenes a) B3 (con refuerzo de confinamiento) y b) B1 (sin refuerzo de confinamiento) (Oesterle et al., 1979)



a) Espécimen B3 en el ciclo de carga 34

b) Espécimen B1 en el ciclo de carga 34

Figura 1.2 Fotografías en el ciclo de carga 34 de los especímenes a) B3 (con refuerzo de confinamiento) y b) B1 (sin refuerzo de confinamiento) (Oesterle et al., 1979)

Liu et al. (2009), presentan los resultados de ocho muros en voladizo ensayados ante cargas cíclicas y monotónicas para determinar los efectos del concreto de alta resistencia y la carga reversible sobre la capacidad inelástica al aplastamiento del alma de los muros. El alma de los muros fue confinada con elementos de borde fuertemente reforzados, para lograr un comportamiento dúctil antes de producirse la falla por aplastamiento del alma y para asegurar que la falla por flexión o tensión diagonal no sucediera antes del aplastamiento del alma.

Rodríguez y Restrepo (2012), realizan una revisión crítica al *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004 (RCDF)* en su parte de diseño sísmico, proponiendo cambios para evitar el empleo de estructuras con insuficiente capacidad de deformación lateral. Los investigadores recomendaron que en zonas de alta sismicidad del DF y en el país, no se permitiera el diseño de estructuras con Q igual a 2 (baja ductilidad); en cambio usar Q igual a 3 o 4.

El evento de Chile de febrero de 2010, además de las pérdidas millonarias y el impacto sobre millones de personas, exhibió daños de moderados a graves en edificios de concreto

reforzado con base en muros. Sólo un edificio moderno de mediana altura experimentó colapso (Figura 1.3). Varios investigadores han hecho uso del informe forense y datos disponibles de dicho caso para probar diferentes hipótesis.



Figura 1.3 Fotos del edificio Alto Río, ubicado en Concepción, Chile: (a) antes del terremoto y (b) después del terremoto de febrero de 2010

Deger y Wallace (2015), desarrollaron un modelo de la parte del edificio chileno que se muestra en planta en la Figura 1.4. Los resultados mostraron que el colapso se debió a varios factores, incluyendo falla a flexo-compresión en los elementos de borde de los muros en forma de T, daños a cortante y deficiencia en los traslapes; en general, la respuesta fue sensible al detallado de los elementos de borde de los muros en forma de T. Dichos muros, según el código *ACI-318*, tenían la necesidad de “*elementos especiales de borde*”.

Willford (2014), realizó un análisis similar de la misma parte del edificio chileno Rio Alto usando elementos no lineales tipo *Shell*, para revelar problemas con el detalle de los elementos de borde en los muros. Los resultados los publicó en un informe del *National Institute of Standards and Technology*.

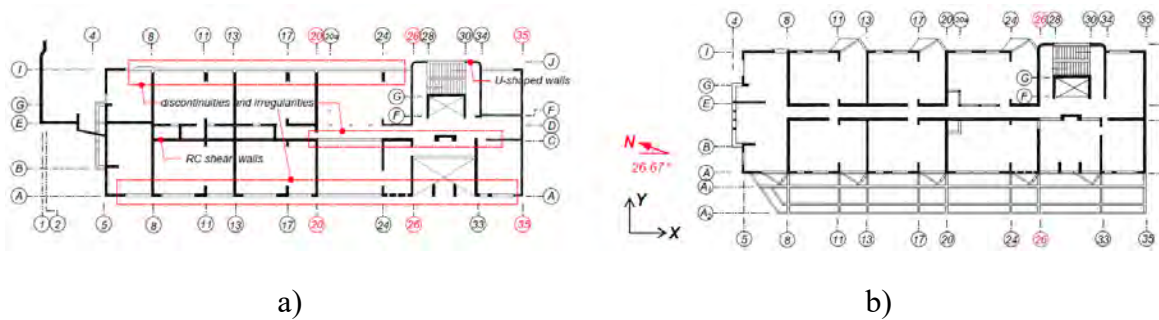


Figura 1.4 Vista en planta de la parte estudiada del edificio chileno Alto Río a) primer nivel y b) segundo nivel

Restrepo et al. (2017), realizaron un modelo detallado no lineal de elementos finitos de todo el edificio, para hacer un análisis *pushover* estático no lineal paramétrico (cuatro diferentes casos fueron estudiados). Encontraron que el colapso del edificio fue, muy probablemente, provocado por la falla a compresión en los muros curvos, que habían sido poco detallados.

Zhang et al. (2017), continuaron el trabajo de Restrepo et al. (2017), con un modelo detallado tridimensional de elementos finitos del edificio Alto Río, utilizando el software abierto *OpenSees*. Se empleó un análisis *pushover* y uno en el tiempo. Se usó el modelo de viga – armadura. Peizhou Zhang et al. (2017) encontraron entre otras que, la configuración y los detalles del refuerzo en ese edificio limitaron su capacidad de desplazamiento lateral a valores relativamente pequeños, teniendo como consecuencia la disminución de la ductilidad de la estructura, provocando fallas frágiles. La interpretación de los resultados obtenidos de los análisis no lineales arrojó algunos factores que pudieron provocar el colapso: la susceptibilidad de los muros curvos a daños por compresión, el daño a tensión del refuerzo longitudinal en los dos primeros pisos, el daño a cortante, formación de bandas de tensión diagonal debajo y alrededor de las aberturas de los dos primeros pisos, la capacidad de falla por distorsión en los muros fue reducida.

Los terremotos de Maule, Chile el 27 de febrero de 2010 y el de Christchurch, Nueva Zelanda el 22 de febrero de 2011, dañaron severamente estructuras de muros estructurales de concreto

reforzado. Estas experiencias arrojaron una serie de enseñanzas que rápidamente han sido incorporadas tanto en la normativa local como en documentos de uso internacional como el *ACI-318*. Así, el *ACI-318-14*, entre sus especificaciones para muros, propone, en su sección 18.10.6.1, revisar “*la necesidad de usar elementos especiales de borde en los límites verticales de muros estructurales... de acuerdo con 18.10.6.2...*”. La sección 18.10.6.2(a) expone que “*Las zonas de compresión deben ser reforzadas con elementos especiales de borde cuando*”

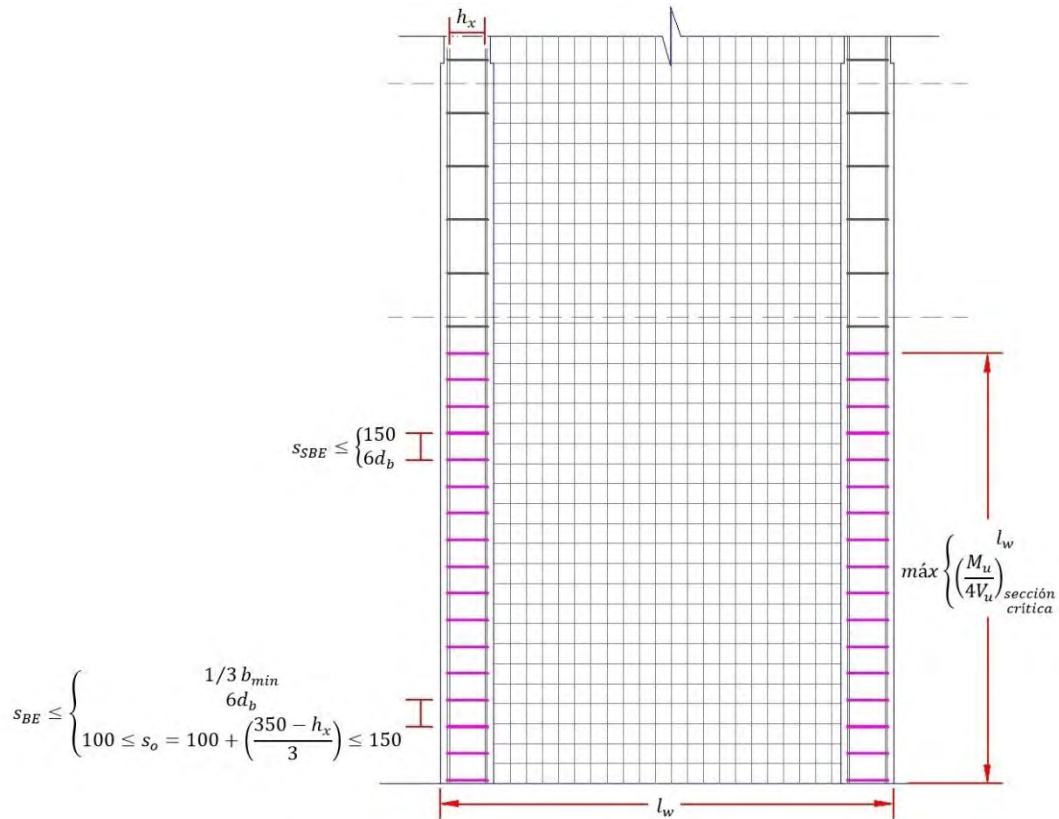
$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5 \delta_u / h_w)} \quad (1-1)$$

donde, c corresponde a la mayor profundidad del eje neutro calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño δ_u , l_w y h_w son la longitud y la altura del muro, respectivamente.

En su sección 18.10.6.2(b) se estipula que “*Donde se requieran elementos especiales de borde, el refuerzo (longitudinal y transversal) del elemento especial de borde debe extenderse verticalmente sobre y bajo la sección crítica en una distancia al menos igual a la **mayor** entre l_w o $M_u/4V_u$...*” (Figura 1.5), donde M_u es el momento flexionante y V_u es la fuerza cortante de diseño obtenidos del análisis en la base del muro.

La sección 18.10.6.4(e) estipula que “*El refuerzo transversal de los elementos de borde debe cumplir con los requisitos de 18.7.5.2(a) hasta (e) y 18.7.5.3, excepto que... el límite del espaciamiento del refuerzo transversal de 18.7.5.3(a) debe ser un tercio de la menor dimensión del elemento de borde*”. La sección 18.7.5.3 estipula la separación máxima del refuerzo transversal en los elementos de borde especial, s_{BE} (Figura 1.5). **Cuando no se requieran elementos especiales de borde** (es decir, el caso que se compara cuando se diseñan muros estructurales de baja ductilidad, $Q=2$, con las NTCC-2004), la sección

18.10.6.5(a) del *ACI-318-14*, estipula que “... *el espaciamiento* (del refuerzo transversal, s_{SBE}) *no debe exceder el menor de 150 mm y $6d_b$ dentro de una distancia igual al mayor de l_w o $M_u/4V_u$...*” (Figura 1.5).



donde, h_x es el espaciamiento de las barras longitudinales soportadas lateralmente. El espaciamiento s_o se calcula en mm, d_b es el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal, b_{min} es la menor dimensión del elemento de borde.

Figura 1.5 Detallado del espaciamiento del refuerzo transversal en muros con elementos de borde especial (BE) y sin elementos de borde especial (SBE) según el *ACI-318-14*

1.2. JUSTIFICACIÓN

En México es común el diseño sismo resistente de edificios a base de muros estructurales diseñados con baja ductilidad ($Q=2$); para estos, la sección 6.5.2.1 de las NTCC-2004 estipula que “... Se adoptará $Q=2$ cuando el muro no cumpla con los requisitos para

*elementos extremos de la sección 6.5.2.4... ”. La sección 6.5.2.4 se refiere a los Elementos de refuerzo en los extremos de los muros y **no es requisito** para los muros con $Q=2$. Entonces, los muros diseñados con $Q=2$ deben cumplir con los demás requisitos estipulados en la sección 6.5.2 de las NTCC-2004, entre ellos, la sección 6.5.2.3c) relacionada con la *Restricción contra el pandeo del refuerzo vertical*, la cual estipula que “*El refuerzo... a compresión... debe restringirse contra el pandeo con estribos... que cumplan con las disposiciones de la sección 6.2.3.*”. La sección 6.2.3 se refiere a los *Requisitos para refuerzo transversal en columnas*, en esta sección se especifica la separación mínima para el refuerzo transversal y la longitud mínima arriba y abajo de cada unión de columna con traveses o losas, donde la separación debe ser reducida a la mitad.*

En los requisitos de la sección 6.5.2 y 6.2.3 de las NTCC-2004, que aplican a muros diseñados con $Q=2$, no se indica de manera clara que la separación del refuerzo transversal debe ser constante y mínima a lo largo de la altura crítica, H_{cr} ; altura en la que la sección 6.5.2.2 de las NTCC-2004 estipula que “... *se considerará el momento flexionante de diseño... con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro...*”.

Debido a la mala redacción que las NTCC-2004 presentan en lo que se refiere al diseño del refuerzo transversal para restringir el pandeo del refuerzo vertical en elementos de borde de muros estructurales de baja ductilidad ($Q=2$), en algunos edificios existentes se tiene un confinamiento inadecuado en estos elementos, porque fueron confinados como columnas y por tanto parte de la altura crítica, H_{cr} , tiene un menor confinamiento respecto al requerido. Esto podría tener graves consecuencias como lo indican los antecedentes, que ante un evento sísmico importante en el que la estructura incurriere en el intervalo inelástico, el detallado deficiente del refuerzo transversal de los elementos de borde puede conducir a la falla frágil de una estructura.

El problema podría tener otras consecuencias al considerarse la especificación para la altura crítica, H_{cr} , de la sección 6.5.2.2 de las NTCC-2004, la cual especifica que “... *La altura crítica H_{cr} será igual al menor de l_w o $M_u/4V_u$...*”; pero en este trabajo se adopta el requisito donde el valor de la altura crítica, H_{cr} , “será igual al **mayor** de l_w o $M_u/4V_u$ ”, como lo especifica la sección 18.10.6 del *ACI 318*, de donde se extrajeron de manera equívoca los requisitos de diseño de elementos de borde en muros estructurales para su aplicación en las NTCC-2004.

Se propone entonces, estudiar este problema haciendo un análisis no lineal estático (*pushover*) y dinámico (tiempo – historia) de una estructura regular de concreto reforzado de 10 niveles a base de muros estructurales y ubicada en la Ciudad de México, diseñada de acuerdo a lo estipulado en las NTCC-2004 y considerando un caso A, donde se suministra el confinamiento transversal especificado para los elementos de borde de los muros y un caso B, donde el confinamiento de estos elementos es inadecuado, resultado de la mala redacción de las NTCC-2004.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. *Objetivo General*

Este trabajo tiene como objetivo emplear análisis no lineales, estático *pushover* y dinámico tiempo – historia, para evaluar el comportamiento sísmico de un edificio regular de concreto reforzado a base de muros estructurales de baja ductilidad ($Q=2$), diseñado con los requisitos del RCDF-2004 e interpretando de manera correcta y errónea la colocación del refuerzo de confinamiento de los elementos de borde.

1.3.2. *Objetivos Específicos*

- a) Analizar y diseñar un edificio regular de concreto reforzado de 10 pisos de altura con muros estructurales de baja ductilidad ($Q=2$), ubicado en la Ciudad de México, con base en las NTCS-2004 y NTCC-2004, utilizando un modelo 3D desarrollado en el software ETABS.

- b) Diseñar y comparar dos casos de refuerzo de confinamiento en los elementos de borde de los muros estructurales del edificio; en el Caso A se interpretan de manera correcta los requisitos para diseño y colocación del refuerzo de confinamiento de los elementos de borde de las NTCC-2004 y en el Caso B dichos requisitos se interpretan de manera errónea.

- c) Realizar análisis no lineales *pushover* y tiempo – historia de la estructura considerando los dos casos de estudio (confinamiento requerido e inadecuado), para evaluar y comparar los resultados entre ellos y con las hipótesis de diseño de las NTCC-2004.

1.4. ALCANCE

El análisis elástico y diseño de la estructura se hace con base en las NTCS-2004 y NTCC-2004. Los análisis *pushover* y tiempo – historia son realizados en las direcciones ortogonales X e Y independientemente, es decir, en estos análisis no están considerados los efectos bidireccionales. Algunas verificaciones sólo se realizan en la dirección Y. Al final, se presenta una comparación de los requisitos de las NTCC-2004 con los de la normativa vigente de la Ciudad de México en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-2017).

1.5. METODOLOGÍA GENERAL

Este trabajo se desarrolló de manera general en los siguientes pasos. Primero se analizó y diseñó la edificación siguiendo los requisitos de las NTCS-2004 y NTCC-2004 con la ayuda del programa ETABS, en el capítulo 2 puede revisarse la descripción general de la estructura y algunas de las verificaciones que se realizaron de acuerdo con las normas.

Segundo, se realizó con ayuda del programa ETABS un análisis no lineal estático y uno dinámico a la estructura, presentado en el capítulo 3. Para hacer los análisis no lineales, fue necesario definir en el programa las llamadas rótulas plásticas, para esto se debió obtener los diagramas momento-curvatura de las diferentes secciones críticas de los elementos. Para las vigas las zonas críticas fueron consideradas en los extremos y el refuerzo se consideró constante en toda su longitud, para las columnas la zona crítica considerada fue el extremo inferior del primer nivel, la zona crítica de los muros es la parte inferior en el primer nivel, la zona donde se presenta la diferencia del refuerzo transversal para el caso A (bien confinado) y para el caso B (mal confinado). El programa también requiere para definir las rótulas, la longitud plástica del elemento, la cual se calculó con propuestas de la literatura. En la definición de las rótulas para las columnas y los muros también se debe introducir el diagrama de interacción sin factor de reducción. Por último, se definieron en el programa ETABS los casos de carga, el *pushover* en las dos direcciones de estudio (X e Y) y los casos de carga para el análisis dinámico, considerando diferentes acelerogramas.

Considerando los tiempos en que fue realizado este trabajo, se presenta un capítulo donde son comparados los requisitos del refuerzo transversal de las NTCC-2004 con los de las NTCC-2017.

2. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO

El edificio estudiado se supuso ubicado en la Ciudad de México, en las coordenadas $19,425^\circ$ de latitud y $99,174^\circ$ de longitud (ubicación también de la Torre Reforma); por tanto, se encuentra en zona IIIa según la zonificación geotécnica para el DF presentada en las NTCS-2004. El uso considerado de la edificación fue oficinas, con lo cual se clasifica la estructura del grupo B. La estructura es regular y tiene dimensiones en planta de $24.00\text{m} \times 36.00\text{m}$ (Figura 2.1), es de 10 niveles con altura típica de entrepiso de 3.50m y primer nivel de doble altura (7.00m), con una altura total de 38.50m (Figura 2.2). El sistema de piso se considera con la rigidez y resistencia en su plano necesarias para comportarse como diafragma rígido. La estructura fue diseñada siguiendo lo especificado en las NTCC-2004.

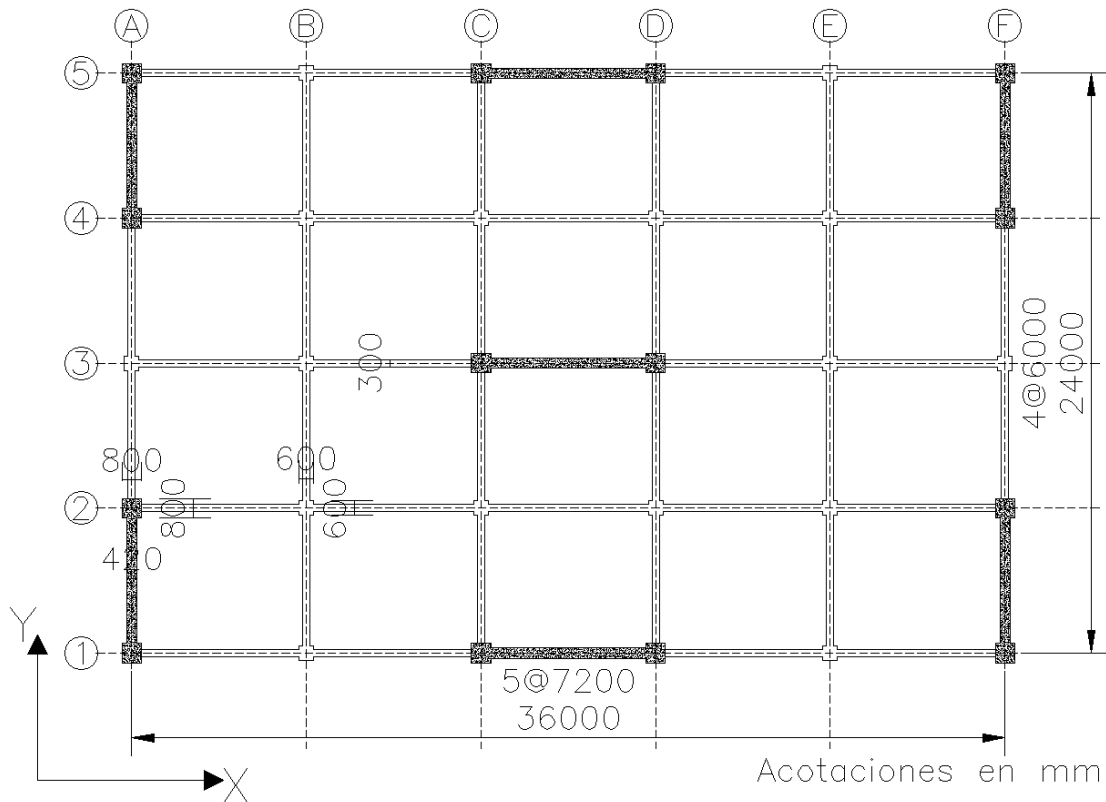


Figura 2.1 Planta de la estructura en estudio

El sistema estructural principal del edificio para resistir cargas laterales es a base de muros de concreto reforzado de baja ductilidad ($Q=2$) con un espesor en la base de 420mm. La estructura tiene tres muros en la dirección X y cuatro en la dirección Y. Los muros tienen elementos de borde de $0.80\text{m}\times 0.80\text{m}$. Otros elementos secundarios como vigas y columnas tienen dimensiones de $300\text{mm}\times 600\text{mm}$ y $600\text{mm}\times 600\text{mm}$, respectivamente.

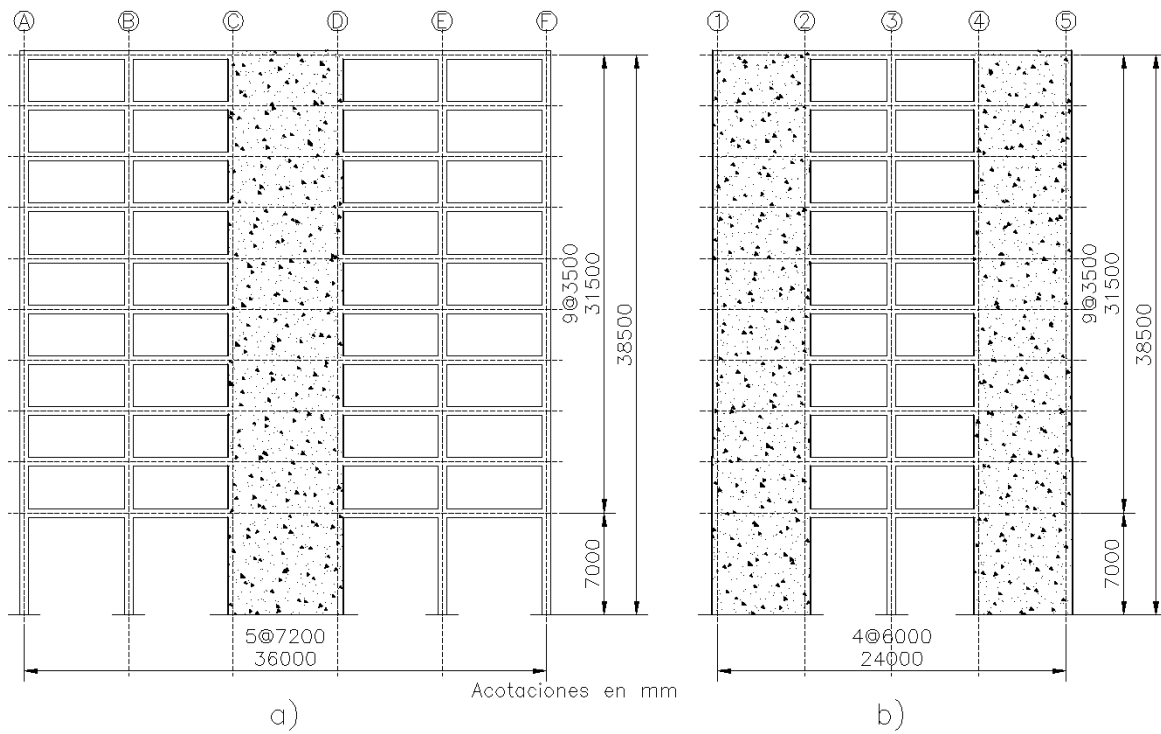


Figura 2.2 Secciones de la estructura en estudio a) dirección X y b) dirección Y

En las Tablas 2.1 y 2.2 se describen las cargas muertas y vivas, respectivamente; aplicadas al modelo. El peso propio fue calculado por el programa, teniendo en cuenta las dimensiones de los elementos y el peso específico de los materiales.

Tabla 2.1 Cargas muertas aplicadas al modelo

| Concepto | Losa típica Kgf/m ² | Concepto | Azotea Kgf/m ² |
|-----------------|-----------------------------------|-------------------|------------------------------|
| Sobrecarga RCDF | 40 | | 20 |
| Acabados | 45 | Impermeabilizante | 30 |
| Instalaciones | 20 | Pendiente | 50 |
| Plafón | 20 | | 20 |
| Tabla roca | 120 | | 20 |
| Sistema de piso | 270 | | 270 |
| Total | 515 | Total | 410 |

Tabla 2.2 Cargas vivas aplicadas al modelo

| Concepto | Losa típica Kgf/m ² | Azotea Kgf/m ² |
|---------------------|-----------------------------------|------------------------------|
| Carga viva máxima | 250 | 100 |
| Carga viva reducida | 180 | 70 |

2.1. MATERIALES

2.1.1. Concreto

Para el diseño se supuso un concreto con resistencia especificada a la compresión de 350kg/cm².

El módulo de elasticidad se calculó con la ecuación (2-1), de acuerdo con lo estipulado en la sección 1.5.1.4 de las NTCC-2004 para concretos clase 1 (f'_c en kg/cm²).

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} \quad (2-1)$$

donde, f'_c es la resistencia especificada del concreto a compresión.

2.1.2. Acero de Refuerzo

Para el diseño se supuso que las barras de refuerzo de los elementos, tendrían un límite de fluencia especificado de 4200kg/cm^2 , con un módulo de elasticidad, E_s , igual a $2 \times 10^6\text{kg/cm}^2$, de acuerdo con lo estipulado en la sección 1.5.2 de las NTCC-2004.

2.2. DISEÑO SÍSMICO

La estructura fue analizada y diseñada de acuerdo con lo especificado en las NTCS-2004. La estructura se analizó como lo estipula la sección 1.2, *bajo la acción de dos componentes ortogonales no simultáneas del movimiento del terreno*, teniendo en cuenta los efectos bidireccionales especificados en la sección 9.4 para *cualquiera que sea el método dinámico de análisis que se emplee*. En el programa ETABS 2016 se realizó un análisis dinámico modal espectral, teniendo en cuenta la sección 9.1, donde fueron considerados mínimo 6 modos de vibrar para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura (Tabla 2.3) y el efecto de la torsión accidental es tenido en cuenta trasladando transversalmente $\pm 0.1b$ las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles. Esto se hace en el programa ETABS asignando al parámetro “*Diaphragm Eccentricity*” un valor de 0.1 para todos los diafragmas, en todos los casos de carga de sismo definidos como tipo “*Response Spectrum*” en la sección de “*Load Cases*”.

Para todos los análisis elásticos y diseños fueron usados secciones agrietadas, admitiendo según la sección 1.4.1 de las NTCC-2004 “*que se cumple con este requisito si las rigideces de vigas y muros agrietados se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5I_g$)...*”, por tanto, al definir las diferentes secciones de vigas y muros

en el programa ETABS en las “*Property Modifiers*” fueron modificados los valores del momento de flexión de interés, asignado un valor de 0.5.

Tabla 2.3 Participación de la masa modal

| Modo | Periodo s | Sum UX | Sum UY | Sum RZ |
|------|--------------|--------|--------|--------|
| 1 | 1.03 | 0.000 | 0.700 | 0.000 |
| 2 | 0.98 | 0.702 | 0.700 | 0.000 |
| 3 | 0.71 | 0.702 | 0.700 | 0.691 |
| 4 | 0.22 | 0.702 | 0.909 | 0.691 |
| 5 | 0.21 | 0.912 | 0.909 | 0.691 |
| 6 | 0.15 | 0.912 | 0.909 | 0.907 |

También las condiciones de regularidad del capítulo 6 fueron revisadas, obteniendo un factor de irregularidad para la estructura de 1.00.

2.2.1. Espectros para Diseño Sísmico

Para obtener los elementos mecánicos y diseñar la estructura, el edificio fue analizado por el método de análisis dinámico modal espectral con ayuda del programa ETABS 2016, adoptando el espectro definido en la sección 3, reducido como se establece en el capítulo 4 de las NTCS-2004 (Figura 2.3), calculado teniendo en cuenta los valores de los parámetros de la Tabla 2.4.

Tabla 2.4 Valores de los parámetros para calcular los espectros de diseño sísmico sin reducir y reducido

| Zona | c | a _o | T _a | T _b | r | Q | Factor de irregularidad |
|------|------|----------------|----------------|----------------|------|-----|-------------------------|
| IIIa | 0.40 | 0.10 | 0.53 | 1.80 | 2.00 | 2.0 | 1.00 |

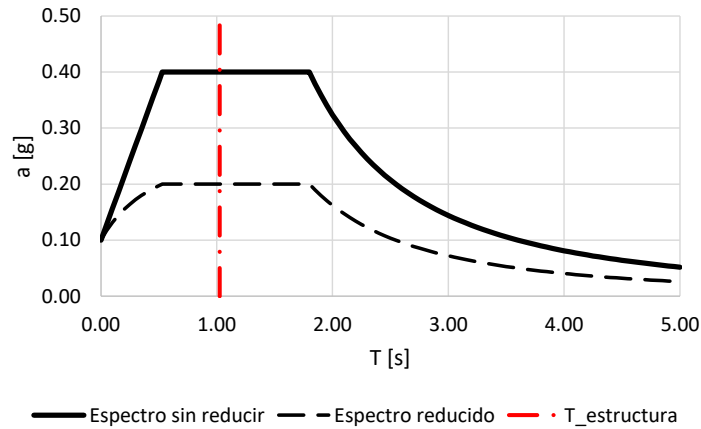


Figura 2.3 Espectros para diseño sísmico sin reducir y reducido.

Es importante recordar que el “Espectro sin reducir”, mostrado con línea negra continua en la Figura 2.3, no es un espectro “transparente”, es decir, se encuentra reducido por la sobre-resistencia.

2.2.2. Revisión por Cortante Basal

Se establece en el capítulo 9.3 que, si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la fuerza cortante basal V_o es menor que la dada por la ecuación (2-2), se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que V_o iguales a este valor...

$$0.8a \frac{W_o}{Q'} \tag{2-2}$$

donde, a es la ordenada del espectro de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad; W_o es el valor del peso de la construcción en la base de la estructura, incluyendo la carga viva que se especifica en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y

Acciones para el Diseño Estructural de Edificaciones y Q' es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño que es función del período natural de vibrar de la estructura.

Haciendo las respectivas correcciones se obtienen los valores de la Tabla 2.5, indicando que se cumple el requisito de revisión por cortante basal.

Tabla 2.5 Revisión por Cortante Basal

| $0.8a/Q'W_0$ | | V_0 | | $V_0 \geq 0.8a/Q'W_0$ | |
|--------------|------|-------|------|-----------------------|----|
| FX | FY | FX | FY | X | Y |
| t | t | t | t | | |
| 1479 | 1479 | 1487 | 1488 | OK | OK |

2.2.3. Revisión de Desplazamientos Laterales

Los elementos fueron dimensionados para cumplir principalmente los requisitos de desplazamientos de la sección 1.8 de las NTCS-2004, donde se estipula que, *las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, ..., no excederán... 0.012*, asumiendo que no hay elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, o estos están separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. *El desplazamiento será el que resulte del análisis con las fuerzas sísmicas reducidas..., multiplicado por el factor de comportamiento sísmico, Q* . La Figura 2.4 verifica que para ninguna de las dos direcciones de análisis (X e Y) se excede el límite permitido para las distorsiones y en la Figura 2.5 se muestran los desplazamientos máximos de piso para ambas direcciones y con las ecuaciones (2-3) y (2-4) se calculan las distorsiones globales de la estructura, D_r , en dirección X e Y, respectivamente, como el desplazamiento máximo de azotea, $D_{máx}$, entre la altura del edificio, H .

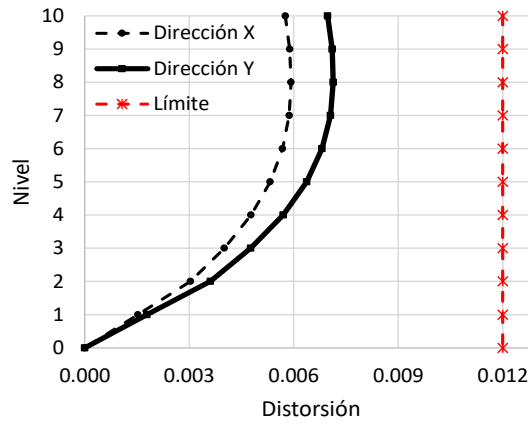


Figura 2.4 Distorsiones de entrepiso para las direcciones X e Y

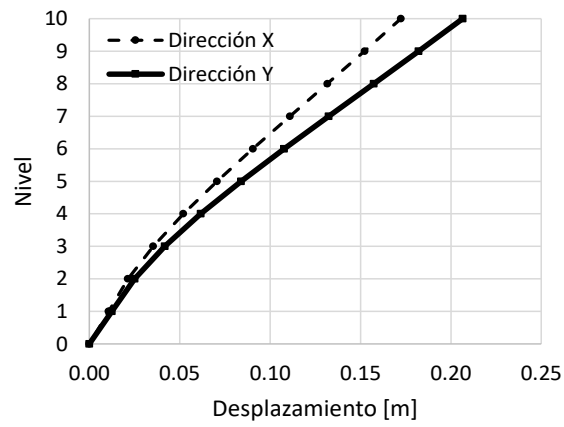


Figura 2.5 Desplazamientos máximos de piso en direcciones X e Y

$$D_{r_x} = \frac{D_{máx_x}}{H} = \frac{0.17}{38.5} = 0.0045 \quad (2-3)$$

$$D_{r_y} = \frac{D_{máx_y}}{H} = \frac{0.21}{38.5} = 0.0054 \quad (2-4)$$

2.3. DISEÑO DE SECCIONES CRÍTICAS

2.3.1. Muros

Los muros son de baja ductilidad ($Q=2$) y son el principal sistema estructural para resistir las cargas laterales sobre el edificio. Para ambas direcciones, la sección base de los muros tiene un espesor de 420mm y elementos de borde de 0.80m×0.80m. Se consideran el caso A, donde se suministra el confinamiento especificado para los elementos de borde, confinando la altura H_{cr} , y el caso B, donde el confinamiento suministrado es inadecuado, resultado de la mala redacción de las NTCC-2004. En la Figura 2.6 se aprecia la distribución del refuerzo en la base (zona crítica, H_{cr}) de los muros en la dirección X, para los dos casos mencionados y en la Figura 2.7 se aprecia para la dirección Y. En las figuras, H_{cr} es la altura mínima donde se debe colocar el refuerzo transversal por confinamiento especificado por las NTCC-2004.

La Figura 2.8 muestra los diagramas de interacción en línea continua y las solicitaciones en puntos para los muros en a) dirección X y b) dirección Y

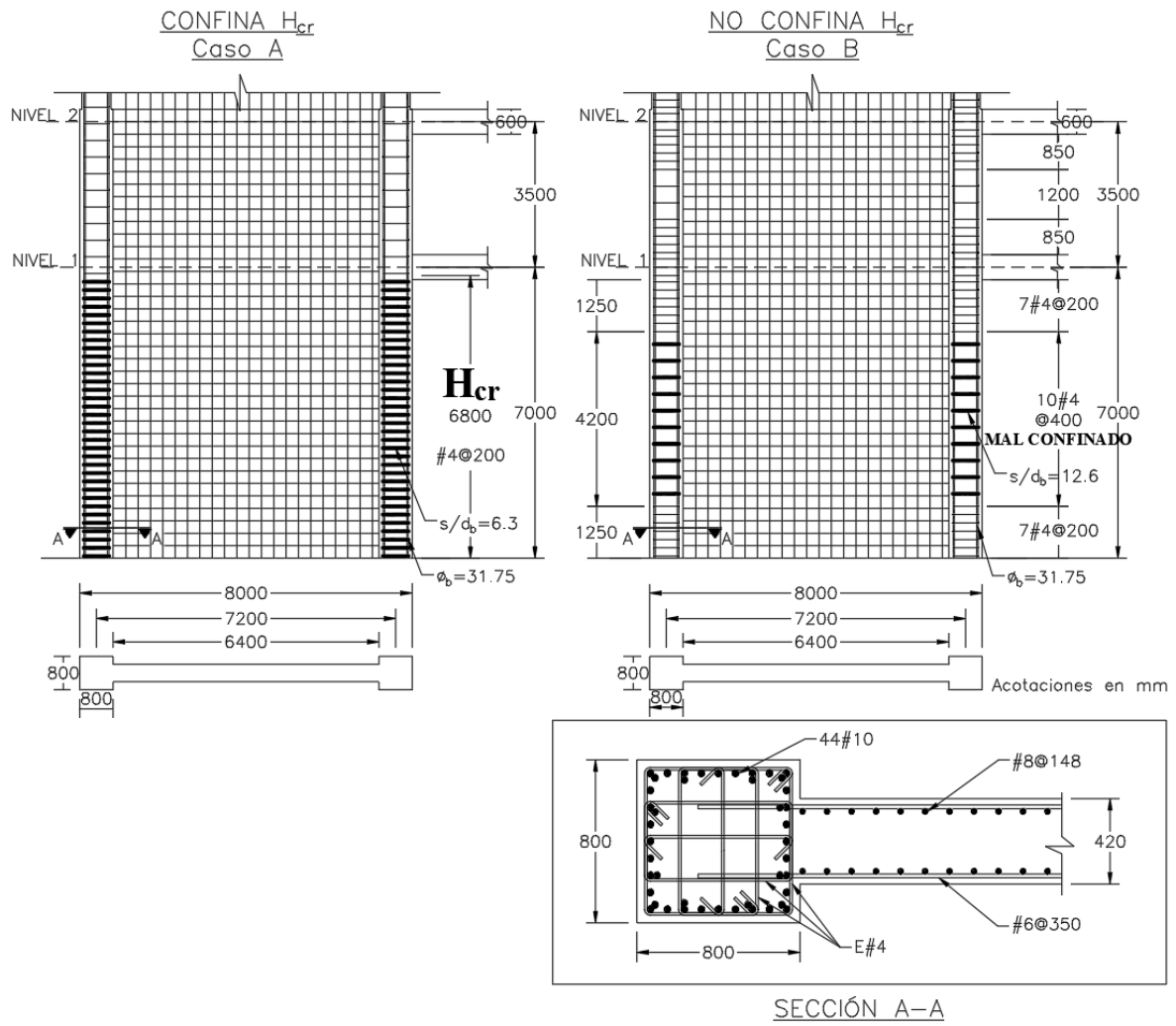


Figura 2.6 Refuerzo de la sección crítica de los muros para los casos A y B en dirección X

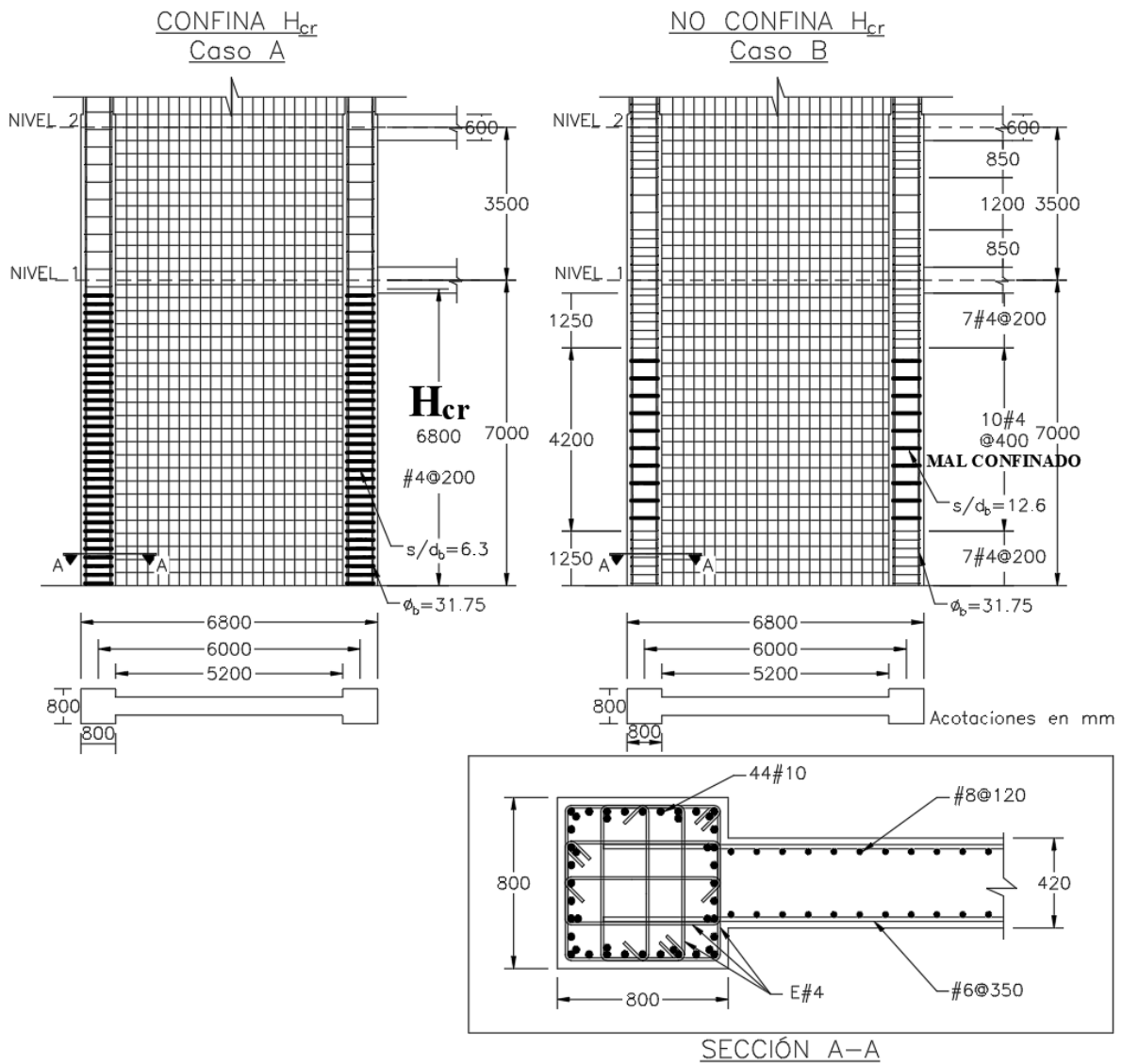


Figura 2.7 Refuerzo de la sección crítica de los muros para los casos A y B en dirección Y

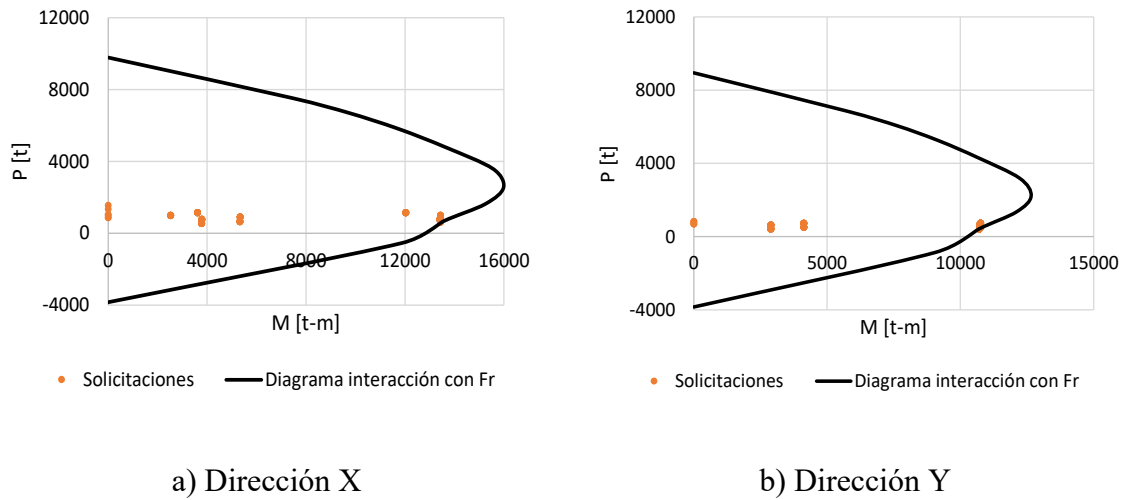


Figura 2.8 Diagramas de interacción muros a) dirección X y b) dirección Y

Los diagramas de interacción de la Figura 2.8 muestran que el diseño fue adecuado, porque los puntos que representan las solicitaciones dadas por las diferentes combinaciones, se encuentran dentro del diagrama (que tiene en cuenta el factor de reducción, F_r). Los puntos críticos que están cerca del diagrama, representan la combinación que tiene el sismo mayorado (1.1 veces) en la dirección de análisis, los puntos donde el momento es cero, representan la combinación de carga vertical (sin sismo) y los puntos centrales corresponden a las combinaciones cuando se está aplicando el sismo principal en la dirección ortogonal.

2.3.2. Columnas y Vigas

Otros elementos secundarios como vigas y columnas tienen dimensiones de 300mm×600mm y 600mm×600mm, respectivamente, e igualmente fueron diseñados para cumplir condiciones mínimas de resistencia y deformaciones de acuerdo con las NTCC-2004.

La Figura 2.9 muestra las dimensiones y distribución del refuerzo de las columnas, que son constantes en toda la altura de la edificación. La Figura 2.10 muestra en línea continua el

diagrama de interacción con factor de reducción y en puntos se presentan las solicitaciones para las columnas en algunos niveles para las diferentes combinaciones de carga.

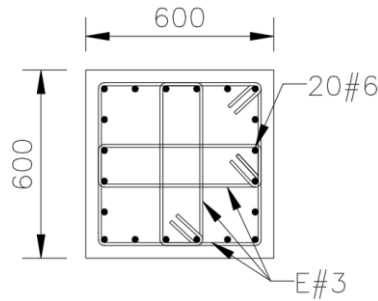


Figura 2.9 Sección y refuerzo de columnas

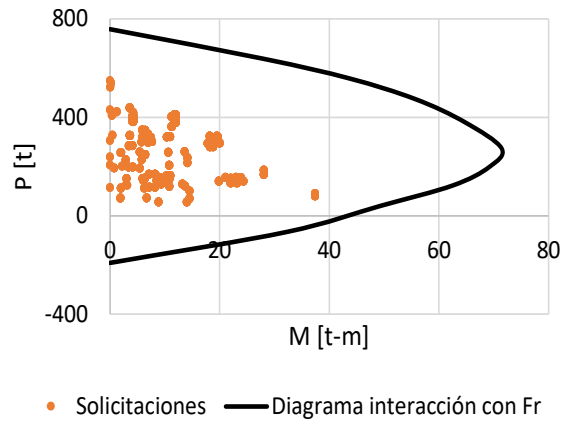


Figura 2.10 Diagrama de interacción columnas

La columna más esforzada de la planta baja tiene una relación de carga axial, $\frac{P_u}{A_g f'_c}$ igual a 0.43. Donde P_u es la máxima carga axial a compresión (con signo positivo) del muro, A_g es el área transversal del muro y f'_c es la resistencia especificada a la compresión del concreto.

La Figura 2.10 muestra que el diseño fue adecuado, la cuantía de 1.5% escogida, ligeramente mayor a la mínima establecida en la norma del 1%, satisface el diagrama de interacción para

todas las solicitaciones. Cuantías menores permitirían que los puntos estuvieran fuera del diagrama mencionado y el diseño sería inadecuado.

El refuerzo suministrado en las vigas, tuvo la finalidad de cumplir con las solicitaciones de momento y cortante obtenidas del análisis, además se agruparon en una cantidad suficiente de secciones, con el fin tener un número limitado de diagramas de momento-curvatura.

En la Figura 2.11 se aprecian las secciones y la distribución del refuerzo para las vigas de los diferentes niveles y para las dos direcciones X e Y. Las secciones son iguales en todos los ejes del nivel indicado y se asume que el refuerzo mostrado en la figura es igual en toda la longitud de la viga.

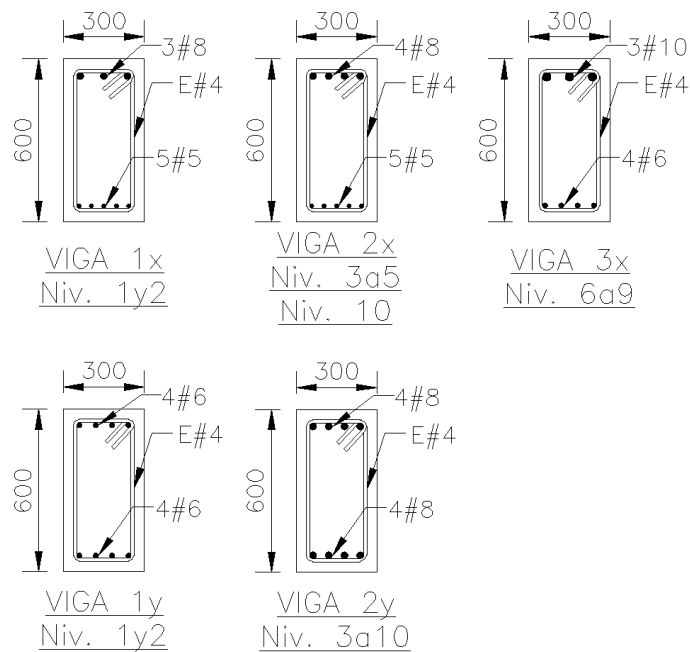
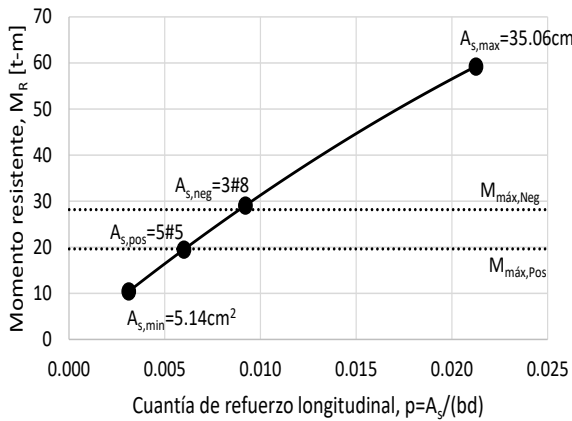


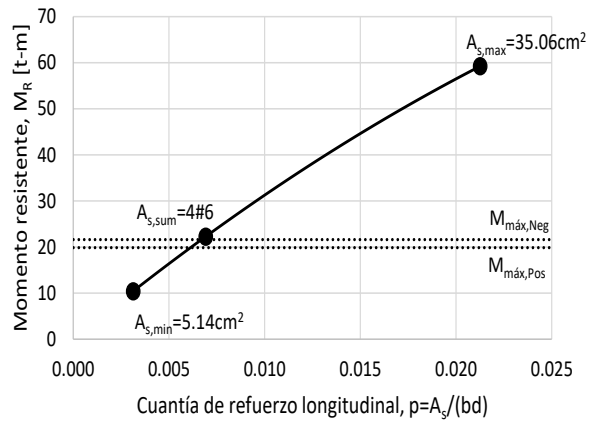
Figura 2.11 Sección y refuerzo vigas, direcciones X e Y

La Figura 2.12 muestra una curva de momento resistente, M_R en función de la cuantía de acero de refuerzo longitudinal, p ; sobre la curva se ubican los puntos que indican el área de

acero mínima, $A_{s,min}$ que debe ser suministrada y el área de acero máxima, $A_{s,máx}$ que puede ser suministrada a las vigas; se muestra sobre esta gráfica para vigas del primer nivel en a) dirección X y b) dirección Y, el momento máximo positivo, $M_{máx,Pos}$ y máximo negativo, $M_{máx,Neg}$ requerido después de efectuar el análisis y el área de acero, A_s , suministrada para cumplir con las solicitaciones.



a) Dirección X



b) Dirección Y

Figura 2.12 Verificación vigas primer nivel en a) dirección X y b) dirección Y

3. ANÁLISIS NO LINEAL DE LA ESTRUCTURA

El análisis no lineal considera el comportamiento no lineal de los materiales, descartando de manera directa el principio de superposición. En las estructuras de concreto, el comportamiento elástico-lineal difiere en gran medida del observado experimentalmente, especialmente cuando estas se encuentran bajo niveles elevados de deformación. Esto se debe a los fenómenos intrínsecos de los materiales que componen a estas estructuras (por ejemplo, fisuración del hormigón, plastificación del acero, etc.) y su interacción. Este tipo de análisis requiere del conocimiento previo completo de la estructura (cuantías de acero y geometría), por lo que se suele utilizar para efectuar comprobaciones posteriores.

El análisis no lineal de las estructuras y en particular de los muros es de suma importancia, teniendo en cuenta que es la mejor manera de conocer su respuesta, que en general es de tipo inelástica ante un sismo. La estructura en esta investigación es evaluada con dos tipos de análisis no lineales, el primero un análisis estático, *pushover*, que permitirá tener una idea de la resistencia de la estructura y de su ductilidad en cada uno de los casos en estudio y en ambas direcciones de la estructura. Posteriormente, la estructura se somete al análisis dinámico. Para este análisis se eligieron registros de aceleraciones obtenidas en los terremotos de 1985 y 2017, en estaciones ubicadas en la zona IIIa según la zonificación geotécnica para la Ciudad de México presentada en las NTCS-2004. La estructura se sometió a registros sin escalar y escalados, con el objetivo de analizar su posible comportamiento ante eventos sísmicos parecidos o tal vez mayores. Se comparan los resultados de los dos análisis y se comparan con los obtenidos de las hipótesis convencionales de análisis elástico-lineal.

3.1. RESPUESTA INELÁSTICA ÚLTIMA

Un aspecto importante en la evaluación sísmica es la determinación de la respuesta inelástica última; asociada en este estudio a las fallas que corresponden al inicio del pandeo del refuerzo longitudinal y a la fractura del refuerzo transversal (lo que ocurra primero).

3.1.1. *Falla por Fractura del Refuerzo Transversal*

En el caso de la falla por fractura del refuerzo transversal, la deformación última del concreto en compresión, ε_{cu} , se define con la ecuación (3-1) (Paulay y Priestley, 1992).

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (3-1)$$

donde ε_{su} es la deformación del refuerzo cuando alcanza su resistencia máxima en tracción, f'_{cc} es la resistencia en compresión del concreto confinado, f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal y ρ_s es la cuantía volumétrica del refuerzo transversal, para una sección rectangular es la suma de las cuantías de refuerzo en las direcciones principales, ρ_x y ρ_y .

3.1.2. *Falla por Inicio del Pandeo*

El caso de la falla por inicio del pandeo del refuerzo longitudinal de un muro de concreto reforzado, se basa en la teoría desarrollada por Rodriguez *et al.* (1999), en este modelo a la deformación de referencia asociada al inicio del pandeo de barra se la conoce como, ε_p^* , definido con la ecuación (3-2).

$$\varepsilon_p^* = \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{st} \quad (3-2)$$

donde ε_{st} y ε_{sc} son las deformaciones máximas de la barra en tracción y compresión, respectivamente, que tiene una barra extrema del elemento de borde cuando incurse en tracción o compresión en un ciclo completo de la acción sísmica.

De la definición de curvatura y considerando la condición de simetría de los muros en estudio, en particular es de interés el comportamiento de las barras más extremas del muro, barras A y B (Figura 3.1), porque de acuerdo con observaciones experimentales o en terremotos, son las que podrían llegar al pandeo para acciones sísmicas intensa. Empleando la hipótesis de que las deformaciones máximas en tracción y compresión de las barras B y A, ε_{st1} y ε_{sc1} , respectivamente, en el primer ciclo de carga, son iguales a las deformaciones máximas en tracción y compresión en las barras A y B, ε_{st2} y ε_{sc2} , respectivamente, en el segundo medio ciclo de carga (Figura 3.1) (Íñiguez *et al.*, 2015). Esto se basa en que debido a la simetría geométrica de la sección, se considera que los máximos de carga lateral son iguales en cada uno de los medios ciclos mencionados. Entonces, la curvatura última correspondiente al modo de falla de pandeo del refuerzo longitudinal, ϕ_u^* , y las deformaciones de la barra a compresión y tracción, ε_{sc}^* y ε_{st}^* , se obtienen como se deduce de la inspección de las ecuaciones (3-3) a (3-5).

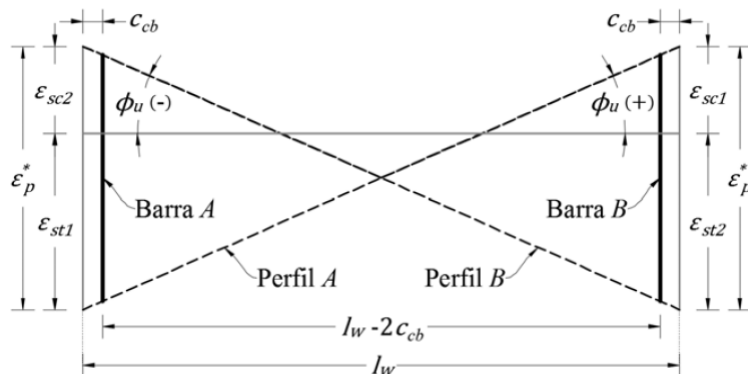


Figura 3.1 Curvatura última en muros

Las barras longitudinales mostradas en la Figura 3.1, representan las barras existentes en los extremos de los bordes de un muro.

$$\phi_u^* = \frac{\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{st}}{l_w - 2c_{cb}} = \frac{\varepsilon_p^*}{l_w - 2c_{cb}} \quad (3-3)$$

$$\varepsilon_{sc}^* = c\phi_u^* \quad (3-4)$$

$$\varepsilon_{st}^* = (d - c)\phi_u^* \quad (3-5)$$

donde, l_w es la longitud del muro, c_{cb} representa el recubrimiento al centro de la barra longitudinal, d es la altura efectiva y c la profundidad del eje neutro.

Los valores encontrados con las ecuaciones (3-3) a (3-5) se muestran en las figuras de los diagramas de momento – curvatura de las diferentes secciones críticas en la sección 3.2

3.1.3. Longitudes Plásticas

3.1.3.1. Longitud plástica muros

La longitud plástica es la altura del muro donde las deformaciones y curvaturas plásticas son iguales al máximo valor en la base (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007). En la definición de la longitud plástica, L_p , interviene la llamada longitud de penetración de deformaciones, L_{SP} (Figura 3.2), la cual se evalúa con la ecuación (3-6) (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007).

$$L_{SP} = 0.022 f_y d_b \quad (MPa) \quad (3-6)$$

donde f_y y d_b son el esfuerzo de fluencia y el diámetro del refuerzo longitudinal, respectivamente.

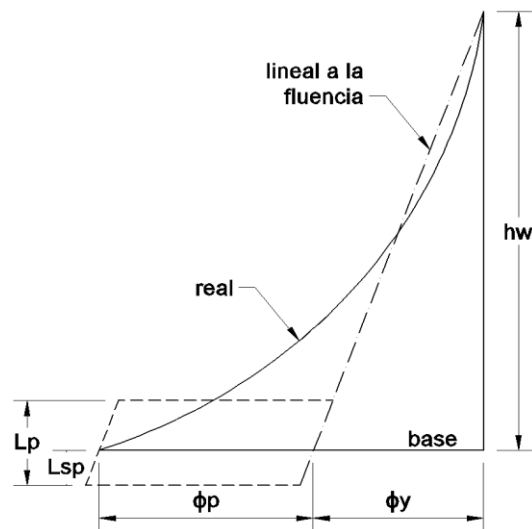


Figura 3.2 Idealización de distribución de curvatura (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007)

El parámetro L_p está dado por la ecuación (3-7) (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007).

$$L_p = kh_e + 0.1l_w + L_{SP} \quad (3-7)$$

donde,

$$k = 0.2 \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0.08 \quad (3-8)$$

donde f_u es el esfuerzo máximo de tracción del acero longitudinal, h_e es la altura efectiva dada por la ecuación (3-9) y l_w es la longitud del muro.

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Phi_{1,i} h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Phi_{1,i})} \quad (3-9)$$

donde n es el número total de niveles, m_i y h_i son la masa y la altura, respectivamente, del nivel i y $\Phi_{1,i}$ es la forma del modo 1 en el nivel i . Para este modo *Panagiotou y Restrepo (2011)*, proponen:

$$\Phi_{1,i} = \frac{1}{11} \left(\frac{h_i}{H} \right)^5 - \frac{10}{11} \left(\frac{h_i}{H} \right)^3 + \frac{20}{11} \left(\frac{h_i}{H} \right)^2 \quad (3-10)$$

donde H es la altura total de la estructura.

Si bien, la longitud plástica que se considera en este trabajo, es la proporcionada por la expresión propuesta por *Priestley, Calvi y Kowalsky (2007)*, se realizaron comparaciones de las longitudes plásticas calculadas con las propuestas de otros autores como *Paulay y Priestley (1992)* (ecuación (3-11)), *Kowalsky (2001)* (ecuación (3-12)) y *Bohl y Adebar (2011)* (ecuación (3-13)). Las comparaciones pueden apreciarse para los muros de la dirección X en la Tabla 3.1 y para la dirección Y en la Tabla 3.2.

$$L_p = 0.2l_w + 0.044h_e \quad (3-11)$$

$$L_p = 0.5l_w \quad (3-12)$$

$$L_p = (0.2l_w + 0.05h_e) \left(1 - 1.5 \frac{P_u}{A_g f'_c} \right) \leq 0.8l_w \quad (3-13)$$

Tabla 3.1 Comparación de longitud plástica calculada con la propuesta de diferentes autores para los muros de la dirección X

| Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007 Ec. (3-7) | Paulay y Priestley, 1992 Ec. (3-11) | Kowalsky, 2011 Ec. (3-12) | Bohl y Adebar, 2011 Ec. (3-13) |
|--|--|------------------------------|-----------------------------------|
| $f_u/f_y = 1.6$ | $h_e = 28442$ mm | $l_w = 8000$ mm | $h_e = 28442$ mm |
| $f_{ye} = 449$ Mpa | $d_{bl} = 32$ mm | $L_p = 4000$ mm | $l_w = 8000$ mm |
| $d_{bl} = 32$ mm | $f_y = 449$ Mpa | $L_p/l_w = 0.50$ | $P_u = 618$ t |
| $L_{sp} = 314$ mm | $l_w = 8000$ mm | | $A_g = 3968000$ mm ² |
| $k = 0.08$ | $L_p = 2851$ mm | | $f'_c = 36$ Mpa |
| $h_e = 28442$ mm | $L_p/l_w = 0.36$ | | $P/A_g f'_c = 0.04$ |
| $l_w = 8000$ mm | | | $L_p = 2828$ mm |
| $L_p = 3389$ mm | | | $L_p/l_w = 0.35$ |
| $L_p/l_w = 0.42$ | | | |

Tabla 3.2 Comparación de longitud plástica calculada con propuesta de diferentes autores para los muros de la dirección Y

| Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007 Ec. (3-7) | Paulay y Priestley, 1992 Ec. (3-11) | Kowalsky, 2011 Ec. (3-12) | Bohl y Adebar, 2011 Ec. (3-13) |
|--|--|------------------------------|-----------------------------------|
| $f_u/f_y = 1.6$ | $h_e = 28442$ mm | $l_w = 6800$ mm | $h_e = 28442$ mm |
| $f_{ye} = 449$ Mpa | $d_{bl} = 32$ mm | $L_p = 3400$ mm | $l_w = 6800$ mm |
| $d_{bl} = 32$ mm | $f_y = 449$ Mpa | $L_p/l_w = 0.50$ | $P_u = 403$ t |
| $L_{sp} = 314$ mm | $l_w = 6800$ mm | | $A_g = 3464000$ mm ² |
| $k = 0.08$ | $L_p = 2611$ mm | | $f'_c = 36$ Mpa |
| $h_e = 28442$ mm | $L_p/l_w = 0.38$ | | $P/A_g f'_c = 0.03$ |
| $l_w = 6800$ mm | | | $L_p = 2649$ mm |
| $L_p = 3269$ mm | | | $L_p/l_w = 0.39$ |
| $L_p/l_w = 0.48$ | | | |

De acuerdo con *Paulay y Priestley (1992)* valores típicos de longitud plástica, L_p , son tales que $0.3 \leq L_p/l_w \leq 0.8$, observando las tablas anteriores que comparan la longitud plástica para los muros, calculada con propuestas de diferentes autores, muestran la particularidad de que esta longitud es alrededor del 40% de la longitud total del muro en referencia y este porcentaje se encuentra entre los límites comentados. Mayores longitudes plásticas están relacionadas directamente con mayores curvaturas y mayores capacidades de deformación; por tanto, valores pequeños son conservadores.

3.1.3.2. Longitud plástica columnas y vigas

La longitud plástica, L_p , en columnas y vigas de concreto reforzado está dada por la ecuación (3-14) (*Priestley et al., 1996*):

$$L_p = 0.08L + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (3-14)$$

donde f_{ye} es el esfuerzo de fluencia “real” del acero longitudinal en MPa y se recomienda hacerlo igual a 1.1 veces el esfuerzo de fluencia nominal ($1.1f_y$), d_{bl} es el diámetro de la barra longitudinal en mm y L es la longitud no arriostrada del elemento en mm.

En la Tabla 3.3 se muestran algunos valores de longitud plástica calculados para columnas y vigas de ambas direcciones reforzadas con diferentes varillas, relacionados con la altura, h igual a 600mm.

Tabla 3.3 Comparación de longitud plástica calculada con la

| | L_p [mm] | L_p/h |
|----------------------|------------|---------|
| Columna | 748 | 1.25 |
| Vigas X (Varilla #5) | 733 | 1.22 |
| Vigas X (Varilla #6) | 764 | 1.27 |
| Vigas Y (Varilla #6) | 668 | 1.11 |
| Vigas Y (Varilla #8) | 731 | 1.22 |

La tabla anterior muestra que la longitud plástica de estos elementos está entre un 10% a un 25% más de la altura de los elementos.

3.1.4. Verificación de la Respuesta Última en el Análisis

Como se explica anteriormente, la respuesta última en este estudio estuvo asociada a los dos límites de falla tratados en las secciones 3.1.1 y 3.1.2 (el que ocurra primero). En esta sección, se explica cómo se procede para comparar los resultados al efectuar el análisis y los criterios para la verificación de los resultados.

Después de efectuar los análisis no lineales, para hallar el valor de ε_{pcal}^* , se utilizó la relación entre los resultados de momento-curvatura y momento-rotación, como resulta de la inspección de las ecuaciones (3-15) a la (3-19). Se hace uso de la curva momento-rotación plástica ($M-\theta_p$) que entrega el programa ETABS 2016 para los muros. El valor del eje neutro, c , fue obtenido de los resultados del análisis momento-curvatura.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3-15)$$

$$\phi_u = \phi_y + \phi_p \quad (3-16)$$

$$\varepsilon_{sc} = c\phi_u \quad (3-17)$$

$$\varepsilon_{st} = (d - c)\phi_u \quad (3-18)$$

$$\varepsilon_{pcal}^* = \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{st} \quad (3-19)$$

donde ϕ_p , ϕ_y y ϕ_u son las curvaturas plásticas, de fluencia y última, respectivamente; θ_p es la rotación plástica de la sección crítica para el evento de la primera incursión inelástica que lleva al valor crítico de deformaciones en el refuerzo longitudinal crítico correspondientes al inicio del pandeo, ε_{pcal}^* y L_p es la longitud plástica, calculada de acuerdo con las ecuaciones propuestas por *Priestley, Calvi y Kowalsky (2007)* para los muros (ver sección 3.1.3.1) y por *Priestley et al. (1996)* para columnas y vigas (ecuación (3-14)).

Íñiguez *et al.* (2015) propusieron una aproximación lineal en general conservadora para definir ε_p^* con el fin de predecir el inicio del pandeo del acero de refuerzo longitudinal (Modelo 1), esta aproximación está dada por la ecuación (3-20).

$$0.02 < \varepsilon_p^* = \frac{11 - \frac{s}{d_b}}{150} < 0.06 \quad (3-20)$$

donde s es la separación del refuerzo transversal.

La Figura 3.3 muestra con la línea continua negra resultados con la aproximación lineal dada por la ecuación (3-20); para la cual se tomaron en cuenta principalmente las deformaciones de los marcadores cuadrados que corresponden a los valores de ε_p^* obtenidos para los muros rectangulares considerados en la investigación de Íñiguez *et al.* (2015), y los marcadores en forma de círculos que corresponden a los valores de ε_p^* obtenido de deformaciones medidas en barras de las columnas ensayadas por Kowalsky *et al.* (2015), debido a que fueron mediciones en barras de acero de refuerzo en elementos estructurales. Los marcadores en forma de triángulos corresponden a los valores de ε_p^* obtenidos de mediciones en ensayos de barras por Rodríguez *et al.* (1999), difieren de los resultados debido a las distintas definiciones de inicio del pandeo, así como al efecto de la corrugación en una barra en el pandeo y el efecto de que las barras no se encuentran dentro de elementos estructurales.

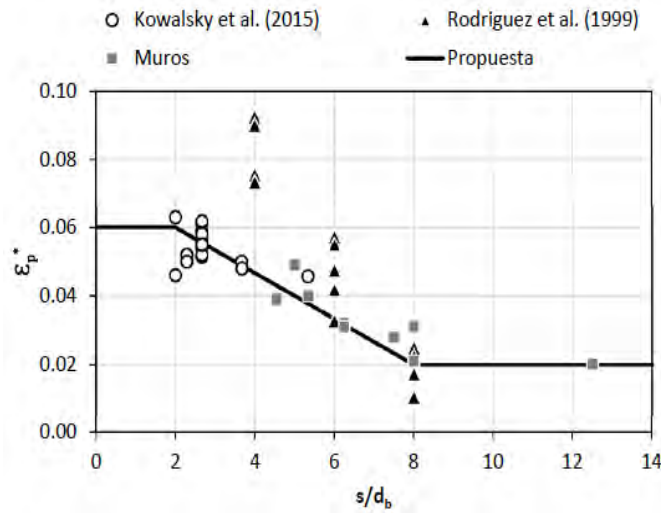


Figura 3.3 Curva propuesta para predicción de la deformación correspondiente al inicio del pandeo de una barra longitudinal, ε_p^* (Íñiguez et al., 2015)

Sin embargo, se tuvo en cuenta que algunos datos están fuera de la curva y podrían ser críticos. Por ello para determinar la capacidad de pandeo de la barra se emplea un segundo modelo (Modelo 2), en línea discontinua (Figura 3.4), con una modificación a la propuesta por Íñiguez et al. (2015), donde el límite inferior de la curva de la curva es 0.01, es decir, el modelo 2, queda definido por la ecuación (3-21).

$$0.01 < \varepsilon_p^* = \frac{11 - \frac{s}{d_b}}{150} < 0.06 \quad (3-21)$$

Al considerarse las ecuaciones (3-20) y (3-21) se obtienen dos variantes del caso B (con detallado de elementos de borde mal interpretados). Estas variantes son, el caso B1, con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^* = 0.02$, y el caso B2, con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^* = 0.01$.

Se revisa que el valor de ε_{sc} (ecuación (3-17)) sea menor al de ε_{cu} (calculado de acuerdo con la ecuación (3-1)), para asegurarse que ocurre primero el pandeo de la barra.

Asimismo, se compara el valor para ε_{pcal}^* de la ecuación (3-19), con la aproximación propuesta por *Íñiguez et al. (2015)*, dada por la ecuación (3-20) para los casos A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) y B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) y con la aproximación del modelo 2, dada por la ecuación (3-21) para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$).

Los límites de las deformaciones asociadas al inicio del pandeo para los casos A (punto), B1 (cuadro) y B2 (triángulo) se ubican en las diferentes curvas en la Figura 3.4.

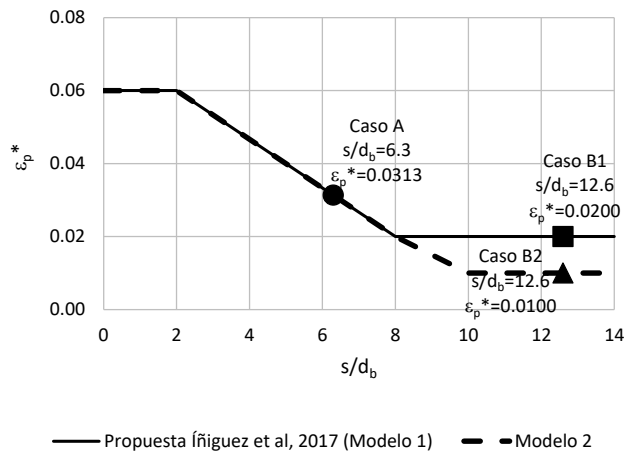


Figura 3.4 Límite para la deformación asociada al inicio del pandeo, ε_p^*

3.2. DIAGRAMAS MOMENTO - CURVATURA

El término momento- curvatura es un concepto básico en el estudio de la ductilidad del elemento, para entender el desarrollo de articulaciones plásticas y para tener en cuenta la redistribución de momentos elásticos que ocurren en las estructuras de concreto reforzado.

Para obtener los diagramas de momento – curvatura de las diferentes secciones críticas, es necesario conocer la curva esfuerzo - deformación del concreto confinado y no confinado, asociada en este estudio al modelo de *Mander et al. (1988)*; teniendo en cuenta una resistencia especificada del concreto de 350kgf/cm².

Los valores de los parámetros básicos para la curva esfuerzo - deformación del acero de refuerzo de la estructura estudiada con los análisis no lineales, se muestran en la Tabla 3.4. Estos valores fueron tomados de los resultados de ensayos experimentales de aceros de refuerzo producidos en México (*Rodríguez et al., 1996*).

Tabla 3.4 Parámetros básicos de curvas esfuerzo-deformación obtenidos en ensayos experimentales de aceros de refuerzo producidos en México (*Rodríguez et al., 1996*)

| Barras | f_y (Kg/cm ²) | ϵ_{sh} | f_{su} (Kg/cm ²) | ϵ_{su} | ϵ_{suu} | P |
|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--------------------------------|-----------------|------------------|-------|
| $\leq \Phi \frac{1}{2}$ " | 4609 | 0.0060 | 7436 | 0.1420 | 0.1815 | 3.362 |
| $> \Phi \frac{1}{2}$ " | 4577 | 0.0088 | 7491 | 0.1171 | 0.1493 | 3.474 |

Los diagramas de momento-curvatura se obtuvieron en el programa SAP2000 para las secciones críticas de los elementos y muros de los diferentes casos en estudio, y se aproximaron a curvas del tipo bilineal para definir en el programa ETABS 2016 las rótulas plásticas.

La curvatura última de los diagramas momento-curvatura se asoció con uno de los dos criterios mencionados en las secciones 3.1.1 y 3.1.2 (el que ocurriera primero).

3.2.1. Muros

Los muros dúctiles resisten fuerzas laterales impuestas a la estructura durante los terremotos a través de la deformación de una rótula plástica de flexión en la base del muro. La ductilidad y capacidad de la deformación en la región de la rótula plástica resultan de la acción inelástica del agrietamiento y aplastamiento del concreto y la fluencia del refuerzo longitudinal.

Las Figuras 3.5 y 3.6 muestran los diagramas momento-curvatura para la sección crítica del muro, asociado a un nivel de carga axial de 0.04 y 0.03 para las direcciones X e Y, respectivamente; tanto para el caso A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) y el caso B dividido en dos, un caso B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) y B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$). En las figuras se indica con líneas verticales el valor de la curvatura última, ϕ_u , asociada con el modo de falla que gobernó (en todos los casos, se asocia con el inicio del pandeo de la barra longitudinal). La línea continua delgada es el diagrama calculado y la línea discontinua negra es la aproximación bilineal.

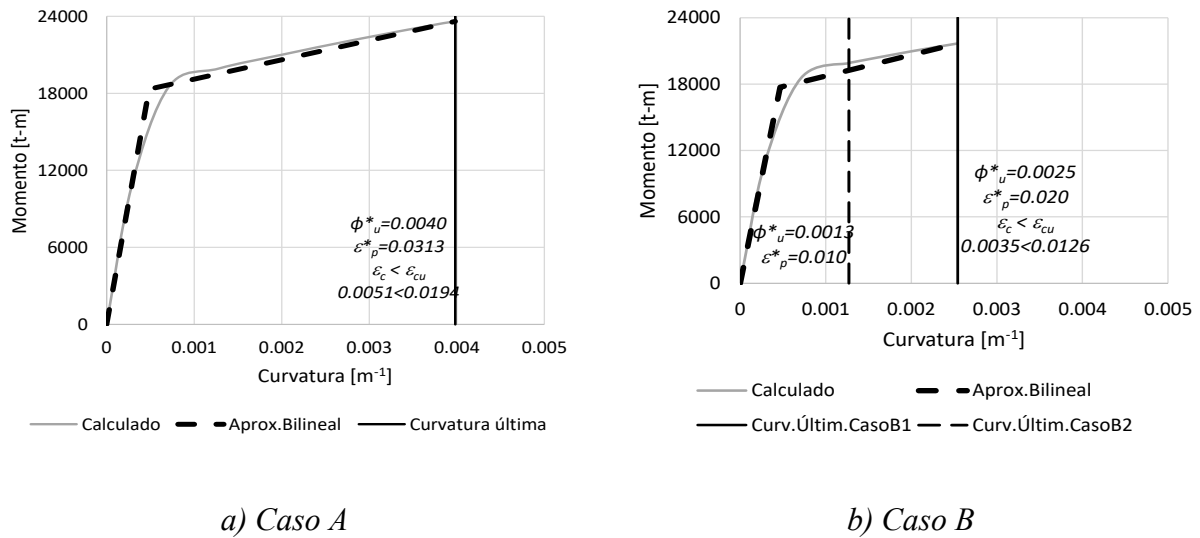


Figura 3.5 Diagramas momento-curvatura de la sección crítica de muros asociados a un nivel de carga axial de 0.04 en dirección X a) caso A y b) caso B

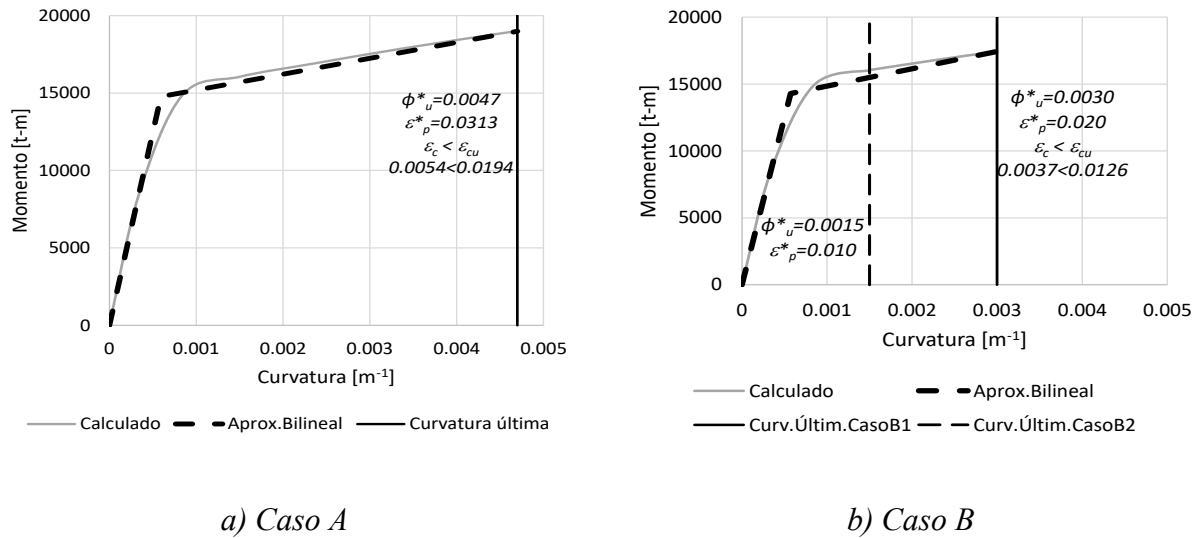


Figura 3.6 Diagramas momento-curvatura de la sección crítica de muros asociados a un nivel de carga axial de 0.03 en dirección Y a) caso A y b) caso B

Las figuras anteriores evidencian que las resistencias alcanzadas en el Caso A y B son iguales, pero las curvaturas no lo son, en el Caso A son mayores al Caso B, esto debido

principalmente al efecto del confinamiento de los elementos de borde, ya que la geometría y distribución del refuerzo longitudinal es igual en ambos casos (Figuras 2.6 y 2.7).

Revisando el factor de ductilidad a nivel de sección como la relación entre la máxima curvatura y la curvatura de fluencia se tienen los valores de la Tabla 3.5.

Tabla 3.5 Ductilidades de la sección de los muros para los casos A y B, en las direcciones X e Y

| | Dirección X | | | | Dirección Y | | |
|------------|-------------|---------|---------|------------|-------------|---------|---------|
| | Caso A | Caso B1 | Caso B2 | | Caso A | Caso B1 | Caso B2 |
| ϕ_y | 0.00049 | 0.00047 | 0.00047 | ϕ_y | 0.00059 | 0.00057 | 0.00057 |
| ϕ_u | 0.00398 | 0.00254 | 0.00127 | ϕ_u | 0.00470 | 0.00300 | 0.00150 |
| μ_ϕ | 8.2 | 5.4 | 2.7 | μ_ϕ | 7.9 | 5.2 | 2.6 |

Con la tabla anterior se confirma que para el caso A, es decir el caso con el confinamiento adecuado, se tiene mayor ductilidad a nivel de sección. Esto se debería ver también reflejado a nivel de la estructura al realizar el análisis *pushover* en la sección 3.3.

3.2.2. Columnas y Vigas

La articulación plástica se define como una concentración de daño en un punto o sección de un elemento. En estructuras sometidas a demandas sísmicas, el daño se concentra en zonas de los extremos de los elementos, debido a que en estas zonas los esfuerzos son en general de magnitud mayor a los que se presentan en otras secciones de los elementos.

La Figura 3.7 muestra el diagrama momento-curvatura para las columnas de la planta baja, asociado a un nivel de carga axial de 0.43. Las columnas son las mismas tanto para el Caso A (con elementos detallado de los elementos de borde bien interpretados) como para el B (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) y para ambas direcciones,

X e Y. La línea vertical continua indica la curvatura última, correspondiente a la falla por inicio del pandeo (falla que gobernó).

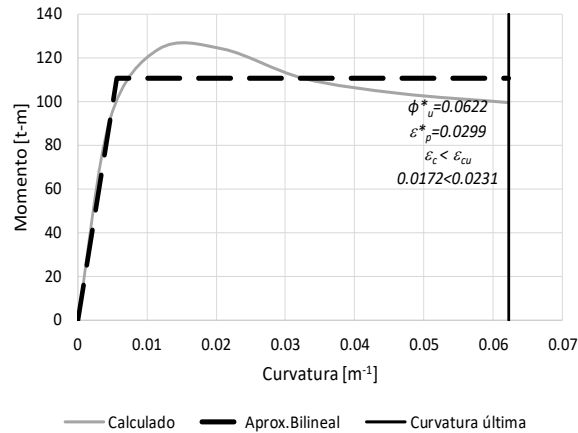


Figura 3.7 Diagramas momento-curvatura de las columnas de la planta baja, asociado a un nivel de carga axial de 0.43

La Figura 3.8 muestra el diagrama momento-curvatura para las vigas del primer nivel de la dirección X, a) refuerzo superior y b) refuerzo inferior; en cada una de las gráficas se indica la curvatura última (línea vertical continua), que para ambos casos corresponde a la calculada para la falla por inicio del pandeo de la barra (falla que gobernó). La Figura 3.9 muestra lo especificado anteriormente para la dirección Y, teniendo en cuenta que el refuerzo superior e inferior son iguales.

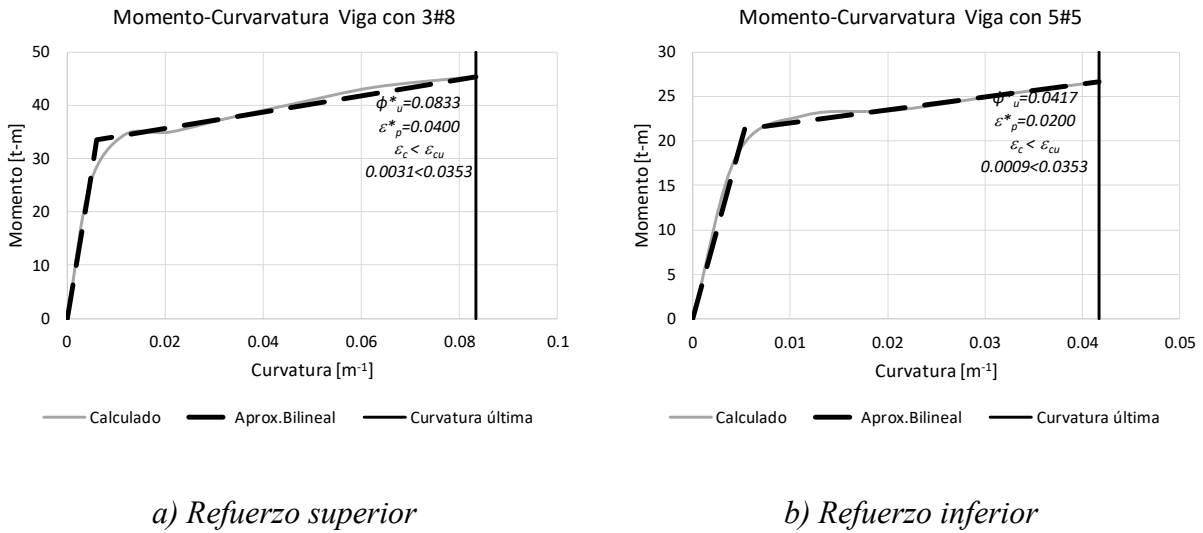


Figura 3.8 Diagrama momento curvatura de vigas primer nivel en dirección X, a) refuerzo superior y b) refuerzo inferior

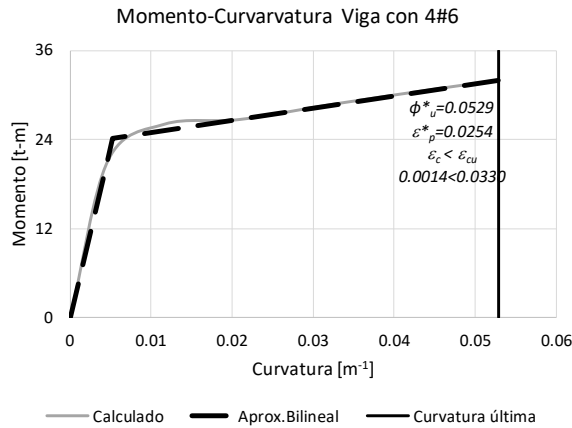


Figura 3.9 Diagramas momento-curvatura de vigas primer nivel en dirección Y

3.3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL *PUSHOVER*

Para evaluar la respuesta de la estructura, en el presente estudio se realizó un análisis no lineal *pushover*. El objetivo de este análisis es determinar la respuesta no lineal (fuerzas y

deformaciones) hasta el límite de su capacidad de deformación lateral para el sismo considerado.

Para el análisis no lineal *pushover*, se sometió a la estructura a un sistema de cargas laterales que consideran la contribución del primer modo de respuesta de la estructura, de acuerdo con la ecuación (3-10) de *Panagiotou y Restrepo (2011)*, lo que lleva a una distribución de fuerzas laterales con la forma de un triángulo invertido.

Las curvas *pushover* obtenidas para los dos casos de estudio, aproximadas a una línea bilineal se muestran en la Figura 3.10 a) para la dirección X y b) para la dirección Y; el eje derecho corresponde a los valores en el sistema de un grado de libertad equivalente. En las curvas se muestran tres puntos identificados con un marcador en forma círculo, un marcador en forma de cuadro y uno en forma de triángulo, que representa respectivamente, cuando el *pushover* se detiene en los casos A (con detallado de elementos de borde bien interpretados), B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^* = 0.02$) y B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^* = 0.01$). Estos puntos corresponden a los eventos donde ocurre la deformación ε_p^* , asociada al inicio del pandeo de la barra longitudinal, indicando la falla del muro. Además, las figuras muestran los valores de deformación última del concreto en compresión, ε_{cu} (calculado de acuerdo con la ecuación (3-1)).

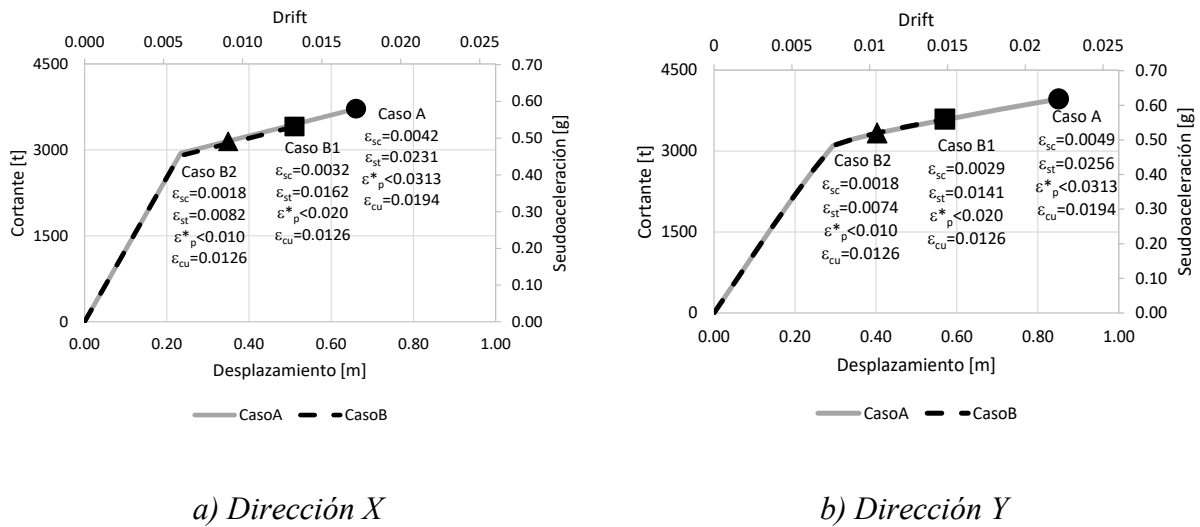


Figura 3.10 Curvas pushover, a) dirección X y b) dirección Y

Los datos del punto, el cuadro y el triángulo de la Figura 3.10, se obtuvieron haciendo uso de la curva momento-rotación plástica que entrega el programa ETABS después de efectuar el análisis *pushover*, a los datos de momento y rotación plástica de esta curva, se asoció el eje neutro, *c*, obtenido al calcular los diagramas de momento-curvatura y se siguió el procedimiento que se describió en la sección 3.1.4.

La Tabla 3.6 muestra las ductilidades globales de desplazamiento calculadas para los casos A, B1 y B2 en las direcciones X e Y, teniendo en cuenta el punto, el cuadro y el triángulo, correspondientes al momento donde el análisis se detiene, debido a la falla del muro.

Tabla 3.6 Ductilidades globales de desplazamiento para los casos A y B, en las direcciones X e Y

| | Dirección X | | | Dirección Y | | |
|------------|-------------|---------|---------|-------------|---------|---------|
| | Caso A | Caso B1 | Caso B2 | Caso A | Caso B1 | Caso B2 |
| Δ_y | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.28 | 0.28 | 0.28 |
| Δ_u | 0.66 | 0.51 | 0.35 | 0.85 | 0.57 | 0.40 |
| μ | 2.8 | 2.2 | 1.5 | 3.0 | 2.1 | 1.5 |

La Figura 3.10 y la Tabla 3.6 dan una idea general de lo importante del confinamiento de los elementos borde de los muros, porque se puede verificar que el caso B (muro con confinamiento inadecuado por mala interpretación de las NTCC-2004) las ductilidades son bajas y hasta en el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$), se tiene una ductilidad igual a $\mu=1.5$, menor que la considerada en el diseño, cuando se adoptó un factor de comportamiento, $Q=2$.

3.3.1. Verificación Pushover en Dirección Y

Con fines de verificación del análisis *pushover*, se estima el desplazamiento de azotea en la fluencia de un edificio de concreto reforzado a base de muros, empleando dos procedimientos que emplean diferentes hipótesis.

El primer procedimiento para el cómputo del desplazamiento de la azotea en la fluencia, $\delta_{y,r1}$, se supone que el muro tiene una distribución de curvatura del tipo lineal a lo largo de la altura del edificio, H . El desplazamiento, se calcula como lo indica la ecuación (3-22) (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007).

$$\delta_{y,r1} = \varphi_y \frac{H^2}{3} \quad (3-22)$$

donde, se ha visto que la curvatura de fluencia, φ_y , en un muro está dada por la ecuación (3-23) (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007):

$$\varphi_y = 2 \frac{\varepsilon_y}{l_w} \quad (3-23)$$

donde, ε_y es la deformación de fluencia del acero (0.00229) y l_w es la longitud del muro.

El segundo procedimiento para el cómputo del desplazamiento de la azotea en la fluencia, $\delta_{y,r2}$, emplea la expresión del desplazamiento del extremo superior de un muro prismático en voladizo cuando está sometido a cargas laterales con una carga w distribuida con la forma del primer modo. El desplazamiento, se calcula según la ecuación (3-24) (*Panagiotou y Restrepo, 2011*):

$$\delta_{y,r2} = \frac{11}{40} \varphi_y H^2 \quad (3-24)$$

La Tabla 3.7 muestra los resultados obtenidos para la estructura en estudio, usando los dos procedimientos descritos anteriormente.

Tabla 3.7. Cálculo del desplazamiento de azotea en la fluencia para el edificio en estudio

| | |
|-----------------------|------|
| $\delta_{y,r1}$ [m] = | 0.33 |
| $\delta_{y,r2}$ [m] = | 0.27 |

Los desplazamientos calculados en la Tabla 3.7, son entonces comparables con el desplazamiento de fluencia de 0.28m encontrado con el análisis *pushover* en la dirección Y de análisis (Tabla 3.6).

3.4. CURVAS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

El método del espectro de capacidad, es una técnica de análisis sísmico basada en comportamiento, puede ser usada para variedad de propósitos, tales como, la verificación del diseño, evaluación de una estructura existente para identificar estados de daño y la correlación de estados de daño de edificios con varias amplitudes de movimientos del suelo. El procedimiento compara la capacidad de la estructura (en la forma de un curva *pushover*) con la demanda sobre la estructura (en forma de espectro de respuesta). La intersección grafica de las dos curvas se aproxima a la respuesta de la estructura (*Freeman, 2004*).

3.4.1. *Curvas de Capacidad*

La obtención del espectro de capacidad consiste en los siguientes pasos:

- Las curvas *pushover* de la Figura 3.10 se aproximan a una curva elasto-plástica. Las Figuras 3.11 y 3.12 muestran con línea gruesa la aproximación elasto-plástica de las curvas *pushover* de los diferentes casos de estudio, en la dirección X e Y, respectivamente.
- Determinar la masa efectiva, m^* con la ecuación (3-25):

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_{1,i} \quad (3-25)$$

donde n es el número total de niveles, m_i es la masa del nivel i y $\Phi_{1,i}$ es la forma del modo 1 en el nivel i , hallada con la ecuación (3-10). Para todos los casos, m^* , es igual a 430 toneladas-masa.

- Transformar la fuerza cortante, V , y el desplazamiento, D , del sistema de múltiples grados de libertad, $MGDL$, a un sistema equivalente de un grado de libertad, $IGDL$ (ecuación (3-26)):

$$Q^* = \frac{Q}{\Gamma} \quad (3-26)$$

donde Q^* representa las cantidades en el sistema equivalente de $IGDL$ (Fuerza, F^* , y desplazamiento, D^*), Q representa las cantidades en el sistema de $MGDL$ (Cortante basal, V , y desplazamiento de azotea, D) y Γ es el factor de participación, definido con la ecuación (3-27).

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2} \quad (3-27)$$

- Determinar el período elástico, T^* , del sistema bilineal idealizado con la ecuación (3-28):

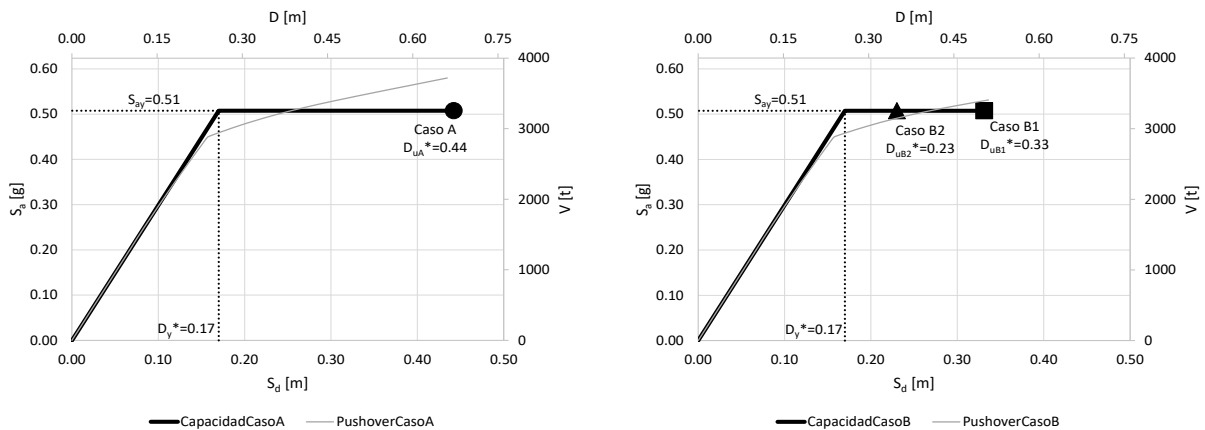
$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}} \quad (3-28)$$

donde F_y^* y D_y^* son la resistencia y desplazamiento de fluencia del sistema de $IGDL$, respectivamente.

- Por último, se determina el diagrama de capacidad en el formato AD (Seudo-aceleración, S_a , vs Seudo-desplazamiento, S_d), de acuerdo con la ecuación (3-29):

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad y \quad S_d = D^* \quad (3-29)$$

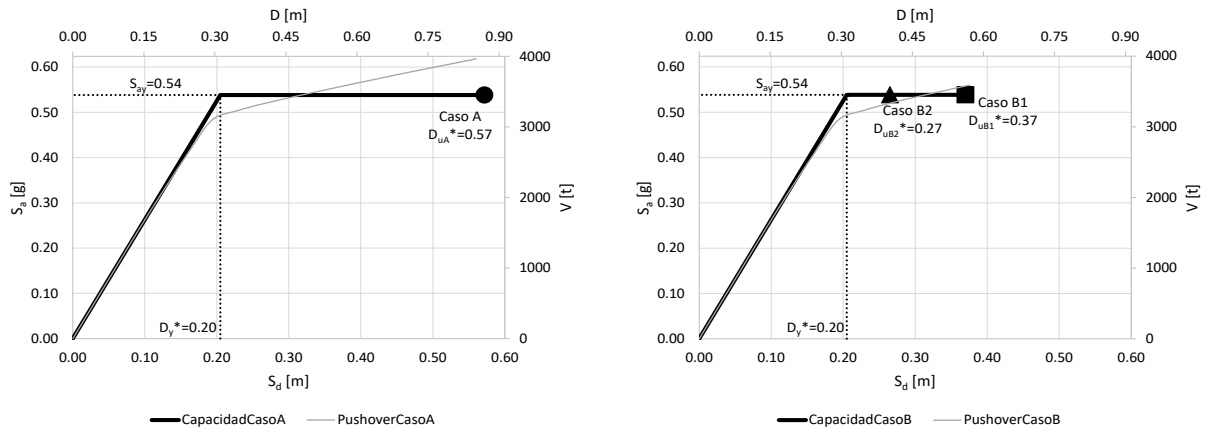
Las Figuras 3.11 y 3.12 muestran en sus ejes derecho y superior los valores de fuerza cortante y desplazamiento del sistema de $MGDL$, respectivamente. En sus ejes izquierdo e inferior muestra los valores en el sistema equivalente de $IGDL$. Se reportan en la figura el desplazamiento de capacidad último, D_u^* , de cada uno de los casos; para el caso A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) se hace con un círculo; para el caso B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) se hace con un cuadro y para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$) con un triángulo.



a) Caso A

b) Caso B

Figura 3.11 Curvas de capacidad dirección X para a) caso A y b) caso B



a) Caso A

b) Caso B

Figura 3.12 Curvas de capacidad dirección Y para a) caso A y b) caso B

3.4.2. Comparación Curvas de Capacidad con Curvas de Demanda de las NTCS-2004

Los espectros de demanda dados por las NTCS-2004, para ser comparados con los espectros de capacidad anteriormente calculados, deben también estar en formato *AD* (Seudo-aceleración, S_a , vs Seudo-desplazamiento, S_d).

Para un sistema de *IGDL* aplica la relación dada por la ecuación (3-30).

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (3-30)$$

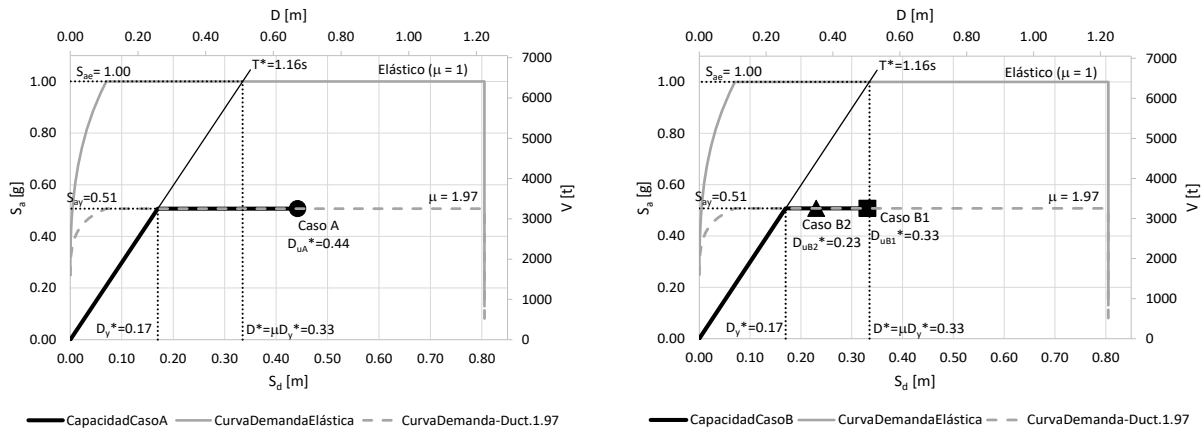
donde S_a y S_d son valores del espectro de seudo-aceleración y seudo-desplazamiento, respectivamente, correspondientes al período T y un amortiguamiento fijo.

Los valores de S_a se obtienen adoptando el espectro sin reducir definido en la Figura 2.3, multiplicado por una sobre-resistencia de $R=2.5$ (Figura 3.10). El espectro para una constante de ductilidad, μ , se obtiene como se establece en el capítulo 4 de las NTCS-2004.

El reglamento sugiere que, para períodos mayores o iguales al período característico, T_a , se cumpla que los desplazamientos elásticos, S_{de} , son iguales a los desplazamientos inelásticos, S_{di} . El período, T^* , del sistema bilineal es mayor a este período característico, entonces la ductilidad requerida para encontrar el punto donde se crucen las curvas está dado por la ecuación (3-31):

$$\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (3-31)$$

Haciendo uso de la ecuación (3-31), la ductilidad para la dirección X es de $\mu=1.97$ y para la dirección Y es de $\mu=1.86$, los espectros de demanda para estas ductilidades se muestran en las Figuras 3.13 y 3.14, respectivamente. Las figuras también muestran el espectro de demanda elástico y los desplazamientos de capacidad últimos, D_u para el caso A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) con un marcador en forma de círculo; para el caso B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) en forma de cuadro y para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$) en forma de triángulo. Los espectros calculados con la norma tienen un amortiguamiento, $\xi=5\%$.

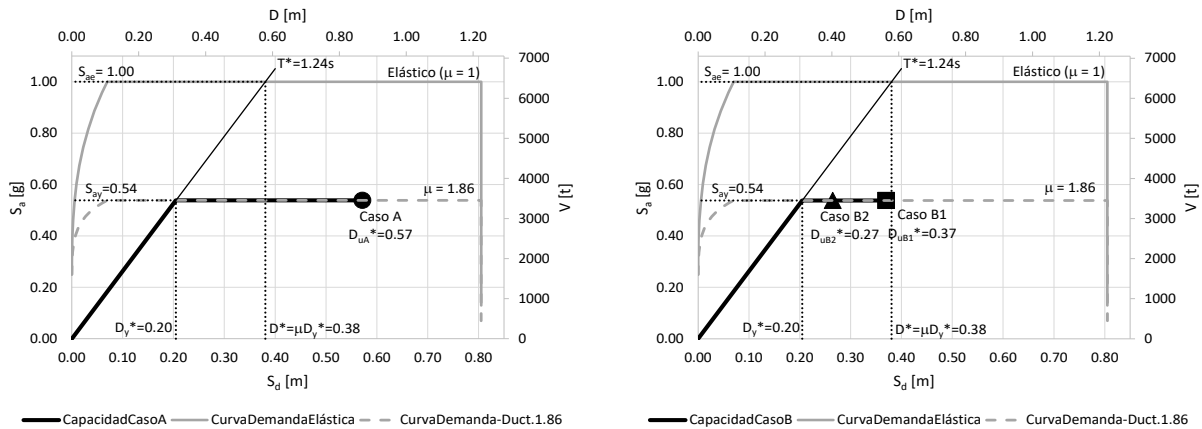


a) Caso A

b) Caso B

Figura 3.13 Comparación curvas de capacidad con curvas de demanda elástica e inelástica ($\mu=1.97$) para $\xi=5\%$ de acuerdo con las NTCS-2004 en dirección X a) caso A y b) caso B

La Figura 3.13 permite ver que la demanda de desplazamiento definida por las NTCS-2004, igual a 0.33m, para el caso A es menor a su capacidad de 0.44m (indicada con un círculo); para el caso B1 es igual a su capacidad (indicada con cuadrado) y para el caso B2 es mayor a su capacidad de desplazamiento de 0.23m (indicada con triángulo).



a) Caso A

b) Caso B

Figura 3.14 Comparación curvas de capacidad con curvas de demanda elástica e inelástica ($\mu=1.86$) para $\xi=5\%$ de acuerdo con las NTCS-2004 en dirección Y a) caso A y b) caso B

La Figura 3.14 permite ver que la demanda de desplazamiento definida por las NTCS-2004, igual a 0.38m, para el caso A es menor a su capacidad de 0.57m (indicada con un círculo); para el caso B1 es parecida a su capacidad de 0.37m (indicada con cuadrado) y para el caso B2 es mayor a su capacidad de desplazamiento de 0.27m (indicada con triángulo).

Las Figuras 3.13 y 3.14 permiten comparar las hipótesis convencionales del análisis elástico-lineal con el análisis no lineal estático (*pushover*). Obteniendo para el caso donde los elementos de borde están bien confinados (Caso A), la ductilidad que se está proporcionando a la estructura es mucho mayor que la supuesta para el análisis elástico ($Q=2$), para los casos donde los elementos de borde no presentan un adecuado confinamiento en los elementos de borde (Caso B), la ductilidad puede estar por debajo de la requerida por el diseño según la normativa.

3.4.3. *Curvas de Demanda para Registros*

De igual manera que en el capítulo anterior, se quiere encontrar curvas de demanda, pero para registros de sismos que permitan realizar comparaciones rápidas con la capacidad de la estructura; esto con el fin de tener una idea de lo que podrían ocasionar estos registros a la estructura.

Debido a que el principal problema con el análisis tiempo-historia es la definición de la acción sísmica a emplear, pues la respuesta estructural es muy sensible al registro seleccionado como entrada, a continuación se hace una descripción general de cómo se eligieron los registros.

3.4.3.1. Selección de registros

Debido a que la respuesta estructural es sensible al registro seleccionado para realizar el análisis, se obtiene el espectro de aceleraciones de cada uno de los registros escogidos y se compara con el espectro de diseño, esto es con el objetivo de tener una idea cuáles registros podrían causar daño a la estructura, teniendo en cuenta que se conoce el período de la estructura agrietada.

La Tabla 3.8 muestra las estaciones elegidas, de las cuales se usaron sus registros del sismo del 85 y/o del 19 de septiembre de 2017, ya sea porque están cerca a la ubicación del edificio (Cibeles y SCT) o porque se encuentran en el mismo tipo de suelo que la estructura (Miramontes, Parque Jardines de Coyoacán, Culhuacán y Xotepingo), es decir, están en la zona IIIa según la zonificación geotécnica para la Ciudad de México presentada en las NTCS-2004. De algunas de las estaciones se usó tanto el registro en la dirección este-oeste como norte-sur y algunos de los registros fueron escalados 1.5 veces, con el fin de simular eventos de mayor intensidad.

Tabla 3.8 Estaciones elegidas por cercanía a la ubicación de la estructura o por estar en la zona IIIa según la zonificación geotécnica presentada en las NTCS-2004

| NOMBRE ESTACIÓN | FECHA TERREMOTO | NOMENCLATURA |
|-----------------------------|------------------------|---------------------|
| MIRAMONTES | 19/sep/2017 | Miramontes |
| PARQUE JARDINES DE COYOACÁN | 19/sep/2017 | PJC |
| CULHUACÁN | 19/sep/2017 | Culhuacán |
| DGCOH XOTEPINGO | 19/sep/2017 | Xotepingo |
| SCT B-2 | 19/sep/2017 | SCT2017 |
| SCT B-2 | 19/sep/1985 | SCT85 |
| CIBELES | 19/sep/2017 | Cibeles |

En la Figura 3.15 se señalan sobre el mapa de zonificación del DF para fines de diseño por sismo de las NTCS-2004, con cuadro el edificio y con puntos las estaciones referenciadas en la Tabla 3.8.

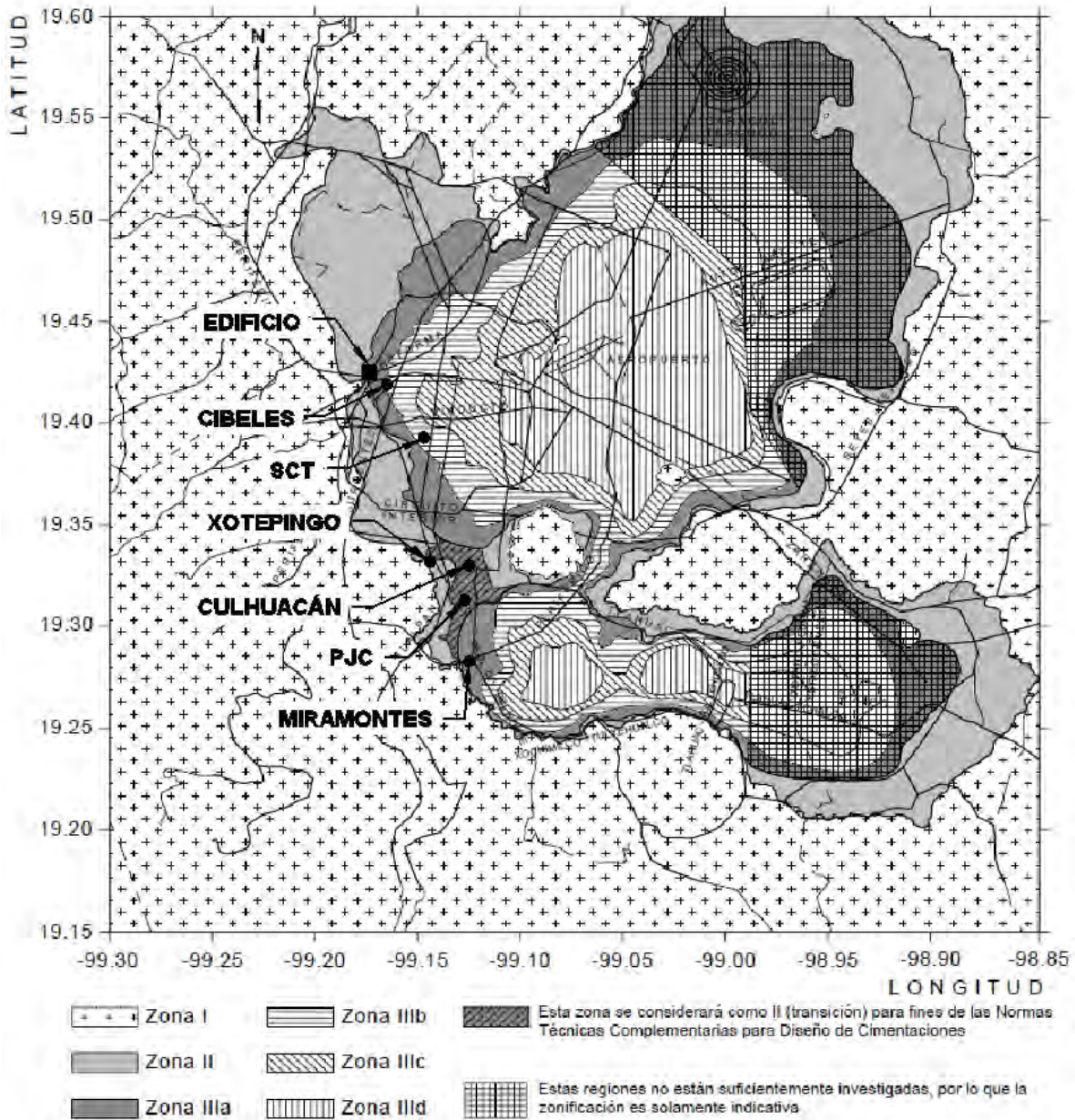


Figura 3.15 Localización del edificio y las estaciones elegidas para los análisis, en la zonificación del DF para fines de diseño por sismo (Figura 1.1 de las NTCS-2004)

La Figura 3.16 permite comparar los espectros de aceleración de los registros en la dirección este-oeste de Culhuacán, Parque Jardines de Coyoacán, Xotepingo y Miramontes, con el espectro de diseño. Los espectros de respuesta de aceleraciones de los diferentes registros se calcularon para una ductilidad, μ de 2 y un amortiguamiento, ζ del 5% y se comparan con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIa, para un factor de comportamiento, $Q=2$,

y considerando un valor de sobre-resistencia, $R=2.5$ (Figura 3.10); y se comparan principalmente en el período fundamental de la estructura ya agrietada.

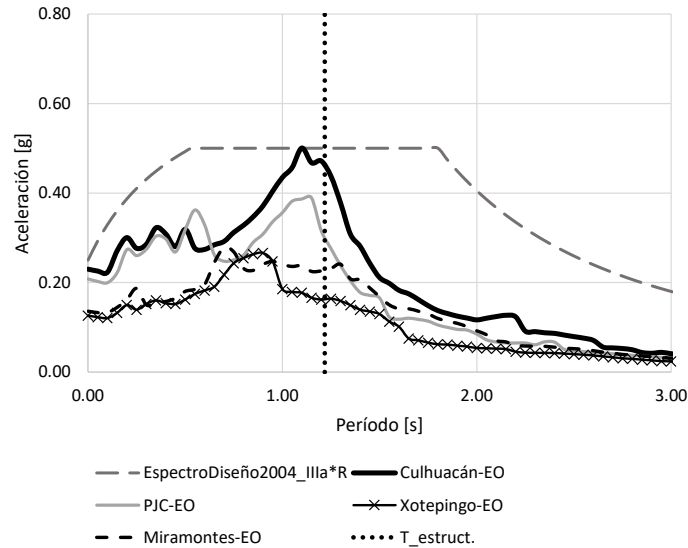


Figura 3.16 Espectros de respuesta de aceleración para $\mu=2$ y $\xi=5\%$ de los registros en dirección este-oeste de Culhuacán, PJC, Xotepingo y Miramontes, comparados con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIa, $Q=2$ y $R=2.5$

La Figura 3.17 permite comparar los espectros de aceleración de los registros en la dirección norte-sur de Culhuacán, Parque Jardines de Coyoacán, Xotepingo, Miramontes y Miramontes amplificado 1.5 veces, con el espectro de diseño. Los espectros de respuesta de aceleraciones de los diferentes registros se calcularon para una ductilidad, μ de 2 y un amortiguamiento, ζ del 5% y se comparan con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIa, para un factor de comportamiento, $Q=2$, y considerando un valor de sobre-resistencia, $R=2.5$ (Figura 3.10); y se comparan principalmente en el período fundamental de la estructura ya agrietada.

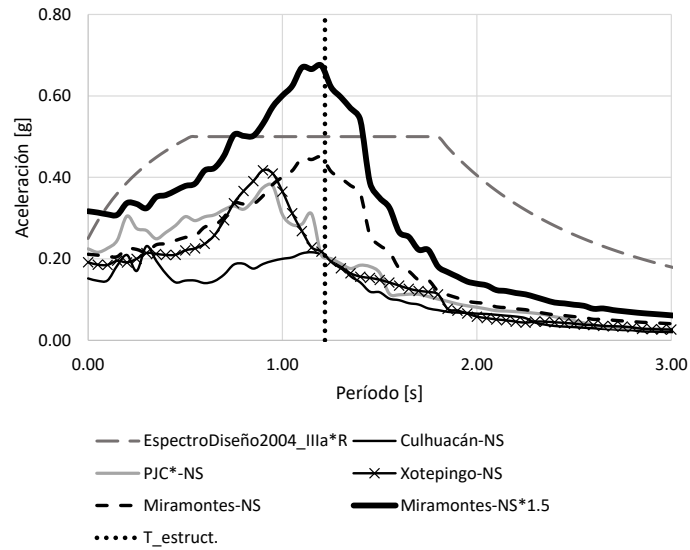


Figura 3.17 Espectros de respuesta de aceleración para $\mu=2$ y $\xi=5\%$ de los registros en dirección norte-sur de Culhuacán, PJC, Xotepingo, Miramontes y Miramontes amplificado 1.5 veces, comparados con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIa, $Q=2$ y $R=2.5$

La Figura 3.18 permite comparar los espectros de aceleración de los registros de Cibeles (en dirección este-oeste y norte-sur), SCT85 (en dirección este-oeste) y SCT2017 (en dirección este-oeste), con el espectro de diseño. Los espectros de respuesta de aceleraciones de los diferentes registros se calcularon para una ductilidad, μ de 2 y un amortiguamiento, ζ del 5% y se comparan con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIb, para un factor de comportamiento, $Q=2$, y considerando un valor de sobre-resistencia, $R=2.5$ (Figura 3.10); y se comparan principalmente en el período fundamental de la estructura ya agrietada.

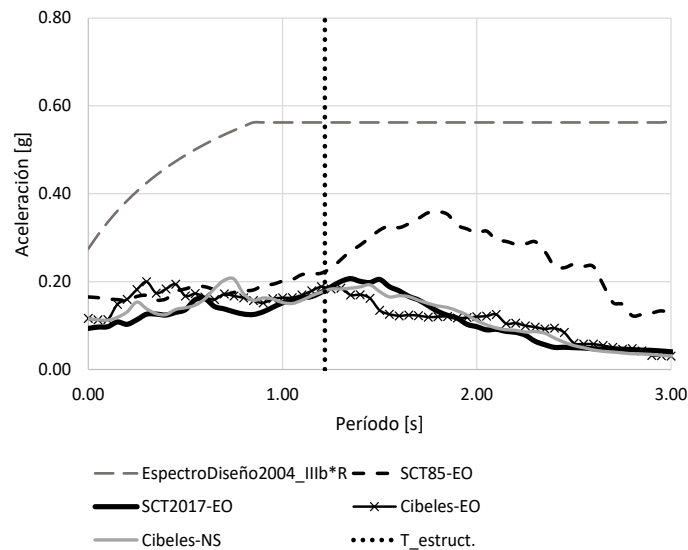


Figura 3.18 Espectros de respuesta de aceleración para $\mu=2$ y $\xi=5\%$ de los registros de Cibeles (este-oeste y norte-sur), SCT85 (este-oeste) y SCT2017 (este-oeste), comparados con el espectro de diseño de las NTCS-2004 para zona IIIb, $Q=2$ y $R=2.5$

Los resultados de las Figuras 3.16, 3.17 y 3.18, se emplearon con el fin de conocer cuáles registros podrían causar que la estructura incurriera en el intervalo inelástico. Por lo observado y con el fin de poder comparar, se **decidió trabajar ambas direcciones de análisis (X e Y) con los registros de Culhuacán en dirección este-oeste sin escalar (Culhuacán-EO), Xotepingo en dirección norte-sur sin escalar (Xotepingo-NS) y Miramontes en dirección norte-sur escalado 1.5 veces (Miramontes-NS*1.5).**

3.4.3.2. Comparación de curvas de capacidad con curvas de demanda para los registros seleccionados

Teniendo en cuenta que los registros ubicados en ciertos tipos de suelos no cumplen la regla de “igual desplazamientos”, con la cual los desplazamientos elásticos son iguales a los inelásticos, se consideró necesario seguir un proceso iterativo, obteniendo las curvas de demanda de los registros seleccionados, a partir de los espectros de respuesta de aceleración y desplazamiento elásticos e inelásticos para diferentes ductilidades y para un 2% de amortiguamiento. El proceso iterativo termina cuando la curva de demanda para una

ductilidad específica, μ , intercepta la curva de capacidad en el punto donde se cumple que el desplazamiento, D^* , es igual al correspondiente al producto de la ductilidad específica, μ , y el desplazamiento de fluencia, D_y^* (es decir, $D^* = \mu D_y^*$).

Las Figuras 3.19, 3.20 y 3.21 comparan en dirección X e Y, las curvas de demanda para diferentes ductilidades, μ y para un amortiguamiento, $\xi=2\%$, de los registro de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS escalado 1.5 veces (Miramontes-NS*1.5), respectivamente, con las curvas de capacidad donde se indican los desplazamientos de capacidad últimos, D_u para el caso A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) con un marcador en forma de círculo; para el caso B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) en forma de cuadro y para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$) en forma de triángulo.

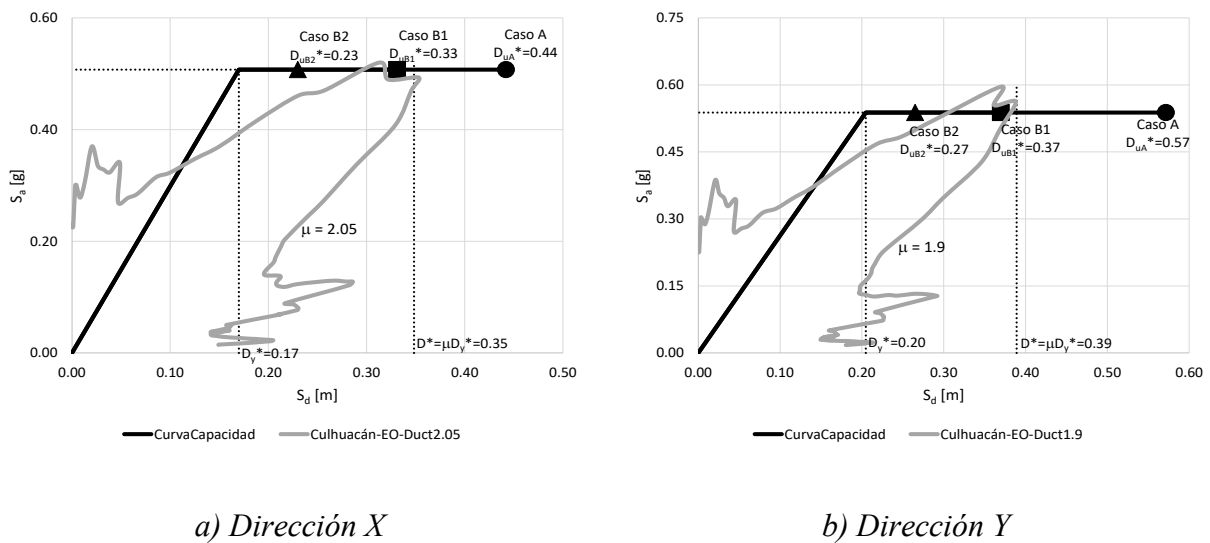
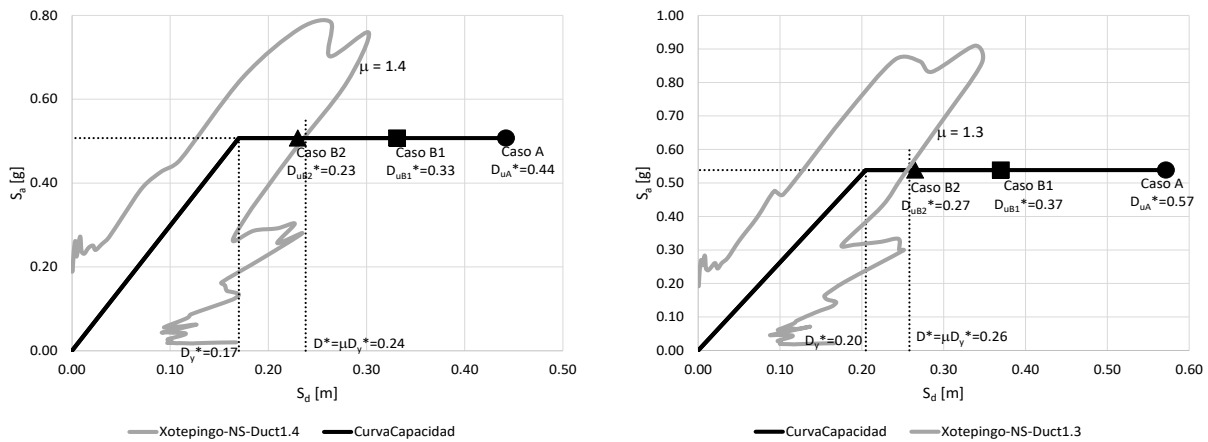


Figura 3.19 Comparación curva de capacidad con curva de demanda inelástica (diferentes μ) para $\xi=2\%$ del registro de Culhuacán-EO a) dirección X y b) dirección Y

La Figura 3.19 muestra que para el registro de Culhuacán en dirección este-oeste (Culhuacán-EO), la ductilidad en el punto de demanda es de, $\mu=2.05$ para la dirección X y de, $\mu=1.9$ para

la dirección Y. Los desplazamientos de demanda son de 0.35m y 0.39m para las direcciones X e Y, respectivamente. Lo anterior indica que tanto para la dirección X e Y, en el caso A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) la capacidad de desplazamiento es mayor a la demanda. Para el casos B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) la demanda y capacidad de desplazamiento son muy parecidas. Para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$) la capacidad de desplazamiento es menor a la demanda de desplazamiento.

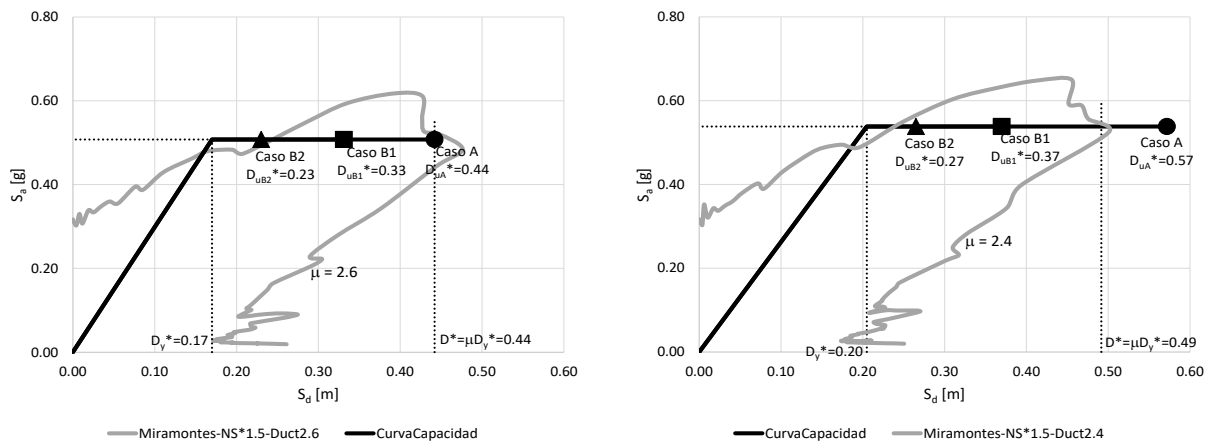


a) Dirección X

b) Dirección Y

Figura 3.20 Comparación curva de capacidad con curvas de demanda inelástica (diferentes μ) para $\xi=2\%$ del registro de Xotepingo-NS a) dirección X y b) dirección Y

La Figura 3.20 muestra que para el registro de Xotepingo en dirección norte-sur (Xotepingo-NS), la ductilidad en el punto de demanda es de, $\mu=1.4$ para la dirección X y de, $\mu=1.3$ para la dirección Y. Los desplazamientos de demanda son de 0.24m y 0.26m para las direcciones X e Y, respectivamente. Lo anterior indica que tanto para la dirección X e Y, en los casos A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) y B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) la demanda de desplazamiento es menor a la capacidad. Para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$) la capacidad y la demanda son muy parecidas.



a) Dirección X

b) Dirección Y

Figura 3.21 Comparación curva de capacidad con curvas de demanda inelástica (diferentes μ) para $\xi=2\%$ del registro de Miramontes-NS*1.5 a) dirección X y b) dirección Y

La Figura 3.21 muestra que para el registro de Miramontes en dirección norte-sur y escalado 1.5 veces (Miramontes-NS*1.5), la ductilidad en el punto de demanda es de, $\mu=2.6$ para la dirección X y de, $\mu=2.4$ para la dirección Y. Los desplazamientos de demanda son de 0.44m y 0.49m para las direcciones X e Y, respectivamente. Lo anterior indica que para la dirección Y, en el caso A (con detallado de elementos de borde bien interpretados), la capacidad de desplazamiento es mayor a la demanda, pero para la dirección X, para el mismo caso A, la demanda y la capacidad son iguales. Para ambas direcciones y los casos B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) y B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$) la capacidad es menor a la demanda.

3.4.4. *Análisis Aproximado de Desplazamientos Laterales en Dirección “Y” para los Registros Seleccionados*

Para complementar el capítulo anterior donde se cruzan las curvas de capacidad y demanda de los registros seleccionados y dar una idea del desplazamiento de demanda en dirección Y que puede alcanzar la estructura al someterla a los registros seleccionados, se realiza un análisis aproximado de desplazamientos laterales.

Para el análisis aproximado de la demanda de desplazamientos en la estructura, conociendo las ordenadas espectrales, se emplea el concepto de la estructura equivalente vista anteriormente (ecuación (3-26)), la cual es una estructura de *IGDL* con el mismo período y ductilidad de desplazamiento que tendría el edificio con *MGDL*. La distorsión global máxima de un edificio, D_{rm} se define con la ecuación (3-32):

$$D_{rm} = \frac{\delta_m}{H} \quad (3-32)$$

donde δ_m es el desplazamiento lateral máximo del último nivel del edificio sometido a un movimiento del terreno y H la altura total del edificio.

Se emplea la hipótesis de que δ_m se puede calcular multiplicando el desplazamiento espectral, S_d , por el factor de participación Γ^* , estimado en este capítulo como lo indica la *ASCE/SEI (2016)*, ecuación (3-33).

$$\Gamma^* = 1 + 0.5z_s \left(1 - \frac{1}{n} \right) \quad (3-33)$$

donde z_s es el coeficiente de modificación modal, y depende del tipo de sistema estructural sismo resistente (para el caso de sistema a base de muros estructurales se especifica el valor de 1) y n es el número de niveles de la edificación (10 niveles). Se obtiene así que para el caso en estudio el factor de participación, Γ^* , es igual a 1.45.

De la relación de un sistema *IGLD* y *MGDL*, el desplazamiento de azotea, δ_m , se puede expresar como $\Gamma^* S_d$, de donde se obtiene:

$$D_{rm} = \frac{\Gamma^* S_d}{H} \quad (3-34)$$

Para el cómputo de D_{rm} con la ecuación (3-34), los valores empleados para S_d fueron los obtenidos de los espectros de desplazamientos, S_d , que se muestran en la Figura 3.22, para la ductilidad, μ de la Tabla 3.9, obtenidas al cruzar las curvas de capacidad y demanda en las Figuras 3.19, 3.20 y 3.21 para la dirección Y de los registros Culhuacán en dirección este-oeste (Culhuacán-EO), Xotepingo en dirección norte-sur (Xotepingo-NS) y Miramontes en dirección norte-sur escalado 1.5 veces (Miramontes-NS*1.5). La Figura 3.23 muestra los resultados obtenidos para D_{rm} .

Tabla 3.9 Ductilidades de la estructura para cada uno de los registros en dirección Y

| | μ |
|-------------------|-------|
| Culhuacán-EO | 1.9 |
| Xotepingo-NS | 1.3 |
| Miramontes-NS*1.5 | 2.4 |

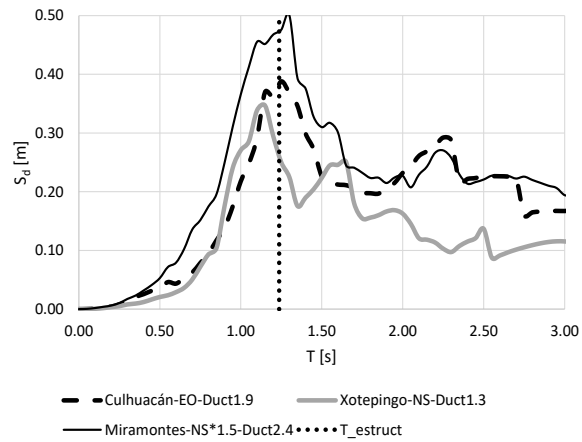


Figura 3.22 Espectros de desplazamiento para diferentes ductilidades y amortiguamiento del 2% para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5

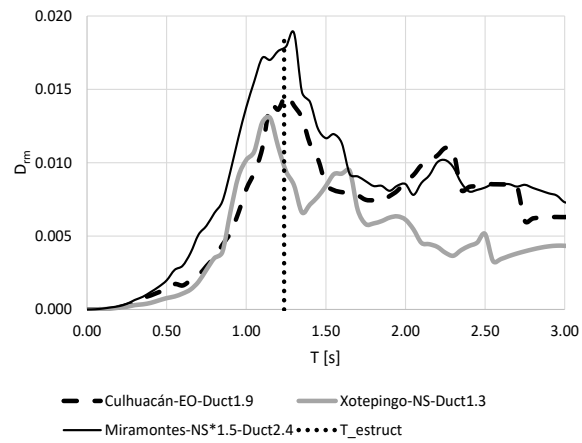


Figura 3.23 Distorsiones globales, D_m^E en la estructura, obtenidos para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5

La Tabla 3.10 muestra los valores de desplazamiento espectral obtenidos de la Figura 3.22 y los resultados al modificarlos por el factor de participación, así como la distorsión global.

Tabla 3.10 Desplazamientos máximos calculados teniendo en cuenta los desplazamientos espectrales modificados por el factor de participación y distorsión global

| | S_d [m] | $\Gamma^* S_d$ [m] | $\Gamma^* S_d/H$ |
|-------------------|--------------|-----------------------|------------------|
| Culhuacán-EO | 0.37 | 0.54 | 0.014 |
| Xotepingo-NS | 0.27 | 0.39 | 0.010 |
| Miramontes-NS*1.5 | 0.47 | 0.68 | 0.018 |

Los valores obtenidos en la Tabla 3.10 deberían dar una idea del desplazamiento de demanda de los registros en la estructura al efectuar los análisis tiempo-historia, pero es importante aclarar que estos pueden diferir debido a que se están obteniendo con una aproximación de una estructura de *IGDL*, donde sólo se considera el primer modo.

3.5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIEMPO – HISTORIA DE LOS REGISTROS SELECCIONADOS

Considerado como uno de los métodos de análisis estructural más avanzado que se poseen en la actualidad. Por esta razón es empleado en investigación, con el objetivo de validar metodologías más sencillas, las cuales puedan ser aplicadas por la comunidad ingenieril y para verificación de diseño de estructura nuevas y existentes,

Al monitorear la respuesta estructural con el paso de un registro sísmico, se logra captar, de cierta forma, las principales características dinámicas de la estructura y su interacción con las propiedades dinámicas intrínsecas en el registro. Además, se muestra el proceso de generación del daño y por ende de la degradación estructural, permitiendo corroborar si el diseño realizado cumple o no con los objetivos de desempeño planteados. El principal problema con este tipo de análisis como se mencionó anteriormente, es la definición de la acción sísmica a emplear, pues la respuesta estructural es muy sensible al registro seleccionado como entrada.

De la misma manera que para el análisis *pushover*, los valores de los parámetros básicos para la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo en los muros estudiados, se muestran en la Tabla 3.4 y para la curva esfuerzo - deformación del concreto confinado y no confinado, se sigue al modelo de *Mander et al. (1988)*; teniendo en cuenta una resistencia especificada del concreto de 350kgf/cm^2 .

Los análisis se realizaron con el programa ETABS 2016 y se emplearon las reglas de histéresis que el programa ya tiene incorporada, para los elementos de concreto se hace uso del modelo de *Takeda*, que sigue lo que se describe en *Takeda et al. (1970)* y para el refuerzo se usa el modelo *Kinematic*, sugerido por el programa ETABS para materiales dúctiles, ya que disipa una cantidad significativa de energía.

En el caso de carga, el amortiguamiento está definido por el *amortiguamiento de Rayleigh* (*Chopra, 2014*), donde los coeficientes se determinan a partir de la fracción de amortiguamiento, ξ igual a 2%, para el período del modo fundamental de la estructura (traslación en dirección Y), $T_1=1.2s$ y para el período siguiente modo en traslación en la misma dirección, $T_2=0.11s$. La Figura 3.24 muestra la curva que define el amortiguamiento para los otros modos que puedan influenciar la respuesta. Para asegurar la convergencia, el método de integración numérica utilizado es *Hilber-Hughes-Taylor* con un valor de $\alpha = -0.02$.

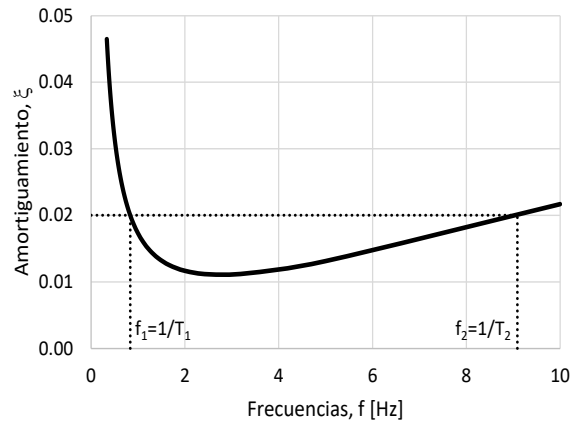


Figura 3.24 Amortiguamiento de Rayleigh para el análisis no lineal tiempo-historia

La Figura 3.24 indica que modos con períodos entre T_1 y T_2 pueden estar sub-amortiguados y modos con periodos fuera de este rango pueden estar sobre-amortiguados. Debido a que el edificio es regular, la respuesta de la estructura está principalmente influenciada por el primer modo.

Las respuestas obtenidas después de efectuar los análisis tiempo-historia son comparadas en todos los casos con el cortante basal de diseño, V_u , y el momento de volteo en la base de diseño, M_u , cuyos valores se muestran en la Tabla 3.11 para cada dirección de análisis, X e Y.

Tabla 3.11 Cortantes y momentos de diseño

| Dirección de análisis | Cortante basal, V_u | Momento de volteo, M_u |
|-----------------------|-----------------------|--------------------------|
| | [t] | [t-m] |
| X | 1636 | 45144 |
| Y | 1637 | 45089 |

Adicionalmente, el cortante y el momento en la base, se compararan con un cortante basal, V_b y un momento, M_b calculados, teniendo en cuenta la contribución de los modos 1 y 2.

El procedimiento para hallar el cortante basal, V_b y el momento en la base M_b , considerando los modos 1 y 2, requerirá de la altura efectiva, $h_{e,j}$ (ecuación (3-35)), y la masa efectiva, $M_{e,j}$ (ecuación (3-36)) calculados para el modo j .

$$h_{e,j} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{j,i} h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{j,i}} \quad (3-35)$$

$$M_{e,j} = \frac{\left(\sum_{i=1}^n m_i \Phi_{j,i} \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i (\Phi_{j,i})^2} \quad (3-36)$$

donde n es el número total de niveles, m_i y h_i son la masa y la altura, respectivamente, del nivel i y $\Phi_{j,i}$ es la forma del modo j en el nivel i , hallada con la ecuación (3-10) para el modo 1 y con la ecuación (3-37) (Panagiotou y Restrepo, 2011) para el modo 2.

$$\Phi_{2,i} = 2.4 \left(\frac{h_i}{H} \right)^3 - 8.6 \left(\frac{h_i}{H} \right)^2 + 5.2 \frac{h_i}{H} \quad (3-37)$$

donde H es la altura total del edificio.

Se define para el modo j , el cortante basal, $V_{b,j}$ y el momento de volteo en la base, $M_{b,j}$ con las ecuaciones (3-38) y (3-39), respectivamente.

$$V_{b,j} = S_{a,j} M_{e,j} g \quad (3-38)$$

$$M_{b,j} = h_{e,j} V_{b,j} \quad (3-39)$$

donde g es el valor de la aceleración de la gravedad y $S_{a,j}$ es la aceleración espectral del modo j y se obtiene del espectro inelástico para el período T_1 (período fundamental) y del espectro elástico para el período T_2 , porque se admite la hipótesis de que el segundo modo de respuesta del edificio no se reduce significativamente por la respuesta no lineal (*Rodriguez, Restrepo y Carr, 2002*), *Panagiotou y Restrepo (2011)* proponen un valor aproximado para conocer T_2 , en función de T_1 :

$$T_2 = \frac{T_1}{6.3} \quad (3-40)$$

Los resultados de lo descrito anteriormente se muestran en Tabla 3.12 para los modos 1 y 2, esta tabla aplica tanto para la dirección X e Y, ya que la distribución de masa y la forma modal es la misma para ambas direcciones.

Tabla 3.12 Cortantes y momentos calculados de manera aproximada para los modos 1 y 2

| | Modo 1 | Modo 2 |
|--------------------------------------|--------|--------|
| Masa efectiva, $M_{e,j}$ [ton-masa] | 653.7 | 218.7 |
| Cociente, $M_{e,j}/M_{Total}$ | 0.69 | 0.23 |
| Altura efectiva, $h_{e,j}$ [m] | 28.44 | 5.67 |
| Cociente, $h_{e,j}/H$ | 0.74 | 0.15 |
| Período del sistema, T_j [s] | 1.24 | 0.20 |
| Aceleración espectral, $S_{a,j}$ [g] | 0.50 | 0.533 |
| Cortante basal, $V_{b,j}$ [t] | 3206 | 1143 |
| Momento en la base, $M_{b,j}$ [t-m] | 91200 | 6488 |

El cortante basal, V_b y momento en la base, M_b , en un edificio considerando la contribución de los modos 1 y 2 se obtiene con la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (ecuaciones (3-41) y (3-42)), la Tabla 3.13 muestra los valores calculados.

$$V_b = \sqrt{V_{b,1}^2 + V_{b,2}^2} \quad (3-41)$$

$$M_b = \sqrt{M_{b,1}^2 + M_{b,2}^2} \quad (3-42)$$

Tabla 3.13 Cortantes y momentos aproximados en un edificio considerando la contribución de los modos 1 y 2

| Cortante basal, V_b | Momento de volteo, M_b |
|-----------------------|--------------------------|
| [t] | [t-m] |
| 3404 | 91431 |

Las Figuras 3.25, 3.27 y 3.29 comparan en la dirección X, para los registros de Culhuacán en dirección este-oeste sin amplificar (Culhuacán-EO), Xotepingo en dirección norte-sur sin amplificar (Xotepingo-NS) y Miramontes en dirección norte-sur amplificado 1.5 veces (Miramontes-NS*1.5), respectivamente, las curvas de la respuesta de la estructura como a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo en la base contra desplazamiento de azotea. La respuesta en términos de cortante basal es comparada con la curva *pushover* donde se define la capacidad última con marcador en círculo para el caso A (con detallado de elementos de borde bien interpretados), en cuadrado para el caso B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) y con triángulo para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$). Las respuestas son comparadas con el cortante de diseño, V_u y momentos de diseño, M_u de la Tabla 3.11 y con el cortante, V_b y momento en la base, M_b calculados de manera aproximada considerando la contribución de los modos 1 y 2 (Tabla 3.13). Las Figuras 3.26, 3.28 y 3.30 hacen la comparación descrita para la dirección Y. En las figuras, el eje horizontal superior presenta los resultados en términos de distorsión global máxima, D_{rm} (ecuación (3-32)) y se muestra también la cortante normalizada por el peso total de la estructura, W .

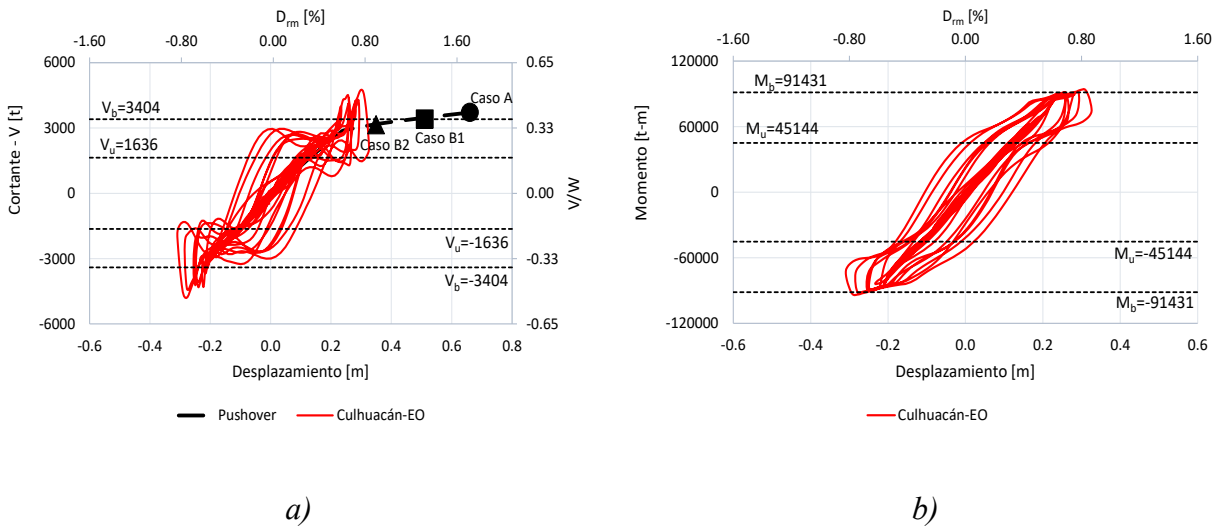


Figura 3.25 Respuesta de la estructura en dirección X para el registro de Culhuacán-EO en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea

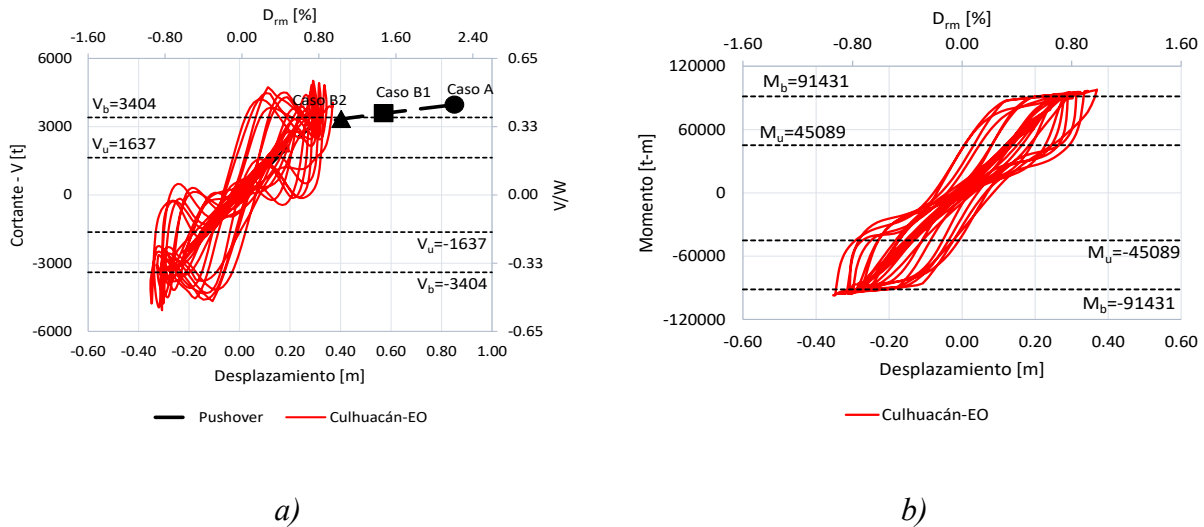


Figura 3.26 Respuesta de la estructura en dirección Y para el registro de Culhuacán-EO en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea

Las Figuras 3.25 y 3.26 muestran que las aceleraciones del registro de Culhuacán en dirección este-oeste sin escalar (Culhuacán-EO) hacen incursionar a la estructura en el intervalo inelástico, pero para los casos A (con detallado de elementos de borde bien

interpretados) y B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) la demanda desplazamiento es menor a la capacidad. Para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$) la demanda y la capacidad de desplazamiento son parecidos.

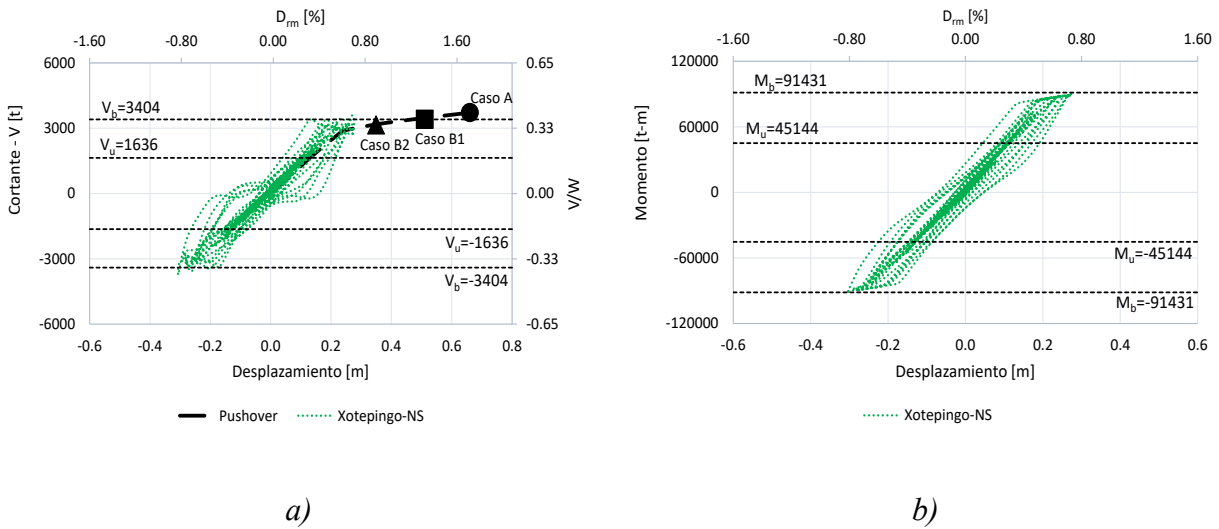


Figura 3.27 Respuesta de la estructura en dirección X para el registro de Xotepingo-NS en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea

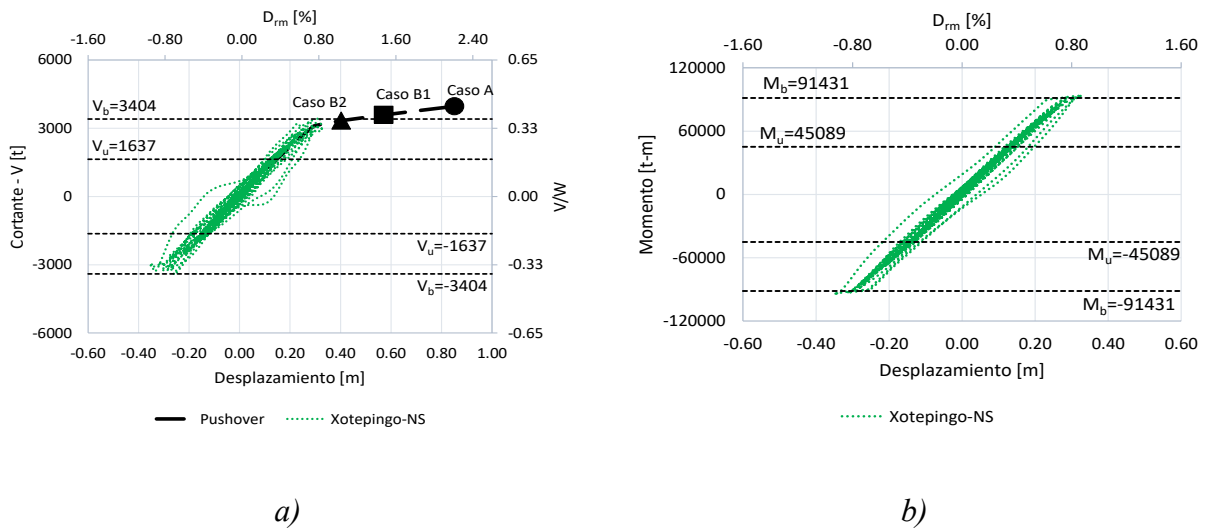


Figura 3.28 Respuesta de la estructura en dirección Y para el registro de Xotepingo-NS en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea

Las Figuras 3.27 y 3.28 muestran que las aceleraciones del registro de Xotepingo en dirección norte-sur sin escalar (Xotepingo-NS), llevan a que la estructura permanezca practicamente en el intervalo elástico. La demanda de desplazamiento es menor a las capacidades para los tres casos de estudio.

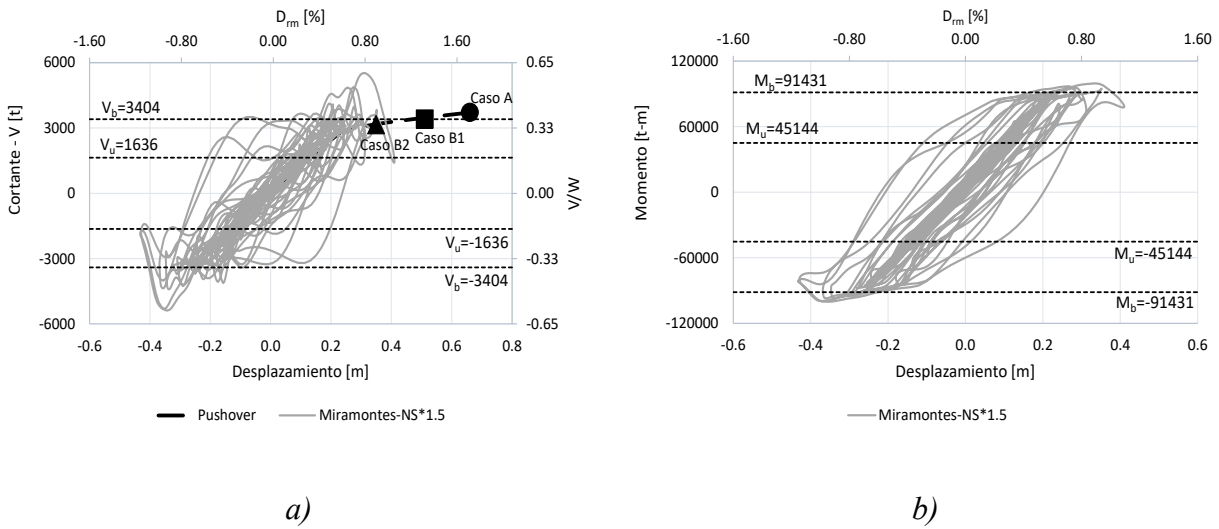


Figura 3.29 Respuesta de la estructura en dirección X para el registro de Miramontes-NS*1.5 en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea

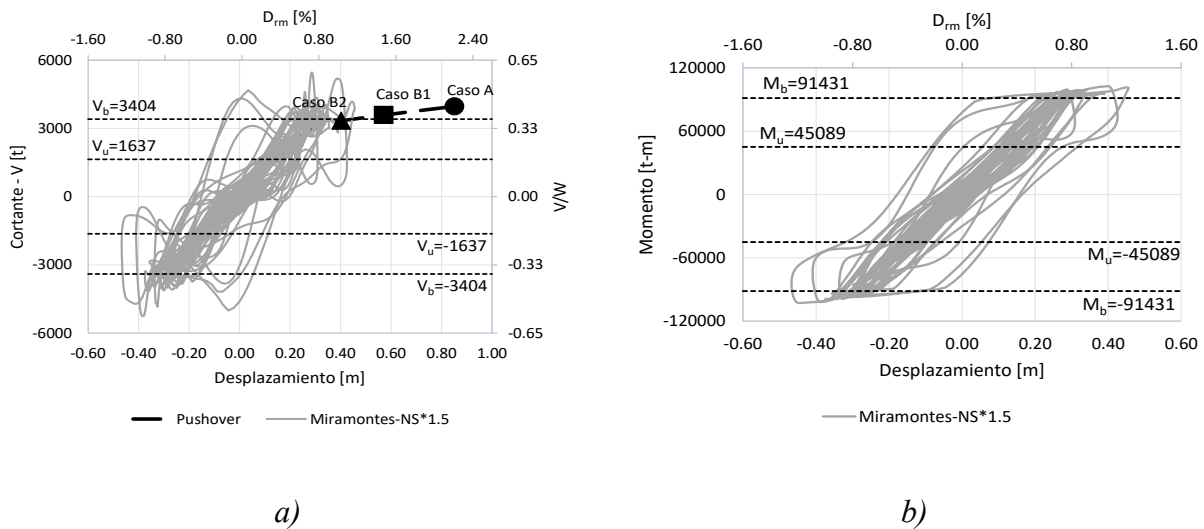


Figura 3.30 Respuesta de la estructura en dirección Y para el registro de Miramontes-NS*1.5 en a) cortante basal contra desplazamiento de azotea y b) momento de volteo contra desplazamiento de azotea

Las Figuras 3.29 y 3.30 muestran que las aceleraciones del registro de Miramontes en dirección norte-sur escalado 1.5 veces (Miramontes-NS*1.5), hacen incursionar a la

estructura en el intervalo inelástico. Para los casos A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) y B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) la demanda de desplazamiento es menor a la capacidad. Para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$) la demanda de desplazamiento es mayor a su capacidad.

Al comparar el cortante, V_b y el momento de volteo, M_b , calculados de manera aproximada considerando los modos 1 y 2, con la respuesta de la estructura para los diferentes registros en las Figuras 3.25 a la 3.30 es posible notar que la respuesta de la estructura está influenciada por modos superiores de vibrar, especialmente en el cortante, porque la respuesta de los modos superiores son una fracción importante del cortante calculado para el primer modo (los modos superiores aumentan la demanda de cortante). Se ha demostrado (*Chopra, 2014*) por el contrario para el momento que las respuesta de los modos superiores que contribuyen son una fracción muy pequeña del momento calculado para el primer modo. Al comparar en las mismas figuras la respuesta de la estructura con el cortante de diseño V_u y momento de diseño M_u , es posible tener una idea de la sobre-resistencia de la estructura.

3.5.1. Verificación de Falla del Muro para los Registros Seleccionados

Para conocer si con los registros de Culhuacán en dirección este-oeste (Culhuacán-EO), Xotepingo en dirección norte-sur (Xotepingo-NS) y Miramontes en dirección norte-sur escalado 1.5 veces (Miramontes-NS*1.5), el análisis dinámico no lineal llevó a la estructura a alcanzar la respuesta inelástica última del muro, se verificó el instante donde ocurrió la mayor rotación plástica, θ_p y con los datos de momento y eje neutro asociados a ella, se emplearon las ecuaciones (3-15) a la (3-19) y se calculó la deformación que indica el inicio del pandeo, ε_{pcal}^* , aplicando los criterios de la sección 3.1.4. En las Tablas 3.14 y 3.15, para las direcciones X e Y, respectivamente, se pueden apreciar los parámetros para el cálculo de la deformación que indica el inicio del pandeo, ε_{pcal}^* , después de efectuar los análisis de los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5, estas deformaciones son

comparadas con los límites para la deformación asociada al inicio del pandeo (Figura 3.4) del caso A (0.0313), caso B1 (0.020) y caso B2 (0.010).

Tabla 3.14 Cálculo de la deformación que indica el inicio del pandeo, ϵ_{pca}^* , para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5 en la dirección X

| | $L_p [m] = 3.39$ | | $\phi_y \cdot l_w = 0.004$ | | $l_w [m] = 8.00$ | | | |
|--------------------------|-------------------|----------|----------------------------|--------------------|--------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| | θ_p rad | M t-m | c m | $\phi_p \cdot l_w$ | $\phi_u \cdot l_w$ | ϵ_{sc} m/m | ϵ_{st} m/m | ϵ_{pca}^* m/m |
| Culhuacán-EO | 0.0032 | 21069 | 1.41 | 0.008 | 0.011 | 0.0019 | 0.0094 | 0.0113 |
| Xotepingo-NS | 0.0023 | 20740 | 1.47 | 0.005 | 0.009 | 0.0016 | 0.0076 | 0.0092 |
| Miramontes-NS*1.5 | 0.0052 | 21117 | 1.42 | 0.012 | 0.016 | 0.0027 | 0.0130 | 0.0157 |

Tabla 3.15 Cálculo de la deformación que indica el inicio del pandeo, ϵ_{pca}^* , para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5 en la dirección Y

| | $L_p [m] = 3.27$ | | $\phi_y \cdot l_w = 0.004$ | | $l_w [m] = 6.80$ | | | |
|--------------------------|-------------------|----------|----------------------------|--------------------|--------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|
| | θ_p rad | M t-m | c m | $\phi_p \cdot l_w$ | $\phi_u \cdot l_w$ | ϵ_{sc} m/m | ϵ_{st} m/m | ϵ_{pca}^* m/m |
| Culhuacán-EO | 0.0031 | 17127 | 1.23 | 0.006 | 0.010 | 0.0018 | 0.0085 | 0.0103 |
| Xotepingo-NS | 0.0013 | 16779 | 1.28 | 0.003 | 0.007 | 0.0012 | 0.0054 | 0.0066 |
| Miramontes-NS*1.5 | 0.0051 | 17675 | 1.18 | 0.011 | 0.015 | 0.0024 | 0.0120 | 0.0144 |

La Tabla 3.16 compara la curvatura última calculada, ϕ_u para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5, para las direcciones X e Y de análisis (Tablas 3.14 y 3.15) con la curvatura última correspondiente al modo de falla por pandeo del refuerzo longitudinal, ϕ_u^* (falla que gobernó) de los casos A (con detallado de elementos de borde bien interpretados), B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\epsilon_p^* = 0.02$) y B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\epsilon_p^* = 0.01$). Las curvaturas se encuentran normalizadas por la longitud del muro correspondiente.

Tabla 3.16 Comparación de curvatura última correspondiente al modo de falla por pandeo, ϕ_u^* con curvatura última calculada, ϕ_u para los registros de Culhuacán-EO, Xotepingo-NS y Miramontes-NS*1.5

| | | CAPACIDAD | | | | | | |
|--------------------------|--------------------|-----------|---|---------|---|---------|---|------|
| | | Caso A | | Caso B1 | | Caso B2 | | |
| | | X | Y | X | Y | X | Y | |
| $\phi_u^* \cdot l_w =$ | | 0.0319 | 0.0320 | 0.0203 | 0.0204 | 0.0102 | 0.0102 | |
| | DEMANDA | | DEMANDA/CAPACIDAD | | | | | |
| | $\phi_u \cdot l_w$ | | $\phi_u \cdot l_w / (\phi_u^* \cdot l_w)$ | | $\phi_u \cdot l_w / (\phi_u^* \cdot l_w)$ | | $\phi_u \cdot l_w / (\phi_u^* \cdot l_w)$ | |
| | X | Y | X | Y | X | Y | X | Y |
| Culhuacán-EO | 0.011 | 0.010 | 0.36 | 0.33 | 0.56 | 0.51 | 1.13 | 1.03 |
| Xotepingo-NS | 0.009 | 0.007 | 0.29 | 0.21 | 0.46 | 0.33 | 0.92 | 0.66 |
| Miramontes-NS*1.5 | 0.016 | 0.015 | 0.50 | 0.46 | 0.79 | 0.72 | 1.57 | 1.44 |

Se puede apreciar en la Tabla 3.16 que se cumple el límite que indica el inicio del pandeo para el Caso A (con detallado de elementos de borde bien interpretados) y B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^* = 0.02$) en todos los registros. Los registros de Culhuacán-EO y Miramontes-NS*1.5, no cumplen o están muy cerca del límite para el caso B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^* = 0.01$), es decir hay falla del muro por inicio del pando de la barra. Los resultados pueden también apreciarse en las Figuras 3.25 a 3.30.

4. COMPARACIÓN GENERAL ENTRE NTCC-2004 Y NTCC-2017

Considerando los tiempos en que se desarrolló la tesis, el alcance se limitó a realizar los análisis y diseño con la normativa que se encontraba vigente (NTCS-2004 y NTCC-2004). En este capítulo se presenta la Tabla 4.1 donde se hace una comparación general de lo estipulado en las NTCC-2004, con los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto vigentes desde 2017 (NTCC-2017) para muros de baja ductilidad. Adicionalmente se incluye lo que dice el ACI-318-14

Las NTCC-2017 exponen en el capítulo 7.4.2 las disposiciones que se aplican a muros de ductilidad baja ($Q=2$) sujetos a fuerzas horizontales en su plano.

En la Tabla 4.1, L y l_w se refieren a la longitud del muro, M_u y V_u son el momento y el cortante de diseño, respectivamente; d_b es el diámetro de la barra longitudinal, d_e es el diámetro del estribo, b_{col} es la menor dimensión de la columna y b_{muro} es el espesor del muro, H_{cr} es la altura crítica y s es el espaciamiento del refuerzo transversal.

Tabla 4.1 Comparación general de los requisitos para muros de baja ductilidad de las NTCC-2004, NTCC-2017 y ACI-318-14

| | 2004 | 2017 | ACI-318-14 |
|---|--|---|---|
| Momentos flexionantes de diseño | La sección 6.5.2.2 estipula que se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al menor de L o $M_u/4V_u$. | La sección 7.4.2.2 estipula que se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante e igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. La altura crítica H_{cr} será igual al menor de L o $M_u/4V_u$. | La sección 18.10.6.2(b) estipula que el refuerzo debe extenderse verticalmente sobre y bajo la sección crítica en una distancia al menos igual a la mayor entre l_w o $M_u/4V_u$. |
| Restricción contra pandeo del refuerzo vertical | Sección 6.5.2.3c) dirige a la sección 6.2.3 de columnas, que estipula: $s \leq \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b \\ 48d_e \\ \frac{b_{col}}{2} \end{cases}$ <p>La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada... arriba y abajo de cada unión... con trabes...</p> | Sección 7.4.2.3c), que estipula: $s \leq \begin{cases} \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b \\ 48d_e \\ b_{muro} \end{cases}$ | Cuando no se requieran elementos de borde la sección 18.10.6.5(a) estipula que el espaciamiento no debe exceder el menor de 150mm y $6d_b$ dentro de una distancia igual al mayor de l_w o $M_u/4V_u$. |

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Para esta investigación, se diseñó un edificio con muros estructurales de concreto reforzado de baja ductilidad ($Q=2$) con base en los requisitos de diseño de las NTCC-2004. Para este fin se consideraron dos casos; el Caso A donde los elementos de borde de los muros se confinaron interpretando de manera correcta los requisitos especificados por la NTCC-2004 en toda la altura crítica, H_{cr} . En el Caso B se confinaron los elementos de borde de manera incorrecta, como se ha interpretado en muchos casos en la práctica en edificios con muros diseñados con la NTCC-2004 y se subdividió en dos casos, B1 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.02$) y B2 (con detallado de elementos de borde mal interpretados y $\varepsilon_p^*=0.01$). Las principales conclusiones obtenidas en este trabajo fueron:

- El edificio se analiza y se diseña siguiendo lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-2004) y las Normas Técnicas para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCC-2004), se destaca principalmente que debido a una mala redacción de la sección 6.5.2.4 de las NTCC-2004, el confinamiento de los elementos de borde es mal interpretado, considerándose en algunos casos de la práctica como el especificado para columnas. Además, en estas normas, los espectros no son transparentes, es decir están reducidos por la sobre-resistencia y esto no permite lograr que este factor se emplee de manera explícita.
- El detallado del refuerzo transversal de los elementos de borde de los muros es importante debido a que el refuerzo longitudinal en estos elementos, así como el concreto, están sometidos a considerables demandas de deformaciones durante terremotos. Con los análisis realizados en este trabajo se muestra que hay un mejor comportamiento en el caso donde el confinamiento es el adecuado, se puede ver en el análisis *pushover* al comparar las ductilidades y en el análisis tiempo historia cuando se compara la demanda y la capacidad en términos de curvatura.

- El comportamiento sísmico de muros estructurales en edificios depende de manera importante del confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal en sus elementos de borde. En este estudio se observó que un confinamiento adecuado en los elementos de borde de los muros, mejora la capacidad de deformación lateral del edificio.
- La ductilidad global de desplazamiento que se obtuvo para el caso B2 de 1.5 para ambas direcciones, fue menor que el factor de comportamiento sísmico, Q igual a 2 considerado en el diseño. Esto implica que los muros de este edificio tienen muy poca capacidad de deformación inelástica y es de esperar un comportamiento inadecuado en este tipo de edificios durante terremotos. En el caso A, con mejor confinamiento en los bordes de los muros, por el contrario se observó una mayor capacidad de ductilidad de desplazamiento global del edificio, con el valor de 2.8 y 3.0 para las direcciones X e Y, respectivamente, así como un mejor comportamiento. Esto implica que es recomendable en zonas sísmicas proporcionar a la estructura una alta ductilidad con un detallado adecuado de las secciones críticas de los muros, que lleve a la edificación a un modo de colapso del tipo dúctil.
- En los dos edificios gobernó la falla por inicio del pandeo de la barra longitudinal, pero en el caso B donde la relación s/d_b es mayor (s es la separación del refuerzo transversal y d_b es el menor diámetro del refuerzo longitudinal), la estructura mostró muy poca capacidad de deformación inelástica, lo que llevó a alcanzar la capacidad de la sección crítica antes de lo esperado; lo que corresponde a un modo de colapso del tipo frágil.
- A pesar que algunos registros escogidos no llevaron a la estructura a incursionar en gran medida en el intervalo inelástico, y no se llegó a la falla del muro; al no tener una certeza de cuáles podrían ser las aceleraciones a las que sería sometida una estructura en su vida útil; la interpretación errónea de las normas en la práctica, donde el diseño del refuerzo transversal en los elementos de borde no es adecuado, puede llevar a que la capacidad de la sección crítica pueda ser menor que la esperada.

- Los registros sísmicos a los que fue sometida la edificación revelan que si a la estructura se le proporciona una ductilidad adecuada, en este caso con el buen confinamiento de los elementos borde (caso A) mejora la capacidad de la sección crítica. Por el contrario, cuando el confinamiento no es el adecuado (Caso B), se alcanza la capacidad de la sección crítica antes de lo esperado, formando un mecanismo no deseado y como consecuencia la falla frágil de la estructura, el colapso y la posibilidad de pérdidas humanas.
- Revisando los antecedentes, en las diferentes investigaciones experimentales y analíticas que se han realizado, se ha encontrado que la respuesta de los muros es susceptible al detallado de los elementos de borde y al buen confinamiento que se le proporcione a estos. Se ha evidenciado que además de mejorar la ductilidad, también retrasan que ocurran otro tipo fallas como el aplastamiento del alma. En este trabajo se puede ver que mejora la ductilidad.
- Se resalta que normas como el ACI-318-14 demandan siempre la revisión de la necesidad de elementos de borde especiales y en el caso de no requerirse estos elementos, exigen un espaciamiento máximo en la zona crítica del muro, más exigente que lo requerido para muros de baja ductilidad ($Q=2$) diseñados con las NTCC-2004.
- Las recomendaciones de varios autores para zonas sísmicas es proporcionarle a la estructura una ductilidad alta, que evite un modo de falla frágil, con un adecuado detallado de los elementos estructurales.
- En este trabajo se consideraron dos tipos de falla para caracterizar la respuesta inelástica última, pero hay otros tipos de falla asociadas a los muros que podrían considerarse en futuras investigaciones y conocer cómo influye el confinamiento de los elementos de borde en ellas. En el alcance de este trabajo tampoco están considerados los efectos

bidireccionales, que también pueden tener una influencia importante en la respuesta de la estructura.

- Futuras investigaciones podrían modelar los muros con métodos como viga-armadura, en programas como el *OpenSees* que permitan considerar cuando el muro está significativamente afectado por la interacción flexión y cortante.
- Y para validar cualquier conclusión también se deben hacer trabajos experimentales que permitan ver y medir el fenómeno físicamente.

6. REFERENCIAS

ACI Committee 318 (ACI 318, 2014), 'Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-14)', *American Concrete Institute*.

ASCE/SEI (ASCE/Structural Engineering Institute). (2016). 'Minimum design loads for buildings and other structures' ASCE/SEI 7-16, Reston, VA.

Bohl, A., and Adebar, P. (2011). 'Plastic Hinge Lengths in High-Rise Concrete Shear Walls', *ACI Structural Journal*, Vol. 108, No. 2, pp.148-157.

Chopra, A. K. (2014) *Dinámica de estructuras* . Pearson Educación.

CSI. (2016), 'ETABS Computers and Structures, Inc. User manuals', *A Computer Program Library*. University Avenue, Berkeley, California 94704, USA.

CSI. 'SAP2000 V19, Integrate finite element analysis and design of structures'. *Computer and Structures Inc.*, Berkeley, CA. Estados Unidos.

Deger, Z. T. and Wallace, J. W. (2015) 'Collapse assessment of the Alto Rio building in the 2010 Chile earthquake', *Earthquake Spectra*, 31(3), pp. 1397–1425. doi: 10.1193/060812EQS209M.

Freeman, S. A. (2004) 'Review of the Development of the Capacity Spectrum Method', *ISET Journal of Earthquake Technology*, 41(1), p. 113.

Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004), 'Reglamento de Construcciones del Distrito Federal', México DF.

Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004), 'Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto', *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. México DF.

Gaceta Oficial del Distrito Federal (2004), 'Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo', *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. México DF.

Gaceta Oficial del Distrito Federal (2017), ‘Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto’, *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. México DF.

Íñiguez, M.; Rodríguez, M. y Restrepo J. (2015) “Resistencia a flexocompresión y capacidad de deformación lateral de muros rectangulares de concreto reforzado en zonas sísmicas”. *Artículo XX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*. Acapulco, Guerrero. México.

Kowalsky, M., Goodnight, J., Feng, Y., y Naw, J. (2015). ‘The Effects of Load History and Design Variables on Performance Limit States of Circular Bridge Columns’, Report FHWA-AK-RD-12-09. North Carolina State University.

Kowalsky, M. J. (2001) ‘RC structural walls designed according to UBC and displacement-based methods’, *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, 127(5), pp. 506–516.

Liu, X. *et al.* (2009) *Inelastic Web Crushing Performance Limits of High-Strength-Concrete Structural Wall--Single wall Test Program*. Report No CEE-RR-2009/03, Michigan State University, 281pp.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. (1988) ‘Theoretical stress-strain model for confined concrete’, *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, 114(8), pp. 1804–1826.

National Institute of Standards and Technology (NIST). (2014) ‘Recommendations for seismic design of reinforced concrete wall buildings based on studies of the 2010 Maule, Chile Earthquake’, publicación GCR 14-917-25.

Oesterle, R. G. *et al.* (1979) ‘Earthquake resistant structural walls - Tests of isolated walls. Phase II’, *NSF Report ENV77-15333, Portland Cement Association, Skokie, IL*.

Panagiotou, M. and Restrepo, J. I. (2011) ‘Displacement-Based Method of Analysis for Regular Reinforced-Concrete Wall Buildings: Application to a Full-Scale 7-Story Building Slice Tested at UC–San Diego’, *Journal of Structural Engineering*, V137(June), pp. 677–690. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000333.

Paulay and Priestley (1992) ‘Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry

Buildings’, *John Wiley and Sons*.

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. and Kowalsky, M. J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, *IUSS Press*. doi: 10.1016/S0141-0296(01)00048-7.

Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996) *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons.

Restrepo, J. I. *et al.* (2017) ‘Detailed Nonlinear FE Pushover Analysis of Alto Rio Building’, *16th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017. Santiago de Chile*, (Paper N° 3904).

Rodríguez, M. y Botero J. C. (1996). ‘Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México’. *Publicación series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, N° 575.

Rodríguez, M. E., Botero, J. C. and Villa, J. (1999) ‘Cyclic stress-strain behavior of reinforcing steel including effect of buckling’, *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, 125(6), pp. 605–612.

Rodríguez, M. E. and Restrepo, J. I. (2012) ‘Práctica y diseño sísmico de edificios en México- cambios necesarios’, *Ingeniería sísmica*. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica AC, (86), pp. 89–118.

Rodríguez, M. E., Restrepo, J. I. and Carr, A. J. (2002) ‘Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings’, *Earthquake engineering & structural dynamics*. Wiley Online Library, 31(3), pp. 693–718.

Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. (1970) ‘Reinforced concrete response to simulated earthquakes’, *Journal of the Structural Division*, 96(12), pp. 2557–2573.

Wallace, J. W. and Moehle, J. P. (1992) ‘Ductility and detailing requirements of bearing wall buildings’, *Journal of Structural Engineering*. American Society of Civil Engineers, 118(6), pp. 1625–1644.

Zhang, P. *et al.* (2017) ‘Detailed Nonlinear Modeling, Pushover and Time History Analysis of Alto Rio Building Using Beam-Truss Model’, *116th World Conference on Earthquake Engineering, 16WCEE 2017. Santiago de Chile*, (Paper N° 4571).

Zhang, P. *et al.* (2017) ‘Nonlinear finite element modeling and response analysis of the collapsed Alto Rio building in the 2010 Chile Maule earthquake’, *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26(16). doi: 10.1002/tal.1364.