



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA
FACULTAD DE INGENIERÍA ARQUITECTURA Y DISEÑO



PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN CIENCIAS E INGENIERÍA

**COMPARATIVA DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICIO COMERCIAL MEDIANTE EL
USO DE LOS ANÁLISIS LINEALES Y EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL**

TESIS

Que para cubrir parcialmente los requisitos necesarios para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERÍA

Presenta:

Gerardo Díaz Carrillo

Ensenada, Baja California, México, agosto de 2020

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y DISEÑO

MAESTRÍA Y DOCTORADO EN CIENCIAS E INGENIERÍA

**“COMPARATIVA DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICIO
COMERCIAL MEDIANTE EL USO DE LOS ANÁLISIS LINEALES
Y EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL”**

TESIS

que como requisito para obtener el grado de
MAESTRO EN INGENIERÍA

presenta:

Gerardo Díaz Carrillo

Aprobada por:

Dra. Almendra Villela y Mendoza
Director de tesis

Dra Gema K. Ibarra Torúa
Codirector de tesis

Dr. Mario González Durán
Miembro del comité

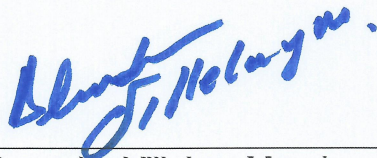
Dr. Manuel A. Barraza Guerrero
Miembro del comité

Ensenada Baja California, México. Septiembre, 2020.

RESUMEN de la tesis de **Gerardo Díaz Carrillo**, presentada como requisito parcial para la obtención del grado de MAESTRO EN INGENIERIA con especialidad en ESTRUCTURAS.

“COMPARATIVA DE LA RESPUESTA SÍSMICA EN EDIFICIO COMERCIAL MEDIANTE EL USO DE LOS ANÁLISIS LINEALES Y EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL”

Resumen aprobado por:



Dra. Almendra Villela y Mendoza
Director de Tesis



Dra. Gema Karina Ibarra Torúa
Codirector de Tesis

En los últimos años en el estado de Baja California se han observado cambios en los proyectos de edificación debido a la importancia, tamaño, arquitectura y complejidad de las estructuras, aunado a esto, en el desarrollo de un proyecto estructural es fundamental considerar el diseño sísmico ya que el estado es clasificado como zona de alta sismicidad.

En el presente trabajo de tesis se realizó el análisis de cargas sísmicas a un edificio comercial de once niveles, estructurado a base de marcos de acero con contraventeo concéntrico. Con el fin de evaluar los resultados en la respuesta sísmica del edificio, se utilizaron los análisis estático lineal (AEL) y dinámico lineal (ADL) y, como método de revisión, se elaboró un análisis estático no lineal (AENL) mediante el uso de

la curva de capacidad *pushover*. Adicionalmente, se obtuvo el periodo dominante del suelo mediante el método de cocientes espectrales y fue comparado con los periodos naturales de vibración del edificio con el fin de descartar amplificación de aceleraciones sísmicas. La comparativa de resultados obtenidos con los tres métodos permitió analizar la veracidad del uso de los métodos lineales en edificios de las características mencionadas, además, el AENL ayudó a conocer el mecanismo de falla de la estructura y el comportamiento plástico de los elementos, con esto, se analizaron las ventajas y desventajas del uso del análisis no lineal.

Palabras clave:

Análisis sísmico, contravientos concéntricos, *pushover*, periodo dominante.

ABSTRACT of the thesis presented by **Gerardo Díaz Carrillo**, as partial requirement to obtain the MASTER IN ENGINEERING DEGREE with orientation in STRUCTURES.

"COMPARISON OF THE SEISMIC RESPONSE IN A COMERCIAL BUILDING WITH THE USE OF THE LINEAR ANALYSIS AND THE STATIC NON-LINEAR ANALYSIS".

Abstract approved by:

Dra. Almendra Villela y Mendoza

Thesis Director

Dra. Gema Ibarra Karina Torua

Thesis Codirector

The state of Baja California has seen changes in construction projects during the latest years, mostly noticeable in the size, architecture, and complexity in the structures. Also, the state is classified as high seismicity zone. Thus, making it fundamental to consider seismic hazard into the design of the structures.

This work of thesis was based on the analysis of seismic loads to an eleven-floor, concentrically braced steel frame commercial building. To evaluate the seismic response of the building a Static Linear Analysis and Dynamic Linear Analysis and as a comparison method, a Static Non-Linear Analysis by the pushover capacity curve criteria were performed. Additionally, the dominant period of ground motion was calculated applying

the Spectral Ratio method and compared against the fundamental period of the structure, to dismiss amplification of seismic acceleration. The comparison of the results obtained by the three methods allowed us to analyze the accuracy of said methods in buildings of those characteristics. Furthermore, the AENL aided to obtain the breaking point of the structure and the plastic behavior of the elements, allowing to analyze advantages and disadvantages in the use of the non-linear analysis.

Key words:

Seismic analysis, concentrically braced frames, pushover, dominant period.

Agradecimientos

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca (691104) otorgada para la realización de este trabajo.

Al programa de Maestría y Doctorado de Ciencias e Ingeniería (MYDCI) y la Universidad Autónoma de Baja California, por brindarme la oportunidad de continuar con mis estudios.

Al Arq. Juan Enrique Ruiz Valdés y a Inmobiliaria RELAGC, S.A. de C.V., por permitirnos utilizar el proyecto ejecutivo del edificio analizado.

Al Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE) por su apoyo con equipo y asesoría técnica. Particularmente a Gustavo Arellano Zepeda y Euclides Ruiz Cruz, técnicos del departamento de sismología.

A la Dr. Almendra Villela y Mendoza, mi directora de tesis, y los miembros del comité: Dra. Gema Ibarra Torúa, Dr. Mario González Durán y Dr. Manuel Barraza Guerrero, por su asesoría y apoyo durante la elaboración del proyecto.

Contenido

Capítulo I. INTRODUCCIÓN.....	1
I.1 Motivación.....	1
I.2 Objetivo General	3
I.3 Objetivos específicos	3
I.4 Antecedentes	4
I.4.1 Sismicidad en México	4
I.4.2 Cargas sísmicas	5
I.4.3 Comportamiento no Lineal.....	6
I.4.4 Metodologías de Análisis Sísmico	9
I.4.5 Efectos de Sitio.....	10
I.4.6 Análisis Comparativos	12
I.5 Justificación del Proyecto.....	19
Capítulo II. METODOLOGÍA.....	22
II.1 Análisis de cargas	22
II.1.1 Carga viva unitaria.....	22
II.1.2 Consideraciones de Diseño Sísmico	23
II.1.2.1 Reducción de fuerzas sísmicas	23
II.1.2.2 Factor de sobre resistencia.....	24
II.1.2.3 Condiciones de regularidad	25
II.1.2.4 Corrección del factor de comportamiento sísmico	26
II.1.2.5 Efectos bidireccionales	27
II.1.2.6 Efectos de torsión	27
II.2 Espectro de Aceleraciones del Suelo	28
II.2.1 Espectro de diseño NTCBC (2015)	29

II.3 Periodo Dominante del Suelo	30
II.4 Análisis Estático Lineal – Método del Coeficiente	34
II.5 Análisis Dinámico Lineal – Modal Espectral.....	35
II.6 Análisis Estático No Lineal <i>Pushover</i>	39
II.7 Articulaciones Plásticas	42
II.8 Método de Espectro de Capacidad, Linealización Equivalente.....	47
II.9 Objetivos de Desempeño.....	53
Capítulo III. ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y RESULTADOS.....	55
III.1 Descripción del Proyecto	55
III.2 Análisis Estructural	58
III.2.1 Secciones estructurales.....	59
III.3 Análisis de Cargas Gravitacionales.	63
III.3.1 Carga muerta gravitacional.....	63
III.3.2 Carga viva gravitacional.....	63
III.4 Consideraciones sísmicas	63
III.4.1 Clasificación de la estructura	64
III.4.2 Coeficientes de reducción de espectro	64
III.4.3 Localización de centros de masas por entrepiso	65
III.5 Análisis modal.....	66
III.3 Espectros de Diseño de NTCBC (2015)	68
III.4 Revisión de Periodo Dominante del Suelo.....	70
III.5 Análisis estático lineal.....	73
III.6 Análisis dinámico lineal	76
III.7 Análisis estático no lineal (<i>Pushover</i>)	81
III.8 Estructuración Alternativa	91

Capítulo IV. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	100
Capítulo V. CONCLUSIONES.....	105
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	108

Índice de Figuras

Figura 1. Regionalización sísmica de la República Mexicana en función de la aceleración máxima esperada. (MDOC, 2015).....	5
Figura 2. Gráfica Esfuerzo-Deformación de un material dúctil. (Bruneau <i>et al.</i> , 2011).	7
Figura 3. Representación gráfica del comportamiento frágil y dúctil de una edificación.(Bazán y Meli, 2002).....	8
Figura 4. Geología superficial de la ciudad de Ensenada (Ibarra <i>et al.</i> , 2015).....	11
Figura 5. Desplazamientos laterales y distorsiones de entrepisos (Mehmed y Sasa, 2010)....	13
Figura 6. Comparativa de fuerzas laterales por nivel, obtenidas por AEL y ADL, para: a) zona sísmica II y b) zona sísmica V. (Srikanth y Ramesh, 2013).....	15
Figura 7. A) Articulaciones plásticas generadas en las columnas para a) sismo en dirección X y b) sismo en dirección Y. B) Número de elementos con daño. (O'zlem y Alemdar, 2014).....	16
Figura 8. Desplazamiento lateral de los nodos, obtenidos con el análisis estático lineal (AEL) y el análisis dinámico lineal (ADL). (Anirudh <i>et al.</i> , 2015).	17
Figura 9. Respuesta sísmica de la estructura con el uso del AENL, para tres distribuciones de carga distintas, y comparativa con los resultados obtenidos por el ADNL y el experimento en mesa vibratoria. (Shuang <i>et al.</i> , 2017).	18
Figura 10. Proceso de creación de un espectro de respuesta (Espín <i>et al.</i> (2015).....	28
Figura 11. Zonificación del Estado de Baja California para fines de diseño por sismo. (NTCBC, 2015).....	29
Figura 12. Configuración de equipo para medición de vibración ambiental.	33
Figura 13. Desarrollo por pasos de un análisis estático no lineal, con el uso de la curva de capacidad <i>pushover</i> . (FEMA-440, 2005).....	40
Figura 14. Representación gráfica de la curva de capacidad <i>pushover</i> . (FEMA-440, 2005).....	41
Figura 15. Idealización del comportamiento histerético en articulaciones plásticas. (FEMA-440, 2005).....	43
Figura 16. Relación Esfuerzo-Deformación idealizada en Elementos de Acero. (ASCE/SEI-41, 2013).....	44

Figura 17. Definición de rotación en el nodo en elementos a flexión. (ASCE/SEI -41, 2013).....	45
Figura 18. Superposición de los espectros de capacidad y demanda en su forma ADRS. (FEMA-440, 2005).....	48
Figura 19. Representación gráfica de la disipación de energía en el espectro ADRS. (FEMA-440, 2005).....	51
Figura 20. Fachada arquitectónica este.	55
Figura 21. Planta arquitectónica de 2do nivel, zona de comercios y patio.....	56
Figura 22. Planta arquitectónica de niveles superiores (4-11).	57
Figura 23. Elevación arquitectónica..	58
Figura 24. Modelo estructural tridimensional. Elaborado en SAP2000..	59
Figura 25. Secciones estructurales utilizadas.	60
Figura 26. Plantas estructurales. a) Distribución de elementos estructurales y b) Localización de marcos contraventeados.....	61
Figura 27. Elevaciones estructurales en dirección transversal. a) Eje contraventeado, b) eje sin contraviento	62
Figura 28. Orientación de la planta estructural con respecto a dos ejes ortogonales X y Y.... ..	64
Figura 29. Gráfico de desplazamientos laterales de las primeras tres formas modales, para las dos direcciones de análisis.....	68
Figura 30. Espectro respuesta NTCBC (2015) para las dos direcciones de análisis..	69
Figura 31. Determinación de aceleraciones de diseño para las dos direcciones de análisis, utilizando el espectro de respuesta de NTCBC (2015) reducido.	69
Figura 32. Resultados de la medición de vibración ambiental en las tres direcciones ortogonales: EO, NS y V..	70
Figura 33. Espectros de Fourier desarrollados a partir de los datos medidos en campo.....	71
Figura 34. Gráfico de cocientes espectrales (H/V) en dirección EO.	72
Figura 35. Gráfico de cocientes espectrales (H/V) en dirección NS	73
Figura 36. Localización de aceleraciones de diseño para el periodo fundamental, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015).	74

Figura 37. Distribuciones de cargas laterales para elaboración de curva de capacidad. a) distribución modal en dirección X, b) distribución modal en dirección Y, c) distribución uniforme en dirección X y d) distribución uniforme en dirección Y.....	82
Figura 38. Gráficos momento-rotación para columnas de sección W con límites de desempeño IO, LS y CP	83
Figura 39. Gráficos momento-rotación para vigas de sección W con límites de desempeño IO, LS y CP.....	83
Figura 40. Gráfico fuerza-deformación para contravientos de perfil rectangular 6"x6"x3/8", L=170", con límites de desempeño IO, LS y CP	84
Figura 41. Asignación de articulaciones plásticas en elementos estructurales. Dirección X....	85
Figura 42. Asignación de articulaciones plásticas en elementos estructurales. Dirección Y....	85
Figura 43. Curvas de capacidad (<i>pushover</i>) para las dos distribuciones de carga, generadas con el espectro de diseño NTCBC (2015). a) Sismo en dirección X y b) sismo en dirección Y.....	86
Figura 44. Curvas de capacidad en su forma ADRS para las dos distribuciones de carga, generadas con el espectro de diseño de NTCBC (2015). a) Sismo en dirección X y b) sismo en dirección Y.	87
Figura 45. Transformación del espectro de demanda sísmica generado con NTCBC (2015), para sismo actuando en dirección X. a) Espectro de aceleraciones y b) espectro en su forma ADRS.....	87
Figura 46. Transformación del espectro de demanda sísmica generado con NTCBC (2015), para sismo actuando en dirección Y. a) Espectro de aceleraciones y b) espectro en su forma ADRS.....	88
Figura 47. Determinación de punto de desempeño de manera gráfica, utilizando el espectro de NTCBC (2015), para sismo actuando en dirección X.	89
Figura 48. Determinación de punto de desempeño de manera gráfica, utilizando el espectro de NTCBC (2015), para sismo actuando en dirección Y.	89
Figura 49. Gráfico fuerza-deformación para contravientos de perfil rectangular 4"x4"x1/4", L=170", con límites de desempeño IO, LS y CP	92

Figura 50. Curva de capacidad (<i>pushover</i>) para las dos distribuciones de carga, generada con el espectro de diseño de NTCBC (2015). Sismo en dirección Y.	93
Figura 51. Comparativa de curvas de capacidad generadas con la distribución de carga modal, para la estructuración original y modificada..	94
Figura 52. Superposición inicial de las curvas de capacidad y demanda en estructura modificada. Espectro de diseño de NTCBC (2015) en dirección Y.....	94
Figura 53. Representación bilineal de curva de capacidad, para reducción del espectro de demanda sísmica.....	95
Figura 54. Determinación de punto de desempeño en estructura modificada, para sismo generado con el espectro de diseño de NTCBC (2015) actuando en dirección Y.	96
Figura 55. Generación de articulaciones plásticas en modelo estructural. a) Carga sísmica positiva y b) Carga sísmica negativa.....	98
Figura 56. Generación de articulaciones plásticas. Elevación estructural en eje X3. a) Carga sísmica positiva y b) Carga sísmica negativa.....	98
Figura 57. Gráfico fuerza-deformación de contraviento crítico. Límites de desempeño de acuerdo con ASCE/SEI -41 (2013).	99
Figura 58. Comparativa de desplazamientos laterales, para sismo generado con el espectro de diseño de NTCBC (2015). a) Dirección X y b) Dirección Y.....	101
Figura 59. Comparativa de distorsiones laterales, para sismo generado con el espectro de diseño de NTCBC (2015). a) Dirección X y b) Dirección Y	103
Figura 60. Comparativa gráfica de la respuesta sísmica del edificio, utilizando el AENL, para las estructuraciones original y modificada.	104

Índice de Tablas

Tabla 1. Desplazamiento lateral máximo para los diferentes análisis de cargas sísmicas. (Petr y Jirí, 2017).....	19
Tabla 2. Carga viva gravitacional (W_m) y carga para efectos sísmicos (W_a). Valores en kg/m^2 . (NTCCDMX, 2017).....	23
Tabla 3. Factor de comportamiento sísmico Q y distorsión máxima permisible Y_{max} de acuerdo con el sistema estructural. (NTCCDMX, 2017)	24
Tabla 4. Parámetros para la generación de espectro de diseño. (NTCBC, 2015).	30
Tabla 5. Niveles de desempeño estructural para revisión de acciones sísmicas. (FEMA-356, 2000).....	54
Tabla 6. Clasificación de las secciones de vigas y columnas de acuerdo con su nivel ductilidad. (NTCCDMX, 2017).....	65
Tabla 7. Clasificación de las secciones de contravientos de acuerdo con su nivel ductilidad. (NTCCDMX, 2017).....	65
Tabla 8. Coordenadas de centros de masas por nivel.....	66
Tabla 9. Desplazamientos laterales de las primeras tres formas modales, para las dos direcciones de análisis....	67
Tabla 10. Fuerzas sísmicas por entrepiso para el AEL, generadas con el espectro de diseño de NTCBC (2015). Dirección X y Y.	74
Tabla 11. Desplazamientos laterales generados con el AEL, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015)	75
Tabla 12. Normalización de desplazamientos utilizando la ecuación 8.	76
Tabla 13. Desplazamiento lateral producto de aceleraciones utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015), para sismo en dirección X.....	77
Tabla 14. Determinación de rigideces de entrepisos mediante un análisis de desplazamientos laterales. Dirección X.	77
Tabla 15. Determinación de rigideces de entrepisos mediante un análisis de desplazamientos laterales. Dirección Y.	78

Tabla 16. Fuerzas cortantes y cargas concentradas en entrepisos, para ADL en dirección X, obtenidas con espectro de diseño de NTCBC (2015).	78
Tabla 17. Fuerzas cortantes y cargas concentradas en entrepisos, para ADL en dirección Y, obtenidas con espectro de diseño de NTCBC (2015).	79
Tabla 18. Corrección de cargas sísmicas y fuerzas cortantes obtenidas con el ADL, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015).	79
Tabla 19. Desplazamientos laterales y distorsiones (Y) generados con el ADL, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015)	80
Tabla 20. Distribución uniforme (AEL) y modal (ADL) para uso del método de espectro de capacidad (AENL), en las dos direcciones ortogonales de análisis.....	81
Tabla 21. Resultados del análisis gráfico, utilizando la curva <i>pushover</i> y los espectros ADRS del AENL, para las dos direcciones de análisis.....	90
Tabla 22. Distorsiones laterales (Y) generadas con el AENL, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015)	91
Tabla 23. Coeficientes para reducción de espectro de demanda sísmica. Obtenidos a partir de la gráfica bilineal del espectro de capacidad.....	95
Tabla 24. Desplazamientos laterales y distorsiones (Y) en estructura modificada, utilizando el AENL con espectro de NTCBC (2015) en Dirección Y	97
Tabla 25. Comparativa de la respuesta sísmica del edificio, utilizando los análisis AEL, ADL y AENL, para sismo generado con el espectro de diseño de NTCBC (2015).....	101
Tabla 26. Comparativa de resultados para las estructuras original y alternativa, utilizando el ADNL en dirección Y	104

Capítulo I.

Introducción

I.1 Motivación

Durante la última década el desarrollo de infraestructura en el estado de Baja California ha sufrido una evolución notable. La importancia y tamaño de los proyectos de edificación ha tenido un gran crecimiento debido a la demanda turística, la evolución de la arquitectura y el desarrollo urbano del estado. Actualmente, el desarrollo de infraestructura se relaciona con edificios de gran altura (mayores a 30 metros) y estructuras complejas que, en la mayoría de los casos, suponen un reto para la ingeniería estructural, la cual tiene como objetivo priorizar la seguridad del usuario a través del diseño y construcción de inmuebles resilientes, sin ignorar la optimización de los recursos económicos. Debido a la diversificación actual en tamaños y formas de las estructuras, los códigos y reglamentos de construcción nacional tienen la obligación de mantenerse en constante evolución, con el fin de satisfacer las necesidades de desarrollo.

El diseño sísmico de las edificaciones es una parte fundamental en el desarrollo de un proyecto estructural, principalmente en zonas de alta sismicidad como Baja California. Existen diferentes metodologías para la consideración de los efectos sísmicos en las estructuras, desde procedimientos simplificados y directos hasta modelos complejos que toman en cuenta el comportamiento progresivo de la estructura. La aplicación de los diferentes métodos de diseño sísmico se encuentra regulada por la

normativa local en función de las características del inmueble. Desde un punto de vista estructural, la reglamentación local se encuentra claramente desfasada, en calidad y contenido, de los reglamentos nacionales e internacionales más actuales; debido a esto, en ocasiones es necesario recurrir a manuales y normativas de relevancia nacional, que cuenten con metodologías y criterios de actualidad. La problemática local toma mayor importancia si se toma en cuenta que el peligro sísmico en la región de Baja California es alto y los efectos sísmicos son, generalmente, el principal riesgo para las edificaciones convencionales.

La filosofía de diseño estructural actual busca, mediante la consideración del comportamiento no lineal de la estructura, predecir de la manera más eficiente la respuesta de los elementos conformantes de la estructura. En los análisis sísmicos es posible considerar esta filosofía y su uso ha demostrado ser la mejor forma de evaluar el comportamiento de las edificaciones.

En el presente proyecto de investigación se pretende evaluar el comportamiento sísmico de un edificio de once niveles, mediante la aplicación de las diferentes metodologías de análisis sísmico. Con esto, se buscará señalar las principales ventajas y desventajas, de seguridad y económicas, en el uso de la metodología de análisis no lineal como medida de revisión y retroalimentación dentro de los proyectos de edificación. Con los resultados de este trabajo se busca dejar un antecedente positivo, con la finalidad de hacer énfasis en la importancia de mantener las normativas de diseño actualizadas.

I.2 Objetivo General

El objetivo general del presente trabajo es el de estudiar la respuesta sísmica de una edificación de once niveles, utilizando las metodologías de análisis lineales y evaluando los resultados obtenidos mediante la elaboración de un análisis estático no lineal.

I.3 Objetivos específicos

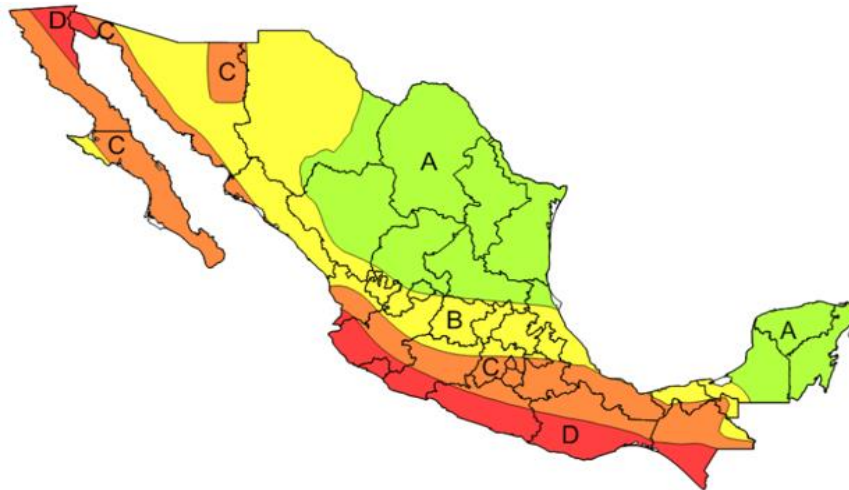
- Realizar el análisis de cargas sísmicas mediante el uso de los métodos lineales, con apoyo de software de análisis estructural comercial, SAP 2000, de la empresa CSI.
- Elaborar un análisis estático no lineal como método de revisión y evaluación de los resultados obtenidos previamente.
- Identificar las principales diferencias en la respuesta sísmica del edificio, mediante la revisión de desplazamientos laterales y distorsiones, al utilizarse las diferentes metodologías de análisis.
- Analizar el comportamiento no lineal del edificio: generación de articulaciones plásticas, evaluación de desempeño de los elementos y estimación del mecanismo de falla del edificio.
- Identificar las ventajas y desventajas que ofrece la elaboración de un análisis no lineal en edificaciones de las características mencionadas.
- Determinar el periodo dominante del suelo y evaluar la importancia de su revisión dentro del análisis sísmico.

- Aportar un caso de estudio real en la localidad, que a futuro contribuya a robustecer la reglamentación en materia de análisis sísmico.

I.4 Antecedentes

I.4.1 Sismicidad en México

A lo largo de la historia, la República Mexicana se ha visto afectada por eventos sísmicos causantes de pérdidas humanas y afectaciones severas a obras civiles (Singh *et al.*, 2018). Con esto, el análisis sísmico se ha convertido en uno de los principales temas de interés para los ingenieros civiles del país. Cabe mencionar que, con base a la teoría de tectónica de placas; la principal causa de la alta sismicidad en México se debe a la confluencia de 5 placas tectónicas: Caribe, Pacífico, Norteamérica, Rivera y Cocos (MDOC, 2015). El Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE (MDOC, 2015) indica que la república mexicana se divide en cuatro zonas de intensidad sísmica A, B, C y D, en función de la aceleración máxima esperada del terreno, como se muestra en la figura 1, siendo la zona sur y noroeste del país las áreas más vulnerables a sismos de gran magnitud. Debido al peligro sísmico, los reglamentos de diseño han tomado la responsabilidad de elaborar rigurosas normativas para la revisión de los efectos sísmicos en estructuras, aplicando metodologías de análisis de cargas basadas en la zonificación nacional y la importancia de las estructuras. El MDOC (2015) ofrece información detallada sobre la determinación de los mapas de regionalización y peligro sísmicos de la república mexicana, desarrollados en función de fuentes generadoras de sismos, que ayudan a comprender de manera eficiente la vulnerabilidad de las diferentes regiones del país ante eventos sísmicos.



Aceleración máxima en roca (cm/s ²)	ZONA	Intensidad Sísmica
$a > 200$	D	Muy Alta
$100 \leq a < 200$	C	Alta
$50 \leq a < 100$	B	Moderada
$a < 50$	A	Baja

Figura 1. Regionalización sísmica de la República Mexicana en función de la aceleración máxima esperada. Modificado de MDOC (2015).

I.4.2 Cargas sísmicas

El efecto de los sismos en las estructuras se comprende como fuerzas inerciales generadas por el movimiento del terreno, directamente proporcionales a la cantidad de masa y la altura del edificio. La acción sísmica ha sido comprendida, a lo largo de los años, como un problema dinámico, en el que se busca aplicar cargas laterales correspondientes a la intensidad del sismo esperado en la estructura. Las cargas aplicadas, al ser de tipo inercial, son directamente proporcionales a las aceleraciones causadas por el movimiento del terreno y la masa de la edificación. Es por este motivo que, en estructuras de mayor altura y de mayor peso, se espera una vulnerabilidad mayor ante efectos sísmicos.

A pesar de ser un problema dinámico, las acciones sísmicas en las estructuras pueden ser interpretadas como cargas estáticas. En la práctica se ha observado que, para una gran variedad de edificaciones (casas habitación, edificios pequeños y estructuras regulares, por mencionar algunos) la aplicación de un análisis estático ofrece resultados bastante similares a los obtenidos mediante un análisis dinámico y, al ser un procedimiento más sencillo, el enfoque estático ha sido aceptado, aunque restringido en función de la altura e irregularidad del edificio. En Baja California, actualmente se obedecen las regulaciones de las Normas Técnicas del Estado de Baja California (NTCBC, 2015) y la interpretación de las cargas sísmicas (estáticas o dinámicas) se toma función de la importancia del inmueble, la altura y la regularidad sísmica.

I.4.3 Comportamiento no Lineal

En el diseño estructural moderno, es imperativo el uso de la filosofía de diseño dúctil, donde se busca lograr que los elementos estructurales presenten deformaciones antes de llegar a su punto de falla última. El concepto de ductilidad, en el diseño estructural, se refiere a la tendencia de los materiales a generar resistencia adicional una vez alcanzado el esfuerzo límite de fluencia (Bruneau *et al.*, 2011), como se muestra en línea negra continua en la gráfica de comportamiento-resistencia en la figura 2, y se denota como comportamiento no lineal debido a la relación entre los esfuerzos y deformaciones presentes durante esta etapa, siendo el comportamiento buscado en el uso de la filosofía de diseño dúctil, el evitar el tipo de falla “frágil”, o súbita. Los mecanismos de falla frágil y dúctil, bajo acciones sísmicas, son representados en la figura 3.

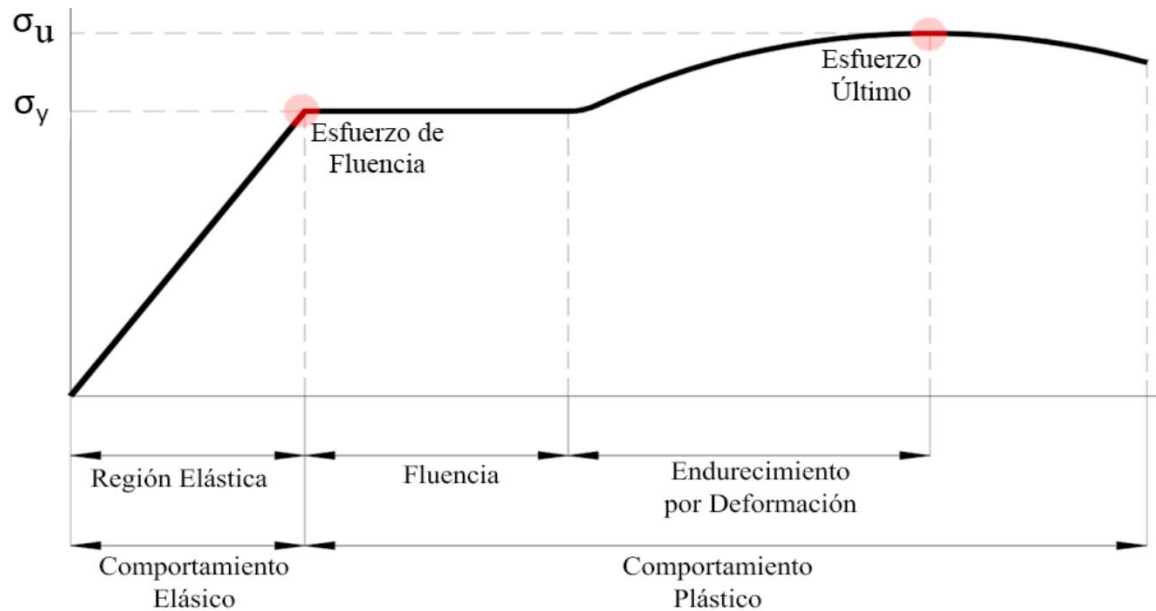


Figura 2. Gráfica Esfuerzo-Deformación de un material dúctil. Los puntos rojos indican los esfuerzos de fluencia y último del material. Modificado de Bruneau *et al.* (2011).

La condición no lineal, dentro de la ingeniería estructural, ha sido tomada en cuenta en los análisis sísmicos convencionales mediante factores, con los que se busca incorporar la disipación de energía provocada por la deformación de la estructura de una manera aproximada. El reglamento del estado, basado en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (NTCCDMX, 2017), asigna valores de comportamiento sísmico para medir la ductilidad de una estructura, definidos en función de los materiales y la estructuración utilizada.

Si bien la utilización de factores de comportamiento sísmico ayuda a estimar los efectos de sobre resistencia y ductilidad de los materiales, los efectos de no linealidad son mucho más complejos. Dada la naturaleza de las estructuras, que están compuestas por una gran cantidad de elementos independientes y en la mayoría de los casos de geometría y características caprichosas, el comportamiento de las estructuras tiende a ser irregular, es decir, los elementos no alcanzan sus esfuerzos de diseño en el mismo

momento, sino de manera gradual. Este efecto de irregularidad en la distribución de esfuerzos es causante de fallas locales en los elementos y, con esto, cambios en el comportamiento dinámico de la estructura, que tenderá a trabajar de una manera diferente a la considerada en el análisis sísmico.

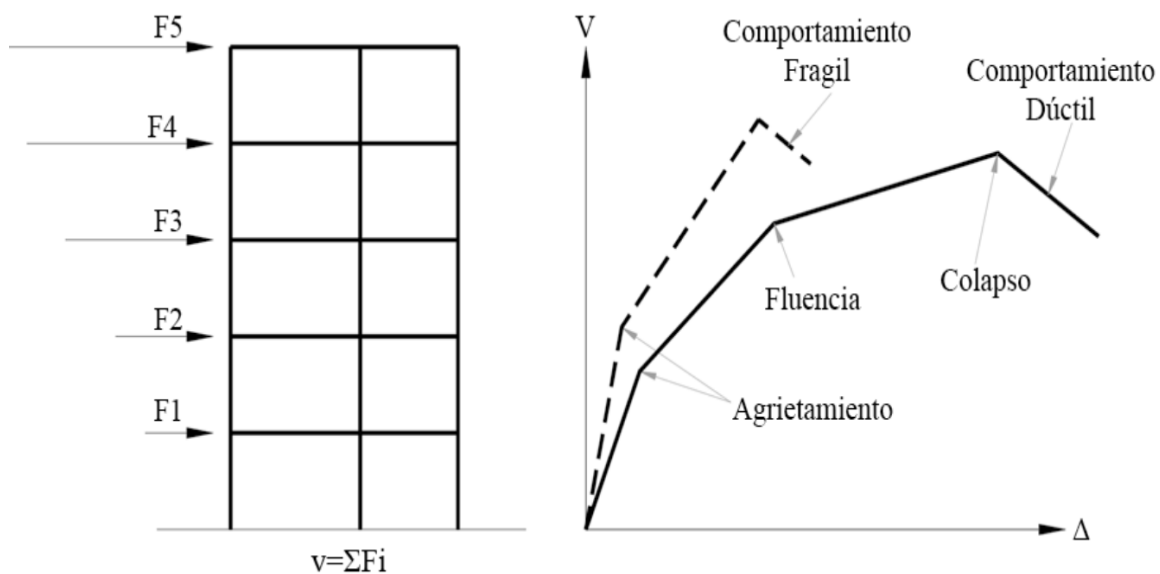


Figura 3. Representación gráfica del comportamiento frágil y dúctil de una edificación. La gráfica muestra la relación cortante basal (V) vs desplazamiento en azotea (Δ). Modificada de Bazán y Meli (2002).

Se ha observado que la incorporación del comportamiento no lineal en el diseño estructural es una práctica que ha presentado un desarrollo notable durante las últimas décadas. A pesar de que su utilización se encuentra enfocada al área de la investigación, dentro de las últimas versiones de los reglamentos nacionales (2004 y 2017) se ha hecho énfasis en su aplicación para estructuras que, por sus características o importancia, tienen un mayor riesgo de sufrir afectaciones por sismo. En el análisis no lineal se toma en cuenta que cada uno de los elementos estructurales puede rebasar los límites de fluencia y se evalúa el cambio en las características dinámicas de la edificación ante la

presencia de los puntos de falla en diferentes instantes del tiempo del evento sísmico (FEMA-440, 2005).

I.4.4 Metodologías de Análisis Sísmico

El ingeniero civil cuenta con suficientes herramientas, como son las normativas, procedimientos y recursos informáticos, para estimar la demanda sísmica dentro del diseño estructural, en función de las características geométricas, estructurales y el uso de la edificación, y es responsable de seleccionar la metodología de análisis de cargas sísmicas más conveniente, considerando que la respuesta de una edificación ante cargas accidentales puede adoptar diferentes enfoques, que varían en función del método de análisis que se emplee. Las características que definen la esencia del análisis sísmico son: el comportamiento de las cargas (estáticas/dinámicas) y el estado de trabajo de los materiales (lineal/no lineal).

Así entonces, el análisis estático lineal (AEL), que es el más simple, considera acciones estáticas y contempla el comportamiento post fluencia mediante factores definidos. De igual manera, el análisis dinámico lineal (ADL) utiliza factores de comportamiento para estimar la no linealidad, pero integra las características dinámicas de la estructura. Por su parte, el análisis estático no lineal (AENL), que es el que se presenta como análisis comparativo, integrará la formación de articulaciones plásticas en los elementos estructurales mediante el método de la curva de capacidad.

En estudios recientes se han encontrado diferencias notables en la utilización de una u otra metodología de análisis. La utilización de análisis que consideran cargas dinámicas ha demostrado un menor porcentaje de error en la determinación de desplazamientos laterales, con respecto a métodos estáticos (Srikanth y Ramesh, 2013).

Así mismo, se encontró una diferencia notable entre los esfuerzos de diseño en elementos estructurales en edificaciones de gran altura. En cuanto al comportamiento de los materiales, se ha observado un aumento en los desplazamientos laterales máximos utilizando procedimientos de análisis no lineal, además de reducción en los esfuerzos de los elementos estructurales cuando se usa esta metodología (Mehmed y Sasa, 2010).

I.4.5 Efectos de Sitio

El efecto de sitio se define como el resultado de los procesos de depositación, intemperismo, erosiones y otros procesos geológicos que tienen gran relevancia en la revisión de la demanda sísmica en las estructuras (Aki, 1988).

Uno de los parámetros más importantes en el estudio del suelo es el periodo dominante, definido como el periodo de la armónica con mayor amplitud del movimiento del suelo (Ibarra *et al.*, 2015). En el diseño estructural, el proyectista debe evitar semejanza entre el periodo dominante del suelo y el periodo natural de vibración de la estructura, con el fin de prevenir a la estructura de amplificación en las aceleraciones sísmicas. En el año 2015, Ibarra y colaboradores desarrollaron mapas de microzonación con la distribución de periodos dominantes del movimiento del suelo para las zonas de Tijuana, Ensenada, Tecate y Mexicali. La estimación del periodo dominante del suelo se llevó a cabo mediante la medición del ruido sísmico ambiental, el cual es una combinación de microsismos y microtemores (Kanai, 1957), con el uso de sensores en las tres direcciones ortogonales (X, Y y Z), las lecturas fueron procesadas mediante métodos de suavizamiento y promediación, para finalmente obtener el periodo dominante del suelo a partir de las gráficas de cocientes espectrales previamente obtenidas. Con

base en los resultados obtenidos en el área urbana de Ensenada Baja California, se elaboró un mapa de periodos dominantes, que se muestra en la figura 4, en el cual se puede observar que gran parte de la zona costera cuenta con valores de periodos dominantes de entre 1.10 y 1.50 segundos, siendo esta información relevante para este trabajo, ya que los edificios de mayor vulnerabilidad serían aquellos que oscilan entre los diez y quince niveles, en los cuales se espera que tengan periodos de oscilación en el rango mencionado.

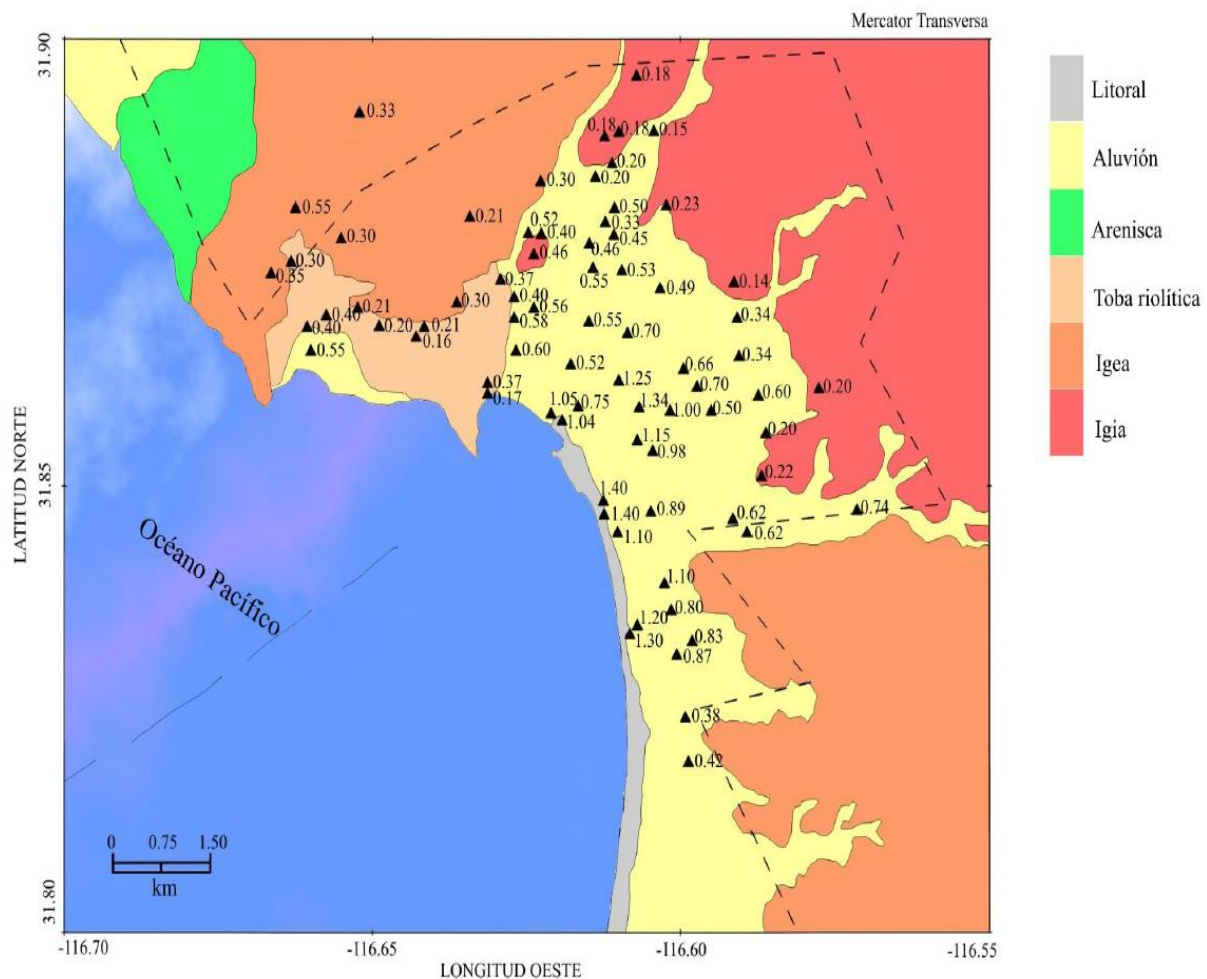


Figura 4. Geología superficial de la ciudad de Ensenada, con triángulos se indican los sitios donde se tomaron registros de ruido sísmico ambiental, al lado de los triángulos el valor del periodo dominante del suelo en segundos y con línea discontinua se marca el límite de la zona urbana. Tomado de Ibarra *et al.* (2015)

I.4.6 Análisis Comparativos

La comparativa de la respuesta sísmica de una edificación mediante la aplicación de las diferentes metodologías de análisis sísmico es un tema que ha sido ampliamente estudiado alrededor del mundo, como se verá más adelante en este capítulo. Generalmente los métodos de análisis que involucran la no linealidad estructural son utilizados como una alternativa de revisión para edificaciones existentes, ya sea por actualización en los códigos de diseño o por cambio en los componentes estructurales que modifique la respuesta de la edificación. Los métodos no lineales, además, suelen ser utilizados en proyectos de investigación donde se busquen resultados con alta confiabilidad. Cabe destacar que, en la última década, la implementación de esta filosofía de diseño ha tomado más presencia en el campo profesional de la ingeniería civil y su utilización se encuentra regulada por las normativas de relevancia nacional.

Dentro de los estudios comparativos más destacados se encuentran trabajos realizados para modelos a escala y edificios proyectados, existentes y colapsados. En estos se adoptan las metodologías no lineales como apoyo para revisión de los resultados obtenidos con los análisis lineales.

Mehmed y Sasa (2010), realizaron la comparativa entre los diferentes métodos de análisis sísmico, aplicados a una estructura a base de marcos de concreto reforzado de ocho niveles. Se utilizaron los procedimientos de análisis estático no lineal N2 (Eurocódigo 8, 2004), Linearización equivalente (NSP) y método de espectro de capacidad (CSM). Los resultados obtenidos fueron comparados con los determinados mediante dos análisis paso a paso (ADNL), uno real y uno artificial.

En la figura 5 se muestran las gráficas de desplazamiento lateral y distorsión respecto a la altura del edificio. Los resultados indican que, tanto el método N2 como el NSP son muy similares y ofrecen prácticamente los mismos resultados en cuanto a distorsiones y desplazamientos. Ninguno de los análisis estáticos considera la acumulación de daño, que puede ser significativo en sismos de larga duración. Se realizó la revisión de desplazamientos laterales, siendo los obtenidos mediante el CSM los más elevados de los tres métodos estáticos. Los desplazamientos y distorsiones obtenidos mediante los diferentes métodos de AENL corresponden en gran medida a los resultantes de los ADNL.

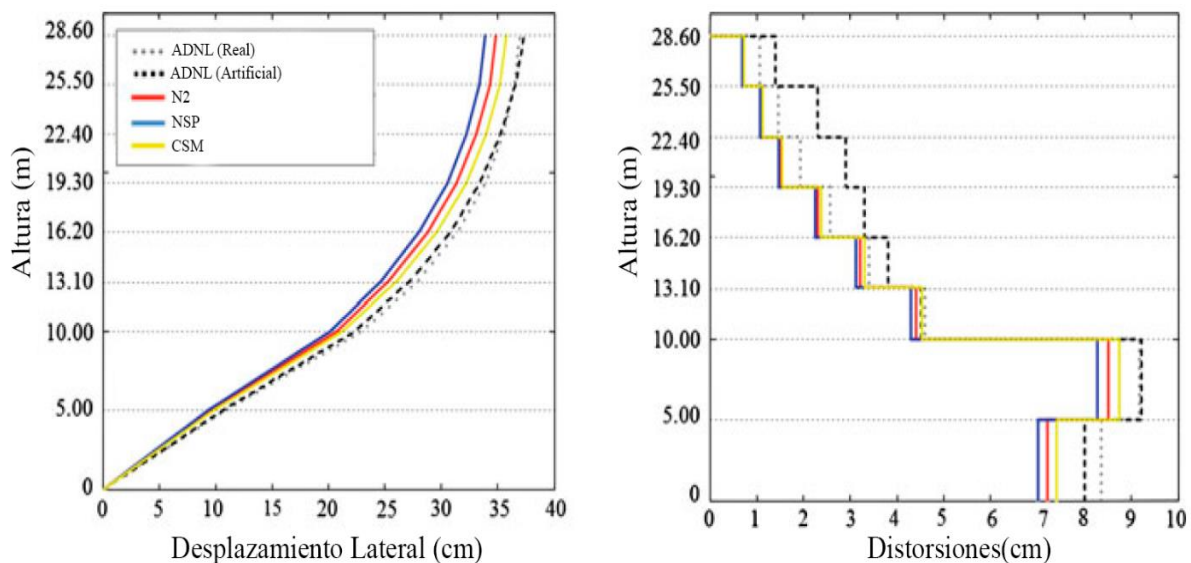


Figura 5. Desplazamientos laterales y distorsiones de entresijos, para los diferentes patrones de cargas laterales. N2, NSP y CSM corresponden a los análisis estático no lineales del Eurocódigo y de FEMA, ADNL se refiere al análisis paso a paso. Modificado de Mehmed y Sasa (2010).

En 2012 se llevó a cabo un estudio comparativo para la estructura existente del hospital de Vielha, localizado en la comunidad autónoma de Cataluña, España. Peralta *et al.*, en el año 2012, utilizaron la metodología de análisis de cargas sísmicas AENL de

acuerdo con Eurocodigo 8 (2004), dando un enfoque clásico (distribución de cargas conforme al modo natural de vibración) y uno donde se captaron los aportes de los modos superiores. Posteriormente, se realizó la comparativa de resultados con aquellos obtenidos mediante el ADNL.

Con base en los resultados obtenidos se determinó que, dadas las condiciones de irregularidad de la edificación, el análisis que incorpora los diferentes modos de vibrar ofrece resultados más fiables, comparados con el enfoque clásico, tomando como referencia los resultados del ADNL.

Srikanth y Ramesh, en el año 2013, utilizaron los métodos de diseño AEL (coeficiente sísmico) y ADL (modal espectral) en una edificación de 20 niveles en la República de la India, realizando la comparativa de los resultados obtenidos en dos diferentes zonas sísmicas. Al comparar los análisis sísmicos mencionados (figura 6) se concluyó que, para la estructura revisada, se observó el mismo comportamiento en ambas zonas sísmicas, siendo el AEL es más conservador en los niveles superiores (del 12 al 20), al arrojar valores de carga lateral mayores. En los niveles inferiores (del 2 al 12) el resultado fue contrario, siendo los efectos del ADL más desfavorables con respecto a los obtenidos mediante el AEL.

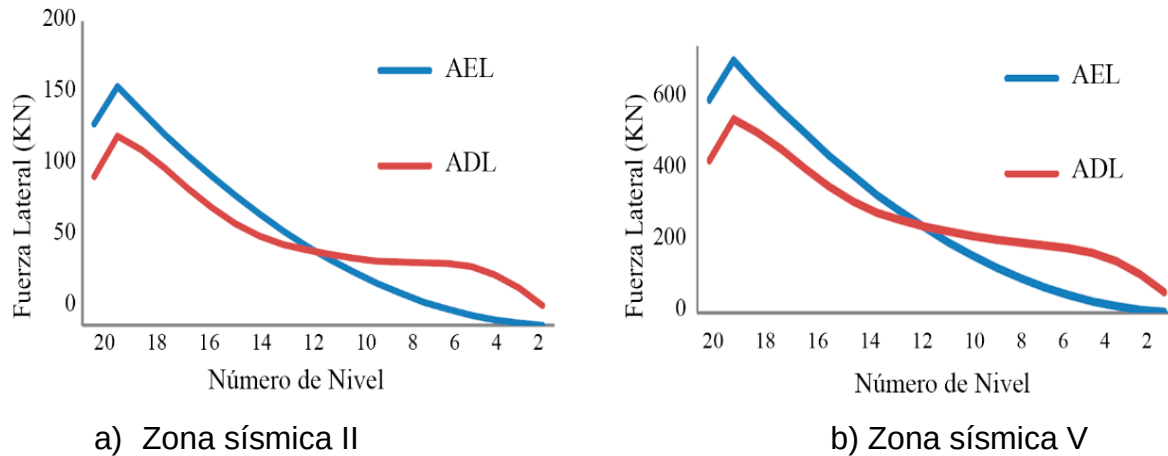
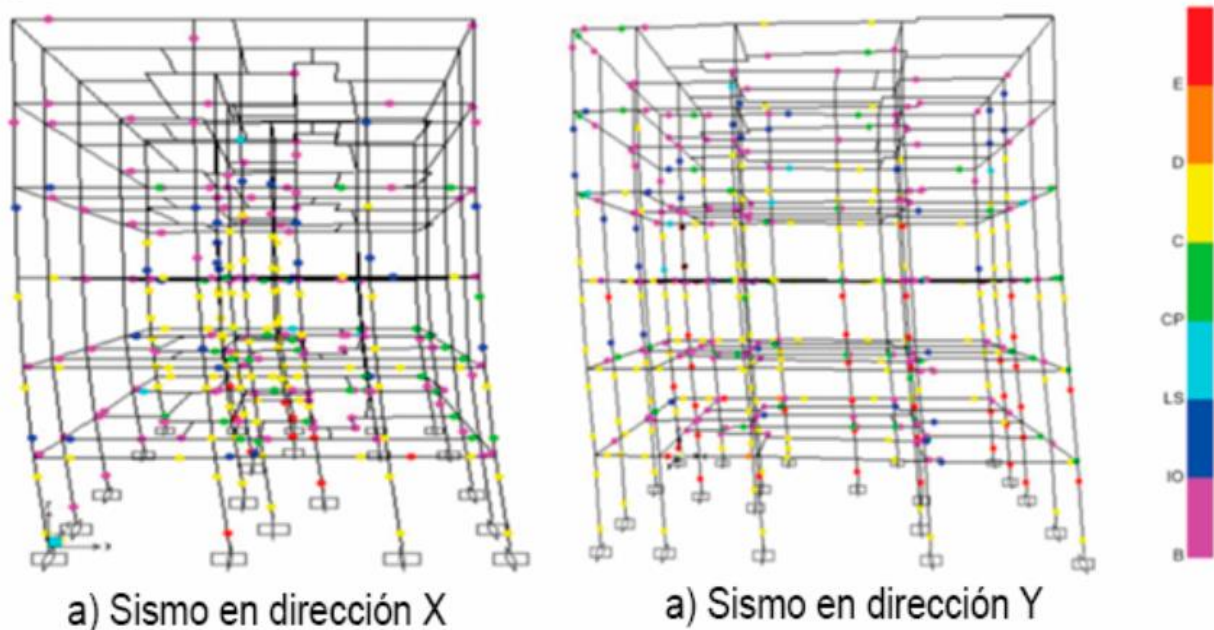


Figura 6. Comparativa de fuerzas laterales por nivel, obtenidas por AEL y ADL, para: a) zona sísmica II y b) zona sísmica V. Modificado de Srikanth y Ramesh (2013).

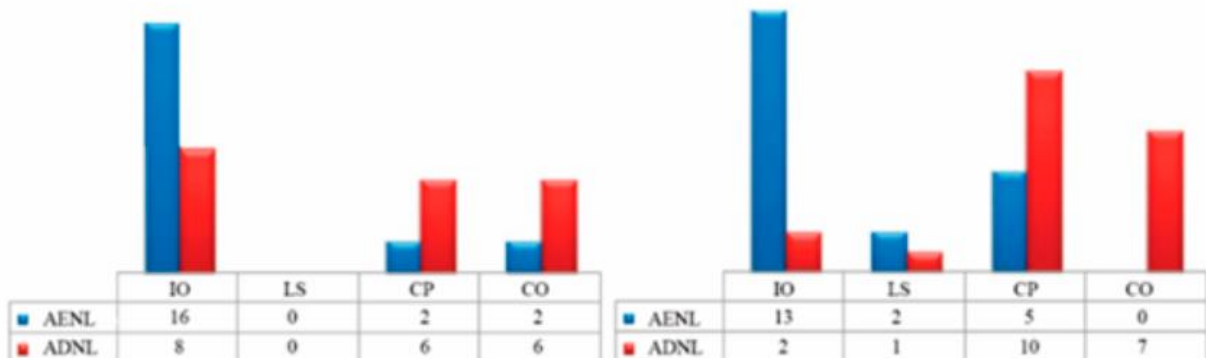
En 2013 se realizó un proyecto de investigación para un edificio residencial colapsado durante el sismo ocurrido el 23 de octubre del año 2011, en la ciudad de Van, Turquía. En el proyecto de investigación realizado por O'zlem y Alemdar, se trabajó con una edificación de seis niveles estructurada a base de marcos de concreto reforzado en dos direcciones. Se analizó el comportamiento de la estructura mediante los procedimientos de análisis no lineales con el fin de conocer el nivel de desempeño de los elementos estructurales y determinar las causas del colapso del edificio. La figura 7 describe los resultados de la investigación. Se localizó un alto número de columnas que superaron el límite de desempeño permitido, principalmente en el primer nivel del edificio, y determinaron que mediante el uso del ADNL se obtuvo un mayor número de elementos con daño severo.

La utilización de los procedimientos de análisis no lineal, en este estudio, ayudó a clarificar los motivos del colapso de la edificación, que se debió principalmente a la falla de columnas por deficiencias en el refuerzo transversal.

A).-



B).-



IO: Ocupación inmediata, LS: Seguridad de vidas,
CP: Prevención de colapso y CO: Colapso.

Figura 7. En la figura A) se muestran las articulaciones plásticas generadas en las columnas para a) sismo en dirección X y b) sismo en dirección Y. Los puntos representan el nivel de daño de la articulación, de acuerdo con el nivel de desempeño de FEMA-356. En las gráficas de la parte B de la figura se muestran el número de elementos con daño. Modificado de O'zlem y Alemdar (2014).

Anirudh *et al.* (2015), llevaron a cabo una comparación en los resultados obtenidos mediante AEL y ADL, aplicados a un edificio multifamiliar de nueve niveles estructurado

a base de marcos de concreto en dos direcciones, localizado en la Republica de la India. La evaluación de los resultados, mostrados en la figura 8, indicó notables diferencias en los desplazamientos y momentos en los nodos, siendo los obtenidos por el análisis dinámico los mayores. La distribución de cargas axiales en columnas y vigas arrojó resultados similares con ambas metodologías. Los efectos de torsión fueron considerables únicamente bajo consideraciones dinámicas.

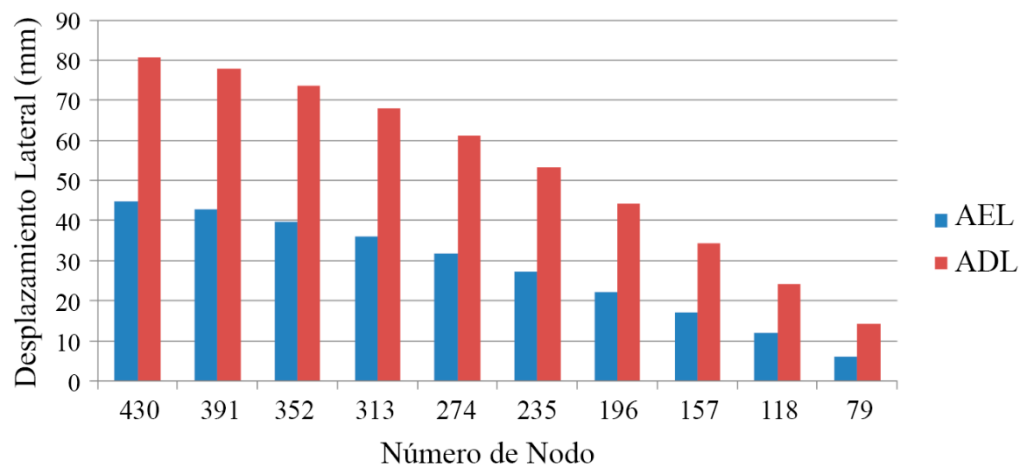


Figura 8. Desplazamiento lateral de los nodos, obtenidos con el análisis estático lineal (AEL) y el análisis dinámico lineal (ADL). Modificado de Anirudh *et al.* (2015).

Shuang *et al.* (2017), utilizaron un modelo a escala de una edificación de tres niveles, estructurada mediante marcos de concreto en dos direcciones, con el fin de evaluar la veracidad de los resultados obtenidos con la metodología de análisis no lineal *pushover*; además, se realizó la comparativa de resultados con el ADNL.

El AENL se desarrolló con apego al procedimiento de la linearización equivalente del espectro de capacidad (FEMA-440, 2005), utilizando tres distribuciones de cargas laterales (triangular invertida, uniforme y adaptativa a los modos de vibración superiores). El desarrollo del estudio evaluó los desplazamientos laterales del último nivel, las

distorsiones de los niveles intermedios y la formación de articulaciones plásticas en los extremos de las columnas.

De acuerdo con los resultados obtenidos en la mesa vibratoria, la respuesta sísmica fue estimada correctamente mediante el ADNL. La utilización del análisis AENL ofreció una estimación razonablemente acertada de la formación de los mecanismos de falla, sin embargo, en la etapa de daño severo los resultados presentan un error de hasta 60%. Se pudo concluir que, en este caso particular, el AENL falla al predecir el punto de colapso de la estructura. En la figura 9 se muestran los resultados de la respuesta estructural, donde puede observarse una gran similitud entre las curvas de capacidad de los AENL utilizados y cómo los cuatro análisis utilizados se aproximan de manera eficiente a los desplazamientos obtenidos mediante el experimento.

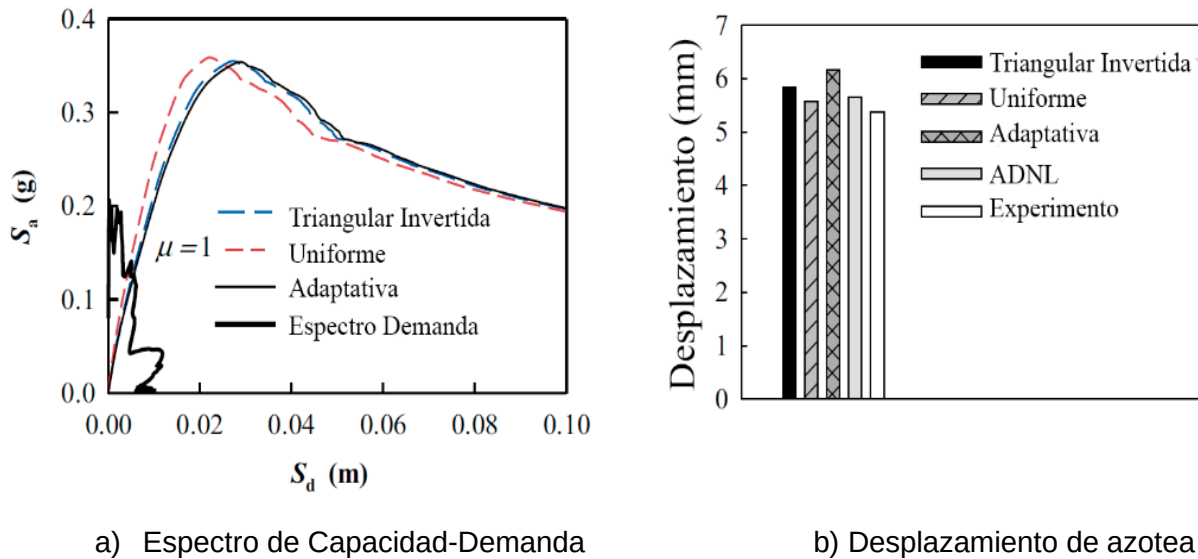


Figura 9. Respuesta sísmica de la estructura con el uso del AENL, para tres distribuciones de carga distintas, y comparativa con los resultados obtenidos por el ADNL y el experimento en mesa vibratoria. Shuang *et al.* (2017).

Petr y Jirí (2017) desarrollaron un proyecto de investigación con el fin de evaluar y comparar los resultados en la respuesta sísmica de una edificación, utilizando las

cuatro metodologías de análisis sísmico (AEL, ADL, AENL y ADNL). La edificación analizada está formada por un sistema estructural a base de marcos de concreto en dos direcciones, distribuidos en dos niveles. Se utilizaron los parámetros de diseño sísmicos para la región de Moravia-Silesia, República Checa.

La tabla 1 muestra la respuesta en función de desplazamientos laterales, obtenida para cada uno de los cuatro análisis utilizados. Se destaca la disminución del desplazamiento máximo para el ADNL y un aumento al doble de desplazamiento respecto a los demás métodos cuando se utilizó el AENL.

Tabla 1. Desplazamiento lateral máximo para los diferentes análisis de cargas sísmicas. Modificado de Petr y Jirí (2017).

Método de Análisis	Desplazamiento Horizontal (mm)	
	Lineal	No Lineal
AEL	1.724	
ADL	1.639	
ADNL		1.543
AENL		3.41

I.5 Justificación del Proyecto

En las Normas Técnicas Complementarias del Estado de Baja California (NTCBC, 2015), se estipula que el estado de Baja California se encuentra conformado principalmente por las zonas sísmicas C y D, las cuales son las más propensas de albergar un sismo de gran magnitud, y en particular el municipio de Ensenada se encuentra catalogada como zona sísmica C. A pesar de la vulnerabilidad sísmica en el territorio de Baja California, los reglamentos locales se limitan a replicar y adaptar las disposiciones de las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México

(NTCCDMX. 2017), esto implica un desfase en los métodos utilizados por las Normas Técnicas de Baja California, debido a que las actualizaciones en reglamentos de diseño no se ven reflejados sino hasta las próximas ediciones, que generalmente se basan en las versiones pasadas de los reglamentos de la Ciudad de México.

La elaboración de estudios comparativos para las diferentes metodologías de análisis sísmico ha demostrado que el comportamiento de las estructuras puede tener diferentes resultados dependiendo de la metodología que se emplee. Tal como se muestra en los estudios realizados en los últimos años, la interpretación de las cargas sísmicas como un problema dinámico ofrece resultados más realistas en cuanto al desempeño de la estructura (Srikanth y Ramesh, 2013) mientras que la consideración del rango no lineal en el comportamiento de los elementos estructurales generalmente conlleva una reducción en las distorsiones laterales, además de definir el mecanismo de falla de la edificación (Mehmed y Sasa, 2010; O'zlem y Alemdar, 2013). De acuerdo con esto, la selección del tipo de análisis a emplear no solamente impacta en la seguridad de la edificación, sino en la economía de la construcción; por consecuencia, el proyectista debería estar capacitado para conocer las diferencias, similitudes y limitaciones de los diferentes tipos de análisis sísmico.

En la región de Baja California, las disposiciones y normativas para diseño sísmico, que se encuentran reglamentadas en la normativa local, cuentan con información limitada en cuanto al uso de los diferentes análisis de cargas sísmicas. El proyecto por desarrollar busca fortalecer las bases en el estudio del comportamiento sísmico en la localidad, mediante la aplicación de diferentes metodologías de análisis

estructural y la inclusión del estudio de los efectos de sitio, haciendo uso del periodo dominante del suelo.

Mediante la obtención del periodo dominante del suelo, se buscará hacer énfasis en la importancia de la microzonificación sísmica de la región, misma que ha sido impulsada previamente (Ibarra *et al.*, 2015).

Capítulo II.

Metodología

II.1 Análisis de cargas

El análisis de las cargas de servicio, así como la determinación de las condiciones generales para diseño sísmico, tales como: sistema estructural, factor de comportamiento sísmico, distorsión permisible, factor de sobre-resistencia, compacidad de las secciones, regularidad y efectos bidireccionales, se realizará con apego a las NTCCDMX (2017). Si bien las NTCBC (2015) ofrecen la información necesaria para realizar el análisis y es el documento que rige en el estado, la reglamentación de la Ciudad de México cuenta con información más completa y actualizada, que se ajusta mejor a los propósitos de este trabajo de tesis.

II.1.1 Carga viva unitaria

La carga viva unitaria fue determinada con base en el destino de piso o cubierta, de acuerdo con la tabla 2, elaborada a partir de los requerimientos de NTCCDMX (2017). El presente trabajo se enfocará a la revisión de los efectos sísmicos, por lo que se utilizarán los valores de W_a , correspondientes a carga viva para revisión de efectos sísmicos.

Tabla 2. Carga viva gravitacional (W_m) y carga para efectos sísmicos (W_a). Valores en kg/m². Modificado de NTCCDMX (2017).

Destino de piso o cubierta		W_a
a)	Habitación (casa habitación, departamentos, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	100
b)	Oficinas, despachos y laboratorios.	180
c)	Aulas.	180
d)	Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).	150
e)	Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	350
f)	Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares).	250
h)	Azoteas con pendiente no mayor al 5%.	70
i)	Azoteas con pendiente mayor al 5%; otras cubiertas, cualquier pendiente	20
j)	Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	70
k)	Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles).	100

II.1.2 Consideraciones de Diseño Sísmico

Para la elaboración del espectro de diseño se utilizarán los factores de reducción de aceleraciones, que a su vez dependen de las características estructurales y de regularidad de la edificación. Las consideraciones sísmicas serán de acuerdo con las NTCCDMX (2017).

II.1.2.1 Reducción de fuerzas sísmicas

Cuando se usen los análisis lineales, será posible reducir las cargas sísmicas mediante el uso del factor de comportamiento sísmico Q que, de acuerdo con las NTCCDMX (2017), puede asignarse con ayuda de la tabla 3, en función del tipo de

estructuración y el grado de ductilidad de las secciones utilizadas. Se determinará un valor independiente para cada dirección de análisis.

Tabla 3. Factor de comportamiento sísmico Q y distorsión máxima permisible Y_{max} de acuerdo con el sistema estructural. Modificado de NTCCDMX (2017).

ESTRUCTURA	DUCTILIDAD	CONDICIÓN	Q	Y_{max}
MARCOS ACERO	ALTA	MARCOS DE ACERO - DUCTILIDAD ALTA	4.0	0.030
	MEDIA	MARCOS DE ACERO - DUCTILIDAD MEDIA	3.0	0.020
MARCOS ACERO + CONTRAVIENTOS	ALTA	CONTRAVIENTOS EXCÉNTRICOS	4.0	0.020
	MEDIA	CONTRAVIENTOS CONCÉNTRICOS (DUCTILIDAD ALTA)	3.0	0.015
	BAJA	CONTRAVIENTOS CONCÉNTRICOS (DUCTILIDAD BAJA)	2.0	0.010

II.1.2.2 Factor de sobre resistencia

El factor de sobre resistencia, R , mide la cantidad de resistencia adicional en la estructura que existe debido al uso de valores de esfuerzos admisibles nominales y la acumulación de factores de resistencia en el diseño estructural. El valor de R se calcula con las siguientes formulas:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (1)$$

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \sqrt{\frac{T}{T_a}} \right] > 0 \quad (2)$$

Donde: R_0 , que es un factor básico de sobre-resistencia estructural, se tomará Igual a 2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor.

K_1 , factor de corrección por hiperestaticidad, será Igual a 1.0 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujiás resistentes en ambas direcciones.

K_2 : Factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas.

T : Periodo natural de la estructura.

T_a : Periodo inicial de la meseta en espectro de diseño.

II.1.2.3 Condiciones de regularidad

El factor de comportamiento sísmico, Q , presenta una reducción en función de la irregularidad estructural del edificio. Las NTCCDMX (2017) listan una serie de requisitos para determinar el factor de corrección, mostrados a continuación:

- a) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- b) La relación de la altura a la dimensión menor de la base no es mayor a cuatro.
- c) La relación largo-ancho de la base no es mayor a cuatro.
- d) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta.
- e) Cada nivel cuenta con diafragma rígido.
- f) El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta.

- g) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.
- h) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores.
- i) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones por diafragmas o por vigas.
- j) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta puede variar de un piso a otro.
- k) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediato inferior.
- l) En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.
- m) En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para Q igual o menor que 3, se utilizará un cociente de 75 por ciento.

II.1.2.4 Corrección del factor de comportamiento sísmico

Las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q por 0.8 cuando la estructura sea irregular y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular. En ningún caso Q' será menor que 1.0.

II.1.2.5 Efectos bidireccionales

Los efectos de los dos componentes horizontales de movimiento del terreno se deben combinar, tomando en cada dirección en que se analice la estructura el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente.

II.1.2.6 Efectos de torsión

La excentricidad torsional, que es calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en la excentricidad accidental e_{ai} en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica (ecuación 3).

$$e = e_s - e_{ai} \quad (3)$$

$$e = 1.5e_s + e_{ai} \quad (4)$$

$$e_{ai} = \left[0.05 + 0.05 \frac{(i - 1)}{(n - 1)} \right] b_i \quad (5)$$

Donde:

e: Excentricidad

e_s : Excentricidad torsional

e_{ai} : Excentricidad accidental

i : número del nivel actual

n : número total de niveles

b_i : Ancho de la edificación en la dirección de análisis, en el nivel i

II.2 Espectro de Aceleraciones del Suelo

La intensidad de las aceleraciones sísmicas generalmente se determina mediante el uso de espectros de diseño. Estos buscan generar una envolvente de espectros de respuesta, como el mostrado en la figura 10, donde se integra la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad de diversos periodos vibratorios.

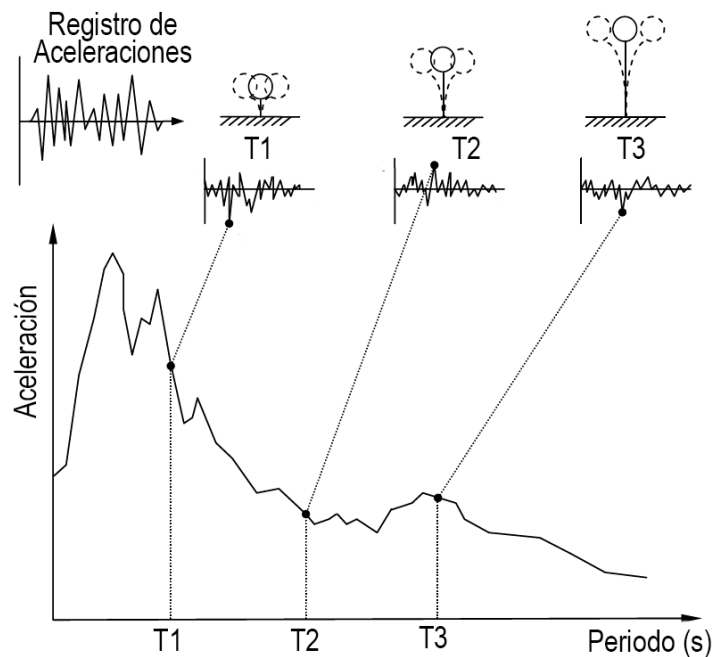


Figura 10. Proceso de creación de un espectro de respuesta. Modificado de Espín *et al.* (2015).

La generación de los espectros de diseño de las normativas nacionales sigue un enfoque probabilista. En este enfoque se trata de determinar todas las maneras posibles, pero relevantes, en que puede ocurrir un sismo potencialmente dañino y sus frecuencias de ocurrir. Se contabiliza no solamente el sismo máximo, también se contabilizan sismos menores, pero más numerosos o frecuentes (MDOC, 2015)

II.2.1 Espectro de diseño NTCBC (2015)

En el estado de Baja California, las NTCBC (2015) definen los parámetros necesarios para generar dicho espectro, en función de la zona sísmica, el tipo de suelo y la clasificación de la estructura. La ciudad de Ensenada, de acuerdo con la figura 11, se localiza dentro de la zona C, con sismicidad alta.

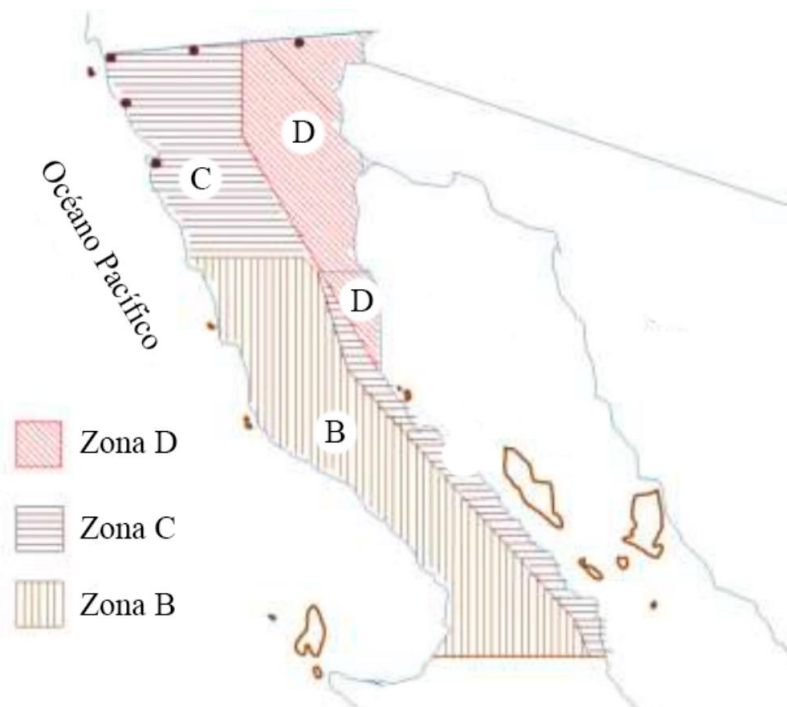


Figura 11. Zonificación del Estado de Baja California para fines de diseño por sismo. Zona D: Sismicidad muy alta, Zona C: sismicidad alta, Zona B: sismicidad media. Modificado de NTCBC (2015).

Las NTCBC (2015), en su capítulo 2, describe la clasificación de las construcciones según su destino. Las estructuras cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, comercios, hoteles, bancos, restaurantes, casas para habitación privada, edificios de apartamentos y oficinas, están dentro de la clasificación B.

Los parámetros para la generación del espectro de diseño de NTCBC (2015), son obtenidos de la tabla 4, en función de la zona sísmica (figura 10), y el tipo de suelo, donde: tipo I es suelo rocoso, tipo II es suelo en transición y tipo III es suelo blando.

Tabla 4. Parámetros para la generación de espectro de diseño. a_0 indica la aceleración inicial, los valores T_a y T_b son los límites de la meseta y c es el valor de aceleración de la meseta máxima. Modificado de NTCBC (2015).

Zona	a_0	Suelo	c	T_a	T_b
B	0.08	I	0.17	0.09	0.6
	0.08	II	0.21	0.09	0.6
	0.08	III	0.25	0.09	0.6
C	0.12	I	0.25	0.11	0.65
	0.12	II	0.32	0.11	0.65
	0.12	III	0.38	0.11	0.65
D	0.25	I	0.29	0.13	0.7
	0.25	II	0.36	0.13	0.7
	0.25	III	0.44	0.13	0.7

II.3 Periodo Dominante del Suelo

Para la obtención del periodo dominante, PD, del suelo se utilizó la técnica de cocientes espectrales, o técnica de Nakamura, la cual se basa en aislar el efecto de sitio mediante el cálculo del cociente de los espectros de Fourier de las componentes horizontales entre la vertical del suelo (Nakamura, 1989). Conocer el periodo dominante

del suelo, en el análisis sísmico, ayuda a revisar que no coincida con el periodo fundamental de la estructura y así no se presenten factores de resonancia, así como también verificar que el periodo dominante del suelo se encuentre dentro de la meseta del espectro de diseño. Si bien, este proyecto de investigación no pretende profundizar en el método, se realizaron mediciones de vibración ambiental para determinar el valor del PD y mostrar el efecto que conlleva su utilización. El procedimiento detallado puede ser consultado en trabajos como Ibarra *et al.*, 2015, Mendoza *et al.*, 1991 y Lermo *et al.*, 1988, estos últimos pioneros en México en el estudio de periodos dominantes.

Para la recolección de registros de vibración ambiental del movimiento del suelo, se contó con el apoyo de personal técnico y equipo de CICESE, la medición se llevó a cabo con un sensor de tres componentes ortogonales marca Kinometrics, configurado a 1/4g para mayor sensibilidad, conectado a una grabadora sísmica SARA, con capacidad de 24Gb.

La obtención del PD del suelo en el sitio donde será desplantada la estructura interviene una serie de pasos en los cuales se contemplan los siguientes:

- a) Elegir un punto de medición en el suelo el cual se encuentre lo más plano y sano posible, es decir, no deberá estar contaminado con material de relleno, concreto por algún tipo de losa o cimentación, fuentes cercanas que generen disturbios como son, antenas, tráfico vehicular, maquinaria, paso de transeúntes, gravilla, pasto, entre otros.
- b) Tomar mediciones de ruido sísmico ambiental con el equipo mencionado anteriormente, con varios segmentos de 5 minutos, esto es para poder elegir el mayor número de ventanas de ruido posibles que se encuentren con señales

limpias. En este estudio, se seleccionaron varias ventanas de 40 segundos. Esta longitud permite que se contenga la información suficiente de ruido necesaria para analizarla, además de que no sea tan larga para que se pueda suponer como una señal estacionaria.

- c) Al seleccionar un número determinado de ventanas por cada componente; horizontales: Norte-Sur y Este-Oeste y la vertical, se realiza un promedio de éstas obteniéndose únicamente un registro por cada componente.
- d) Al tener los tres registros promediados de ruido sísmico ambiental de las tres componentes medidas en el dominio del tiempo, es necesario transformarlas al dominio de la frecuencia, mediante la aplicación de la Transformada de Fourier, esto para facilitar el manejo de datos, ya que en el tiempo la señal es más compleja.
- e) Cuando se tienen los Espectros de Fourier de las tres componentes, se realiza el cociente espectral de las componentes horizontales, contra el vertical, es decir, el cociente espectral Norte-Sur contra Vertical y Este-Oeste contra Vertical (Nakamura, 1989).
- f) A los cocientes obtenidos se les aplica cualquier tipo de suavizamiento para que la gráfica de estos se visualice de una manera más clara el valor del periodo dominante, el cual será la cresta más resaltada en dicha gráfica.
- g) Ambos cocientes, Norte-Sur contra Vertical y Este-Oeste contra Vertical, deberán presentar un valor de Periodo Dominante muy similar o igual.

La figura 12 muestra el acomodo del equipo al momento de realizar una de varias mediciones que se efectuaron el sitio donde se desplantará, en un futuro, la estructura de este trabajo de investigación.

En la configuración del equipo es importante mencionar que el sensor debe estar nivelado, así como posicionar su marca de orientación en la dirección Norte-Sur, para

ello es necesario contar con un nivel de goma y una brújula. Se observa como el sensor se encuentra colocado en un sitio limpio de material ajeno al suelo natural.

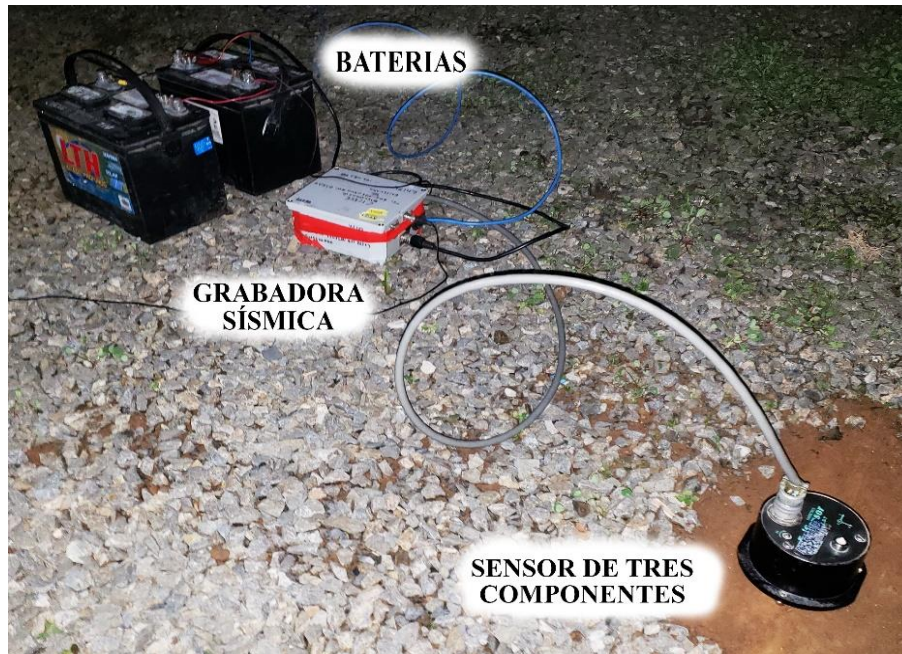


Figura 12. Configuración de equipo para medición de vibración ambiental, el sensor debe estar nivelado y posicionado en orientación Norte-Sur.

Por último, un horario recomendable para este tipo de pruebas puede ser en la noche o en la madrugada, ya que el tráfico vehicular y el posible uso de maquinaria disminuye considerablemente, lo que hace que se tenga una señal de ruido más limpia.

La persona que realiza la medición de ruido sísmico ambiental debe permanecer lo suficientemente alejada del sensor para no afectar con movimientos propios la captura de la señal, así como posibles interferencias del equipo de cómputo.

II.4 Análisis Estático Lineal – Método del Coeficiente

La interpretación de las cargas como fuerzas estáticas es la manera más simple de llevar a cabo un análisis sísmico. En ésta, se toma como base el espectro de respuesta del suelo, ya sea generado por un estudio de sitio o con los espectros de diseño proporcionados por las normas técnicas correspondientes. Mediante la aplicación de procedimientos de dinámica estructural, o con el apoyo de software de análisis estructural, se determina el periodo fundamental de vibración, que indica el tiempo de oscilación de la estructura dentro del modo vibratorio en el que se concentra el mayor porcentaje de participación de masa de la estructura.

Con el uso del periodo fundamental de la estructura se obtiene la aceleración de diseño, esto con apoyo del espectro de respuesta definido previamente. Con la aceleración obtenida se analizan las masas de los entrepisos y se determinan las fuerzas laterales correspondientes, que son aplicadas en los centros de masas de los entrepisos correspondientes (Bazan y Meli, 2002)

De acuerdo con las NTCBC (2015), el uso del análisis estático lineal se limita a estructuras regulares con alturas menores de 30m, y estructuras irregulares con alturas menores de los 20m. A pesar de que el uso del AEL no es adecuado para la edificación en estudio, será utilizado en el presente proyecto de tesis únicamente como comparativa para fines académicos.

La representación de la acción sísmica en el AEL es mediante fuerzas horizontales, que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales. La magnitud de la carga lateral es proporcional a la masa y la elevación del entrepiso en cuestión y se calcula con la expresión 6. La sumatoria de las cargas laterales

en cada entrepiso, en la dirección de análisis, debe ser igual al producto de la masa total del edificio por la aceleración de diseño (cortante basal).

$$f_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \right) \quad (6)$$

Donde:

f_i : Fuerza sísmica en el entrepiso i

c : Aceleración de diseño (coeficiente sísmico)

Q' : Factor de comportamiento sísmico

W_i : Peso del entrepiso i

h_i : Elevación con respecto al nivel del suelo del entrepiso i

Al ser un análisis lineal, el espectro de aceleraciones presenta una reducción en las ordenadas, con el uso de los factores de comportamiento sísmico Q y de sobre resistencia R . Con esto, se busca considerar la disipación de energía sísmica por ductilidad mediante la reducción de las cargas actuantes.

II.5 Análisis Dinámico Lineal – Modal Espectral

El análisis Modal Espectral, por sus características dinámicas, ofrece resultados con un mayor margen de confiabilidad en comparación con el AEL. Para la obtención de las cargas sísmicas laterales se toman en cuenta no menos de tres modos de vibración

de la estructura, asegurando siempre una participación mínima del 90% de las masas de la estructura.

Previo a la realización de un ADL, entonces, se deberá de realizar un análisis modal de la estructura. Las fuerzas sísmicas y los desplazamientos máximos, por entrepiso, se definen en función de la participación de los diferentes modos de vibración utilizados y las aceleraciones correspondientes a los periodos seleccionados se toman de acuerdo con el espectro de respuesta definido previamente (Bazan y Meli, 2002).

La combinación del efecto de los modos seleccionados se realizará mediante la determinación de los modos ortonormales y los coeficientes de participación de las masas, con apoyo de la expresión 9.

$$m_j = \sum m_i z_{ij}^2 \quad (7)$$

$$Z_{ij} = \frac{z_{ij}}{\sqrt{m_j}} \quad (8)$$

$$p_j = \sum m_i Z_{ij} \quad (9)$$

Donde:

m_j : Factor para normalización correspondiente al modo j

Z_{ij} : Desplazamiento lateral del entrepiso i producto del modo j normalizado

z_{ij} : Desplazamiento lateral del entrepiso i producto del modo j

m_i : Masa del entrepiso i

p_j : Coeficiente de participación correspondiente al modo j

Para la determinación de los desplazamientos de la respuesta combinada será necesario calcular las aceleraciones espectrales para cada modo (ecuación 10).

$$A_j = \frac{a_j g}{Q'_j} \quad (10)$$

Donde:

A_j : Aceleración espectral correspondiente al modo j

A_i : Aceleración en fracciones de gravedad correspondiente al modo j

g : Fuerza de gravedad

Q'_j : factor de comportamiento sísmico correspondiente al modo j

El desplazamiento lateral de cada entrepiso, producto de las aceleraciones correspondientes a los modos analizados, se determinará mediante la ecuación 11.

$$U_{ij} = \frac{A_i p_j Z_{ij}}{\omega_j} \quad (11)$$

Donde:

U_{ij} : Desplazamiento lateral del entrepiso i correspondiente al modo j

A_j : Aceleración espectral correspondiente al modo j

p_j : Coeficiente de participación correspondiente al modo j

Z_{ij} : Desplazamiento lateral del entrepiso i producto del modo j normalizado

ω_j : Frecuencia del modo j

La fuerza cortante y la carga concentrada en cada entrepiso, para cada modo de vibrar, se obtiene mediante el producto del desplazamiento lateral (U_{ij}) y la rigidez del entrepiso en cuestión. La suma de las fuerzas en los entrepisos corresponde al cortante basal del edificio (V_j).

La respuesta combinada de cortantes y desplazamientos de los diferentes modos que participan en el análisis, se realizará mediante la raíz cuadrada de la suma de sus cuadrados (SRSS). Esta estimación es correcta únicamente si existe diferencia de al menos 10% entre los periodos de los modos utilizados (NTCCDMX, 2017).

Es necesario revisar que la participación de las masas de los modos utilizados sume no menos del 90% de la totalidad de las masas. Se revisará, con apoyo de la ecuación 12, que el cortante basal obtenido cumpla con el cortante mínimo, $V_{\min}$, correspondiente al cortante basal obtenido mediante el AEL. En caso de no cumplir con el $V_{\min}$ se realizará el ajuste de las cargas laterales de todos los entrepisos, de manera proporcional, con el fin de cumplir este requisito. El ajuste de las acciones sísmicas por cortante basal mínimo no afectará los desplazamientos laterales.

$$V_{min} = a_1 \frac{W}{Q'_1} \quad (12)$$

Donde:

V_{min} : Cortante basal mínimo

a_1 : Aceleración en fracción de la gravedad correspondiente al primer modo

W : Peso total de la edificación

Q'_1 : Factor de comportamiento sísmico correspondiente al primer modo

Tal como se realizó en el AEL, las cargas obtenidas para cada entrepiso serán aplicadas en los centros de masa, considerando las excentricidades para revisión de efectos de torsión.

II.6 Análisis Estático No Lineal *Pushover*

La utilización de un análisis no lineal, como medida de revisión de una estructura previamente diseñada mediante un análisis sísmico, busca verificar los porcentajes de sobre resistencia, estimar los mecanismos plásticos esperados y definir la distribución de daño en la estructura.

La incorporación de las condiciones de no linealidad se lleva a cabo mediante la inducción de mecanismos plásticos en las secciones estructurales, para las dos condiciones de carga ortogonales (X y Y). Con apoyo del modelo estructural tridimensional, se realiza el monitoreo de un nodo de control, localizado en el centro de

masas del último nivel, con el fin de evaluar la edificación mediante un modelo hipotético de un grado de libertad. El procedimiento general para el uso del AENL se muestra en la figura 13, donde, mediante un espectro de aceleraciones se generan patrones de carga, que son aplicados a un sistema de un grado de libertad, con el fin de evaluar los desplazamientos laterales, para entonces generar la curva de capacidad fuerza-desplazamiento (denominada, por sus características, *pushover*) y, finalmente, conocer la respuesta de la estructura.

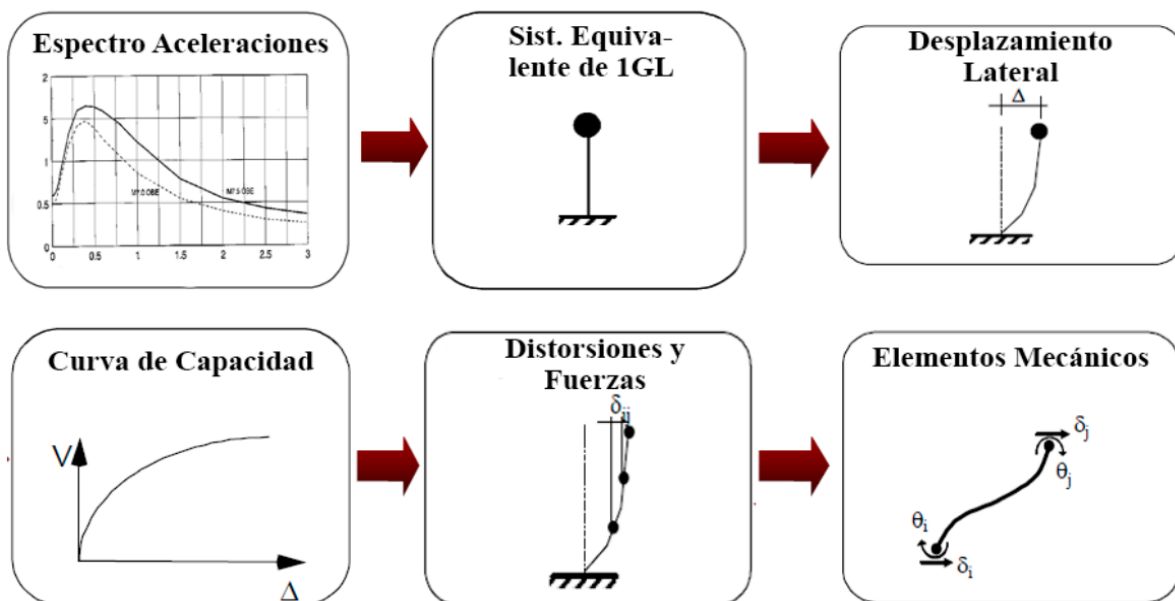


Figura 13. Desarrollo por pasos de un análisis estático no lineal, con el uso de la curva de capacidad *pushover*. Modificado de FEMA-440 (2005).

La curva de capacidad, o curva *pushover*, evalúa el desplazamiento del nodo de control en azotea conforme se aumenta el cortante basal. La configuración mostrada en la figura 14 describe el comportamiento usual de una curva *pushover*. Dentro del procedimiento de análisis se busca generar una representación bilineal (línea negra continua), con el fin de simplificar el análisis, que incluye la zona de comportamiento

lineal (delimitada por V_y y Δ_y) y la recta complementaria con límite en el punto de desempeño (V_d y Δ_d) (FEMA-440, 2005).

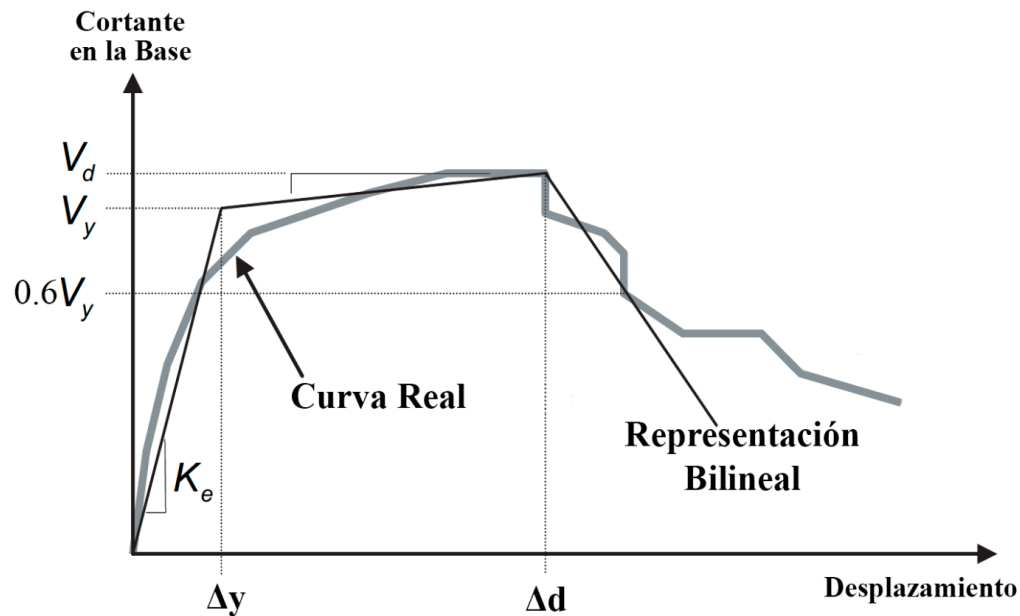


Figura 14. Representación gráfica de la curva de capacidad *pushover*. Modificada de FEMA-440 (2005).

Existen diferentes métodos para la elaboración del análisis estático no lineal. Los diferentes códigos y manuales que utilizan el AENL presentan conceptos que, a pesar de ser muy similares en su enfoque, pueden adaptarse mejor dependiendo de las características del edificio a evaluar. Los métodos más utilizados en la práctica son: el método de coeficiente de desplazamiento (FEMA-356, 2000) y el Método del Espectro de Capacidad (ATC-40, 1996). Ambos procedimientos presentan actualizaciones importantes en FEMA-440 (Improvements of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures). Para la utilización del AENL, se debe de contar con una estructuración y dimensionamiento previamente definido por alguno de los análisis mencionados.

II.7 Articulaciones Plásticas

El comportamiento inelástico de la estructura es tomado en cuenta mediante la incorporación de articulaciones plásticas en columnas, vigas y contravientos. La progresión de daño en estos puntos del elemento se ha estudiado a profundidad, con pruebas experimentales de carga cíclica (Ashwin y Ranjan, 2018) y el uso de software de modelación especializado (Faytarouni *et al.*, 2020).

La formación de articulaciones plásticas está definida por los parámetros establecidos en ASCE/SEI41, 2013 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings), con el uso de gráficos fuerza-deformación de los miembros. Si bien, existen procedimientos más complejos y exactos para evaluar el comportamiento de las articulaciones plásticas, como el desarrollado por Tapia *et al.* (2016), donde se presenta un estudio paramétrico que evalúa el comportamiento de elementos mediante un modelo discretizado en su sección transversal, el uso de los gráficos fuerza-deformación es una alternativa práctica y eficiente para la revisión del comportamiento general del edificio.

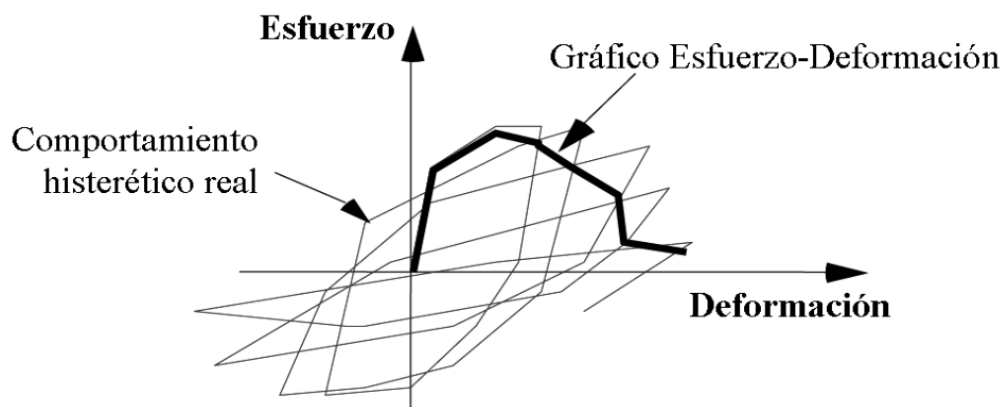
Las articulaciones plásticas, que serán generadas en función de las características de los perfiles estructurales, son ingresadas en el modelo estructural, localizadas en las zonas donde se espera que se generen los mecanismos de falla. Con el fin de garantizar que los puntos de falla ocurran en las zonas esperadas, el proyectista debe realizar la revisión de las características de compacidad de las secciones y resistencia de conexiones, de acuerdo con los reglamentos y códigos correspondientes.

Mediante la experimentación es posible evaluar el comportamiento de los elementos ante ciclos de carga, como se muestra en la figura 15-(a), y, con base en estos, predecir de una manera idealizada la forma de trabajo del elemento para tomarlo

en cuenta dentro del diseño sísmico. La idealización del comportamiento Esfuerzo-Deformación corresponde al mostrado en la figura 15-(b) para material dúctil, semi-dúctil y frágil.

La relación fuerza-deformación generalizada se muestra en la figura 16, que es determinada mediante las ecuaciones designadas en ASCE/SEI41 (2013), señala de manera gráfica los puntos de cambio en el comportamiento del elemento (A, B, C, D y E), e integra los límites IO, LS y CP de acuerdo con la clasificación de los niveles de desempeño sísmico que se verán más adelante.

a) Comportamiento histerético experimental



b) Representación idealizada del comportamiento histerético

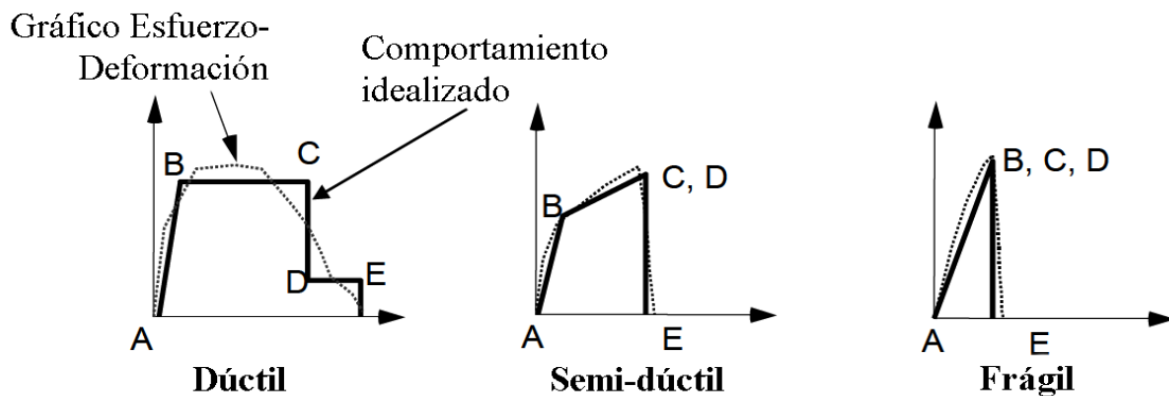


Figura 15. Idealización del comportamiento histerético en articulaciones plásticas. Modificado de FEMA-440 (2005).

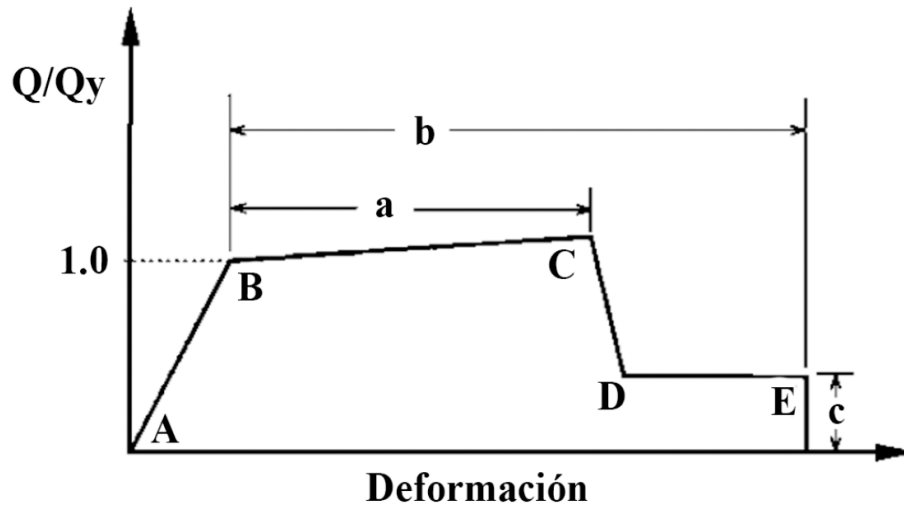


Figura 16. Relación Esfuerzo-Deformación idealizada en Elementos de Acero. Modificada de ASCE/SEI-41 (2013).

En edificaciones con sistema estructural a base de marcos rígidos concéntricamente contraventeados de acero, como el que se estudia en este proyecto, la generación de articulaciones plásticas en contravientos será del tipo Fuerza-Deformación y se espera que se localice al centro de la longitud del elemento. En columnas y vigas, por el contrario, las articulaciones se generarán en los extremos (cerca de conexiones), y son medidas mediante gráficos Momento-Rotación (figura 17), en las que se evalúa la cantidad de deformación rotacional (θ) conforme es aplicado un momento flexionante. De acuerdo con la filosofía de diseño por capacidad, el mecanismo de falla óptimo es en el que fallan: contravientos, vigas y columnas, en ese orden. Se puede considerar que la articulación plástica en un elemento se forma cuando la relación esfuerzo-deformación ha superado el límite B, de acuerdo con la figura 16, y su aportación de rigidez en el sistema se pierde al alcanzar el límite C.

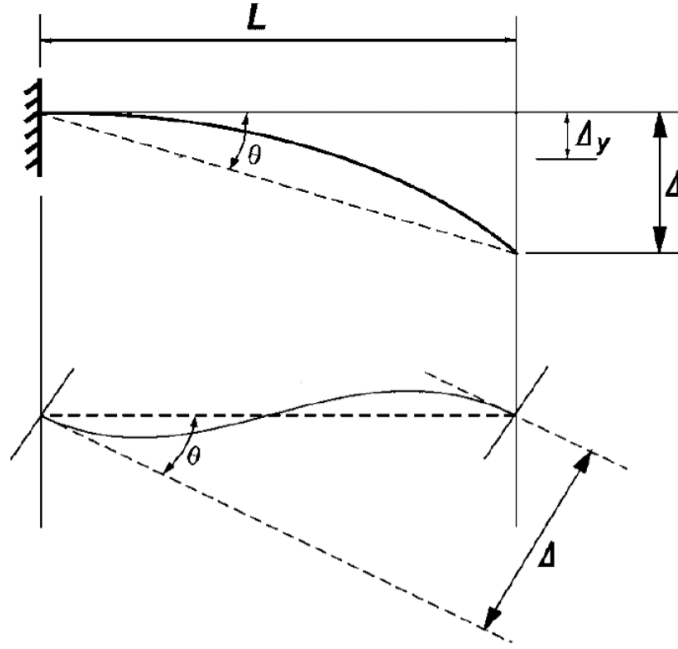


Figura 17. Definición de rotación en el nodo en elementos a flexión. La rotación se presenta con el símbolo θ y el desplazamiento con Δ Modificado de ASCE/SEI-41 (2013).

El comportamiento de las articulaciones plásticas es definido mediante la generación de los gráficos Esfuerzo-Deformación, de acuerdo con las tablas contenidas en ASCE/SEI-41 (2013) y con apoyo de las ecuaciones 13 y 14, para elementos a flexión (vigas) y las ecuaciones 15 y 16 para elementos a flexo-compresión (columnas). Además, se incluyen los parámetros para la localización de los límites de desempeño (IO, LS y CP) del elemento.

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_b}{6EI_b} \quad (13)$$

$$Q_{CE} = M_{CE} = ZF_{ye} \quad (14)$$

$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}l_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \quad (15)$$

$$Q_{CE} = M_{CE} = 1.18ZF_{ye} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}} \right) \leq 1.18ZF_{ye} \quad (16)$$

Donde:

θ_y : Rotación del nodo

Z: Módulo de sección plástico

F_{ye} : Esfuerzo de fluencia efectivo

E: Módulo de elasticidad

l_b : Longitud de viga

l_c : Longitud de columna

E: Módulo de elasticidad

P: Carga axial admisible

P_{ye} : Carga axial admisible efectiva

l_b : Momento de Inercia en el eje de flexión

Q_{CE} : Componente de esfuerzo esperado

M_{CE} : Capacidad de momento plástico.

II.8 Método de Espectro de Capacidad, Linealización Equivalente

El objetivo de la linealización equivalente, utilizada como parte de un procedimiento estático no lineal para un oscilador de un grado de libertad, es estimar la respuesta máxima (desplazamiento) del sistema no lineal con un sistema lineal equivalente, utilizando un periodo efectivo (T_{eff}) y un amortiguamiento efectivo (B_{eff}). En FEMA-440 (2005) se presenta una actualización del método de espectro de capacidad, desarrollado por ATC (*Applied Technology Council*), que se basa en la superposición de la curva de capacidad *pushover* con el espectro de demanda sísmica, con el fin de determinar el punto de trabajo de la estructura. El método del espectro de capacidad ha sido ampliamente utilizado en proyectos de investigación; Ram y Mehedi (2014), Peralta (2012) y Mehmed (2010) analizan su aplicación en diversos tipos de estructuras.

Para poder realizar la interacción de la curva *pushover* y el espectro de demanda sísmica, es necesario realizar la conversión de ambos gráficos a su forma ADRS (por sus siglas en inglés: *Acceleration-Displacement Response Spectrum*) mediante las ecuaciones contenidas en el capítulo 8 del ATC-40 (1996).

La superposición de los gráficos de la curva de capacidad y espectro de demanda se muestra en la figura 18, donde se puede apreciar el punto de desempeño (a_{pi} y d_{pi}), dado por la intersección de los dos gráficos. En línea discontinua se muestra el espectro de demanda Inicial, que es alterado producto del cambio en el amortiguamiento del sistema, para dar lugar al espectro de demanda modificado. Las rectas diagonales, T_0 y T_{eff} , indican los periodos inicial y efectivo, respectivamente. El periodo efectivo T_{eff} es el correspondiente al punto de desempeño.

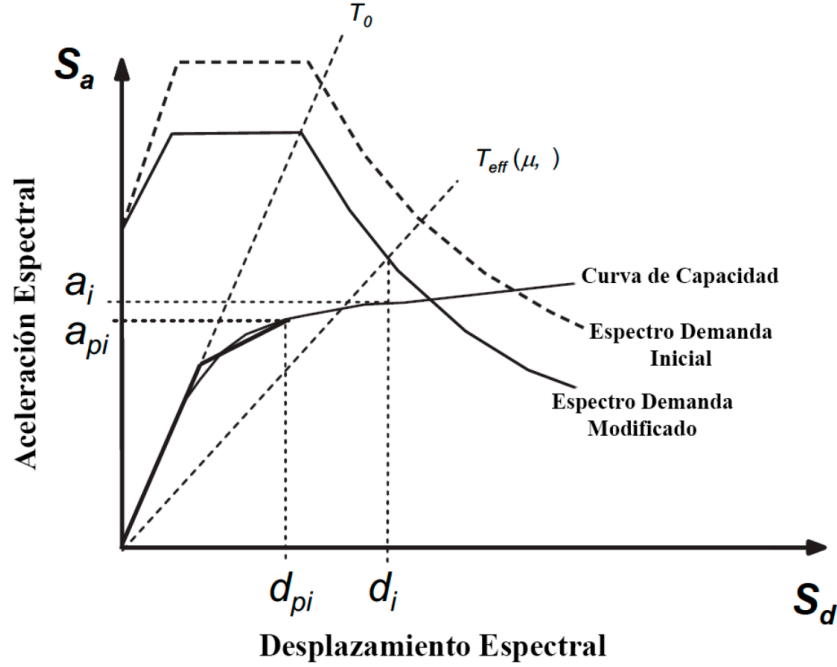


Figura 18. Superposición de los espectros de capacidad y demanda en su forma ADRS. a_i y d_i representan las coordenadas del punto de desempeño en cada iteración. Los límites a_{pi} y d_{pi} señalan el punto de desempeño final. Modificado de FEMA-440 (2005).

La transformación del espectro de capacidad, o curva *pushover*, a su forma ADRS se lleva a cabo con ayuda de las ecuaciones 19 y 20 para aceleración y desplazamiento espectral, respectivamente. Las expresiones 17 y 18 son utilizadas para definir los parámetros modales del sistema.

El espectro de respuesta del suelo, o espectro de demanda, únicamente sufre modificación en las abscisas, con uso de la ecuación 21, correspondiente a desplazamiento espectral.

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}} \quad (17)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (18)$$

Donde:

PF_i: Factor de participación modal del 1er modo

α₁: Coeficiente de masa modal del 1er modo

w_i/g: Masa asignada al nivel i

φ_{i1}: Amplitud del modo 1 en el nivel i

$$s_{ai} = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (19)$$

$$s_{di} = \frac{\Delta_r}{PF_1 \phi_{1r}} \quad (20)$$

Donde:

W: Masa del edificio

V: Cortante en la base

Δ_r: Desplazamiento lateral en último nivel

S_a: Aceleración espectral

S_d: Desplazamiento espectral

$$s_d = \frac{T_s^2}{4\pi^2} S_a \quad (21)$$

Donde:

S_a : Aceleración espectral

S_d : Desplazamiento espectral

T_s : Periodo del suelo

Para la generación de la curva de capacidad se utilizarán dos distribuciones de cargas laterales, de acuerdo con FEMA-440 (2005). La primera será una distribución de cortantes correspondiente a un análisis modal espectral, en el que se incluyan no menos del 90% de las masas totales del edificio. Adicionalmente, se usará una distribución compuesta por fuerzas laterales proporcionales a las masas de cada nivel. La evaluación de la respuesta de la estructura con diferentes patrones de carga permite evaluar posibles comportamientos, como se ejemplifica en Abhilash *et al.* (2009). Otros enfoques han sido propuestos en los últimos años, donde se busca incorporar la aportación de los modos superiores (Amini y Poursha, 2016, Rahmani *et al.*, 2019) en edificios altos o generar patrones de cargas adaptativos en función de la respuesta del edificio (Jalilkhani *et al.*, 2020; Chopra y Goel, 2002).

En el método del espectro de capacidad se asume que el amortiguamiento equivalente del sistema es igual al área encerrada por la curva de capacidad. El periodo equivalente, T_{eq} , es interpretado como la recta del periodo secante en la que la demanda intercepta la curva de capacidad (figura 19). La correlación entre los factores hace

entonces que este sea un proceso iterativo, dado que, la presencia de las articulaciones plásticas durante el análisis estructural modifica la respuesta general de la estructura (periodo y amortiguamiento) y con ello la demanda sísmica.

La linealización equivalente de la curva de capacidad, mediante la generación de una gráfica bilineal, es una alternativa eficaz y simple para la determinación de los parámetros de reducción de demanda. El periodo efectivo es calculado con uso de la ecuación 24 y el amortiguamiento efectivo se determina con la expresión 25, con apoyo de la gráfica bilineal, formada por: el origen, el punto de fluencia idealizado (a_y , d_y) y el punto de desempeño (a_{pi} , d_{pi}), como se muestra en la figura 19.

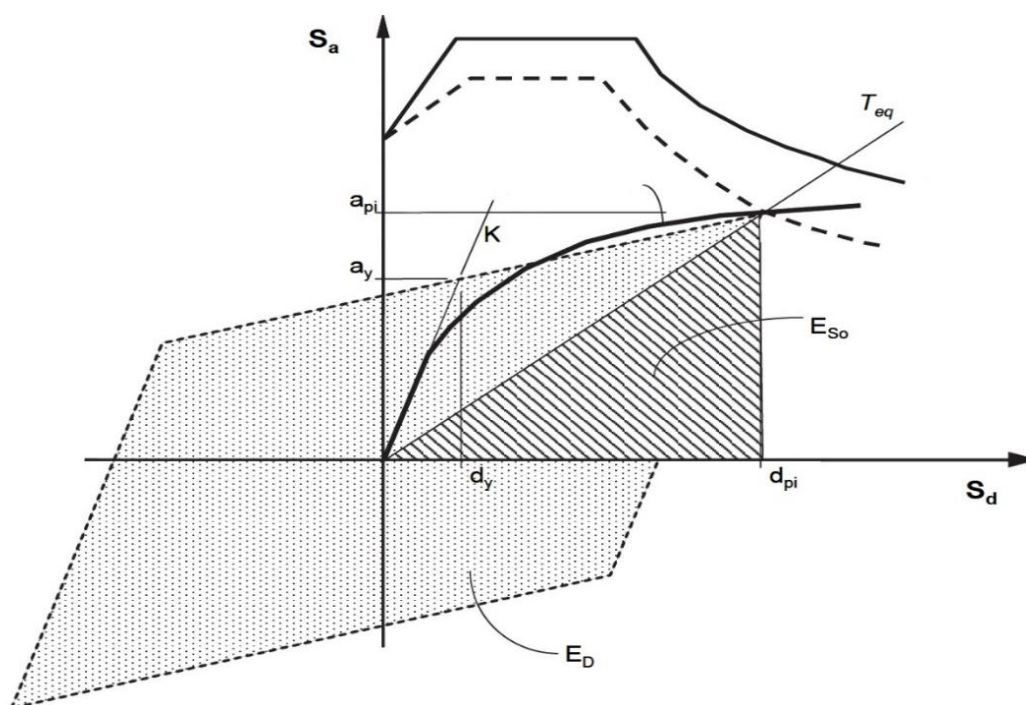


Figura 19. Representación gráfica de la disipación de energía en el espectro ADRS. E_D : Energía disipada por amortiguamiento. E_{So} : Energía máxima de deformación. Modificada de FEMA-440 (2005).

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} \quad (22)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (23)$$

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0 \quad (24)$$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (25)$$

Donde:

d_{pi} : Desplazamiento en punto de desempeño

a_{pi} : Aceleración en punto de desempeño

d_y : Desplazamiento en punto de fluencia

a_y : Aceleración en punto de fluencia

T_{eff} : Periodo efectivo del sistema

β_{eff} : Amortiguamiento efectivo del sistema

μ : Ductilidad

β_0 : Amortiguamiento inicial

T_0 : Periodo inicial

La modificación del amortiguamiento y el periodo efectivos modificará el gráfico de demanda sísmica en cada iteración, reduciendo en cada paso las aceleraciones de diseño. El proceso iterativo terminará una vez que haya convergencia.

El punto de desempeño de la edificación es el localizado en la intersección de los dos gráficos. La respuesta de la estructura es evaluada para el desplazamiento correspondiente al punto de desempeño. La generación de articulaciones plásticas y el mecanismo de falla del edificio serán medidos en este punto.

II.9 Objetivos de Desempeño

En reglamentos de diseño internacionales se busca definir el nivel de desempeño de las edificaciones, que se determina con la selección del riesgo sísmico y el nivel de desempeño estructural. La clasificación de los niveles de desempeño se aborda ampliamente en ASCE/SEI 41 (2013), FEMA-356 (2000) y ATC-40 (1996), por mencionar algunos. De acuerdo con ATC-40 (1996), existen cuatro clasificaciones principales dentro de la gama de combinaciones que definen el nivel de desempeño de una edificación (tabla 5).

1-A Operacional: El daño en la estructura no compromete la seguridad de los usuarios. Reparaciones menores.

2-A Ocupación Inmediata: El criterio de diseño más utilizado en edificaciones convencionales. Los espacios y sistemas del edificio no pierden funcionalidad. La continuidad de los servicios de la edificación no necesariamente es garantizada.

3-C Seguridad de Vidas: La edificación presenta daño, con una probabilidad extremadamente baja de pérdidas humanas, sin embargo, puede haber riesgo por colapso de elementos no estructurales y daño en instalaciones.

5-E Estabilidad Estructural: La edificación presenta estabilidad estructural únicamente ante cargas verticales. Existe riesgo por colapso de elementos no estructurales.

En los reglamentos y manuales de diseño sísmico nacionales se adoptan niveles de desempeño en función de estados límites de servicio colapso.

Tabla 5. Niveles de desempeño estructural para revisión de acciones sísmicas. Modificado de FEMA-356 (2000).

Nivel de desempeño No-Estructural	Nivel de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daño	SP-3 Seguridad de Vidas	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vidas	2-B	2-B	3-C Seguridad de vidas	4-C	5-C	6-C
NP-D Riesgo Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Capítulo III.

Análisis Estructural y resultados

III.1 Descripción del Proyecto

La edificación que se pretende analizar se encontrará localizada en las coordenadas 31°51'37" N-116°37'11" W, en el municipio de Ensenada, Baja California, y será utilizado como hotel y comercios, y cuenta con una altura de 36.54m sobre el nivel de calle. La fachada principal se muestra en la figura 20.



Figura 20. Fachada arquitectónica este. Los NPT (nivel de piso terminado) indican la elevación del entrepiso.

Como puede observarse en la figura 21, la planta arquitectónica posee irregularidades geométricas importantes en sus primeros niveles. Además, en elevación, la planta sufre una disminución de aproximada del 60% en su tamaño. En la figura 22 se muestra la distribución arquitectónica en los niveles de la zona de hotel.



Figura 21. Planta arquitectónica de 2do nivel, zona de comercios y patio. La torre principal se muestra en línea discontinua. Dimensiones en metros.



Figura 22. Planta arquitectónica de niveles superiores (4-11). Dimensiones en metros.

Debido a las irregularidades geométricas, tanto en planta como en elevación, se optó por dividir el edificio en dos estructuras independientes con el fin de obtener un comportamiento sísmico más adecuado. El presente documento trabajará con la torre principal, que se muestra en la figura 23, donde se concentra el 70% del área de construcción del edificio y contempla los ocho niveles que alojan el hotel, dos niveles de locales comerciales y un nivel de estacionamiento. De acuerdo con las recomendaciones de las NTCCDMX (2017) el estacionamiento subterráneo no será incluido en el análisis sísmico, por lo que el modelo estructural se distribuirá en once niveles.

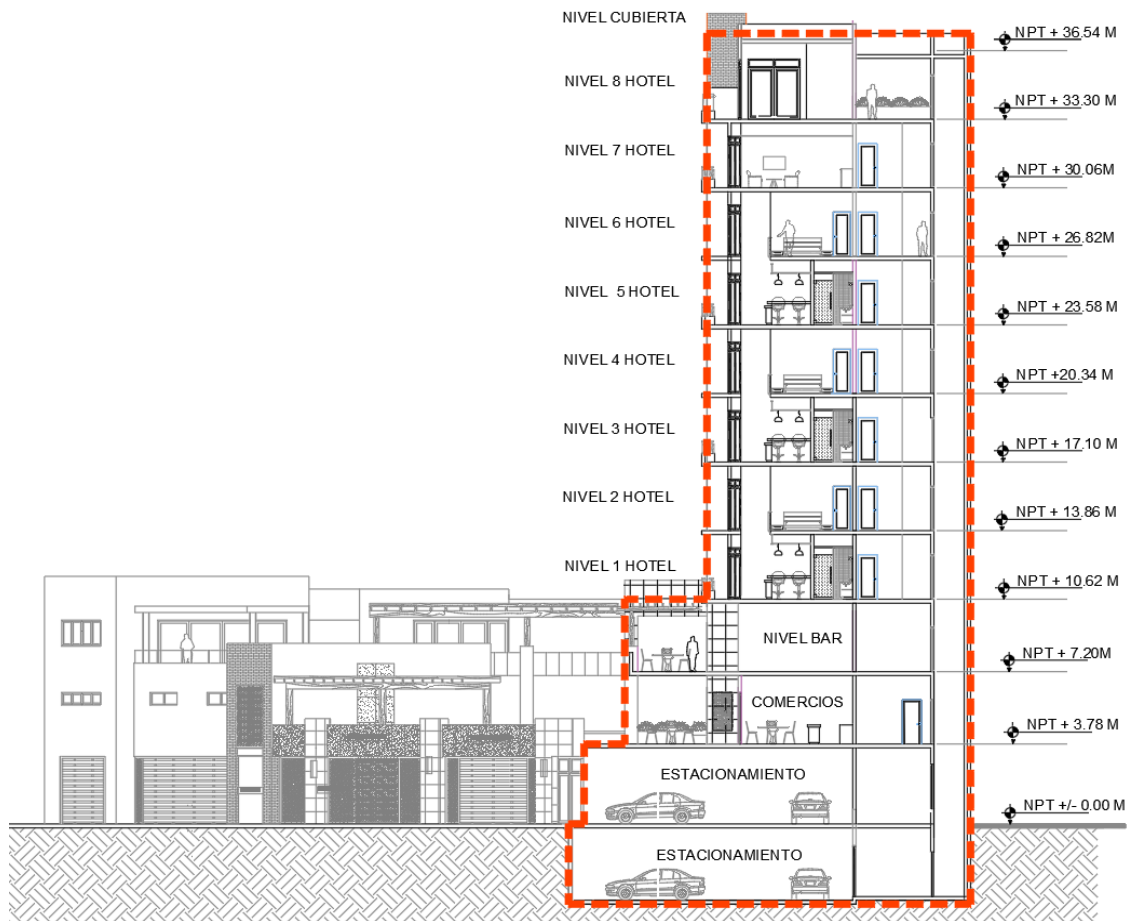


Figura 23. Elevación arquitectónica. La torre principal se muestra en línea discontinua. Los NPT (nivel de piso terminado) indican la elevación del entrepiso.

III.2 Análisis Estructural

La distribución de cargas en los elementos, el análisis estructural y la respuesta de la edificación fueron evaluados con apoyo de software comercial para análisis y diseño estructural, SAP2000.

El modelo tridimensional utilizado se aprecia en la figura 24. Se llevó a cabo siguiendo la estructuración previamente abordada, y se tomaron en cuenta las

condiciones de apoyo señaladas para cada elemento. Las bases se consideraron empotradas, con la capacidad de generar reacciones por carga axial, momentos flexionantes y fuerzas cortantes.

Como apoyo para la elaboración del análisis estructural, se siguieron las recomendaciones de Tapia y Tena (Vol. I y II, 2013) para diseño de marcos de acero contraventeados.

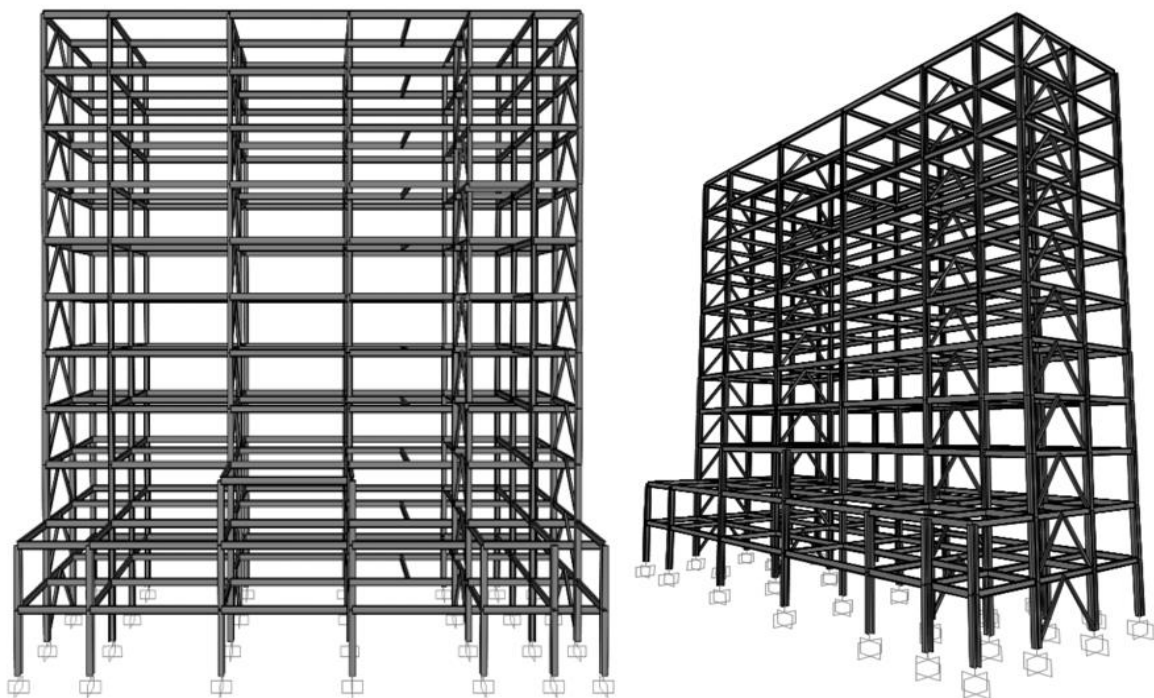


Figura 24. Modelo estructural tridimensional. Elaborado en SAP2000. El nivel de sótano no fue considerado para la revisión de efectos sísmicos.

III.2.1 Secciones estructurales.

Se manejó una estructuración a base de marcos rígidos de acero en la dirección longitudinal y marcos concéntricamente contraventeados en la dirección transversal. En la figura 25 se muestran las secciones estructurales utilizadas en el proyecto. En

columnas y vigas (primarias y secundarias) se utilizaron secciones comerciales de acero tipo “w” y en contravientos perfiles tubulares rectangulares (PTR).

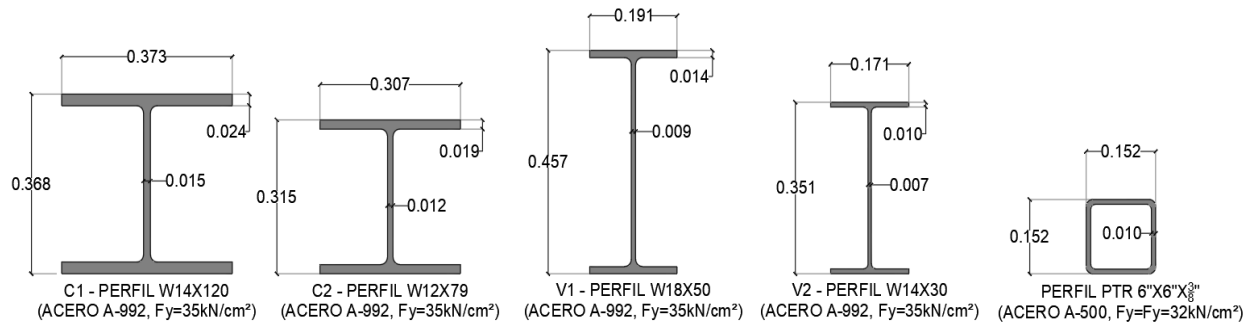
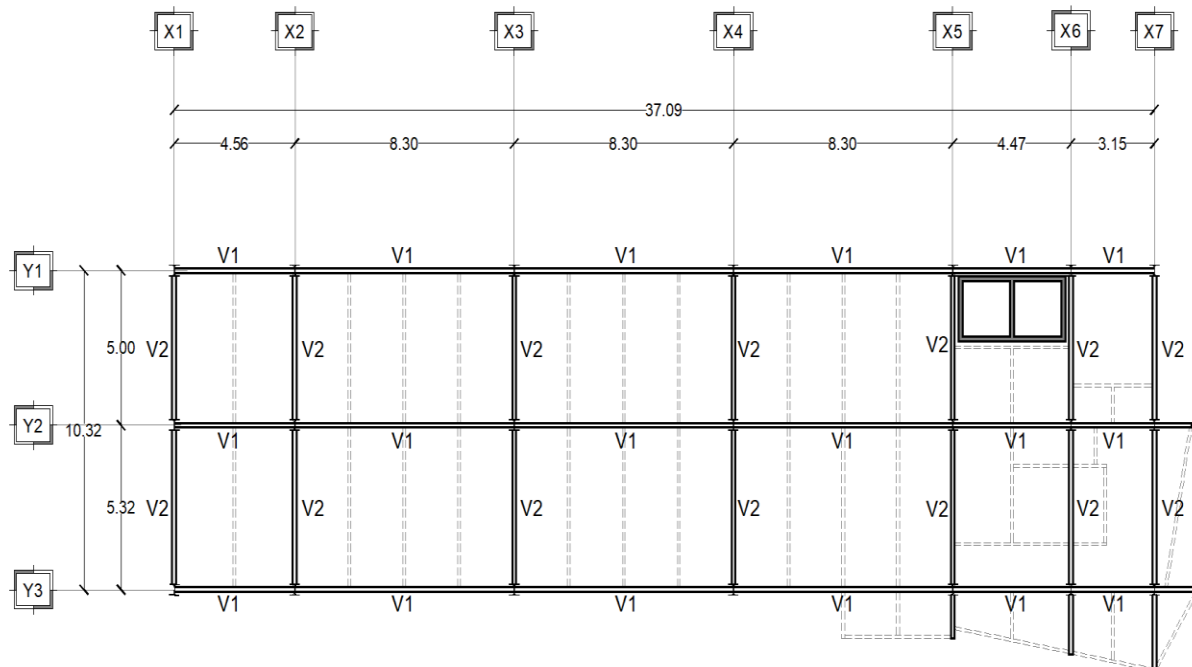
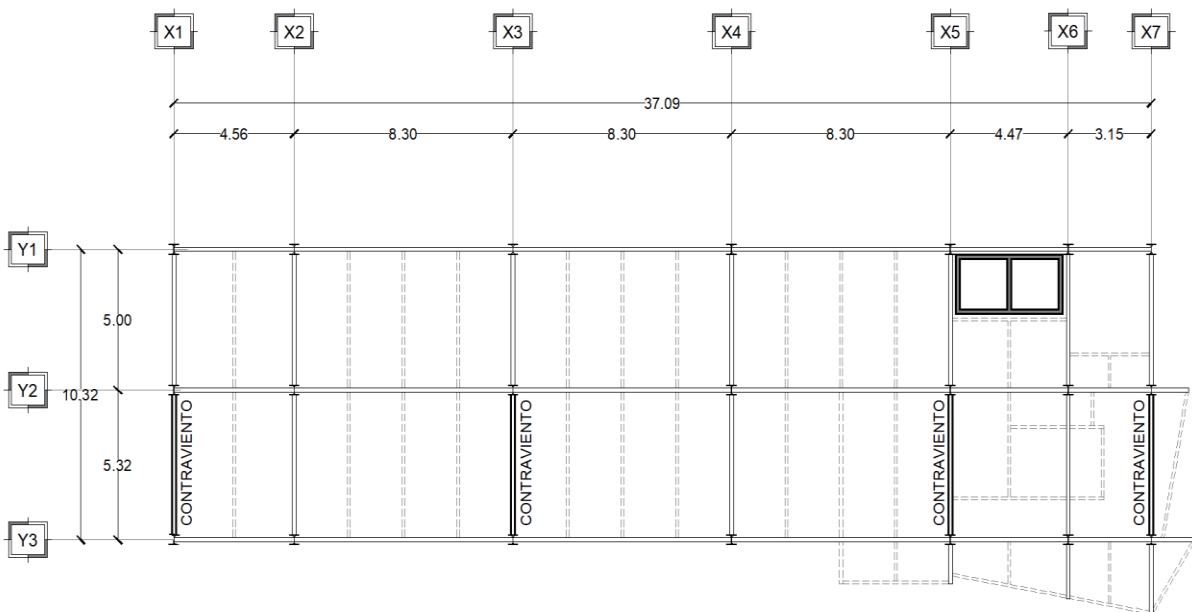


Figura 25. Secciones estructurales utilizadas en columnas (C1 y C2), vigas (V1 y V2) y contravientos (tubular). Dimensiones en metros.

La formación de marcos rígidos se muestra en la figura 26-a. Los elementos V1 y V2, correspondientes a las vigas principales, se apoyan en las columnas mediante conexiones rígidas con la capacidad de resistir momentos y cortantes. Todas las plantas presentan la misma distribución de vigas. El sistema de rigidez lateral complementario (contravientos) se distribuye de acuerdo con la figura 26-b, en los ejes X1, X3, X5 y X7, entre los ejes Y1 y Y2. La distribución de columnas y contravientos se muestra en las figuras 27-a y 27-b. Se utilizarán secciones C1 en los primeros cuatro niveles, el resto de las columnas serán de sección C2. Los contravientos serán concéntricos, del tipo chevrón, y poseerán conexiones que impidan la transmisión de momentos flexionantes a los nodos.

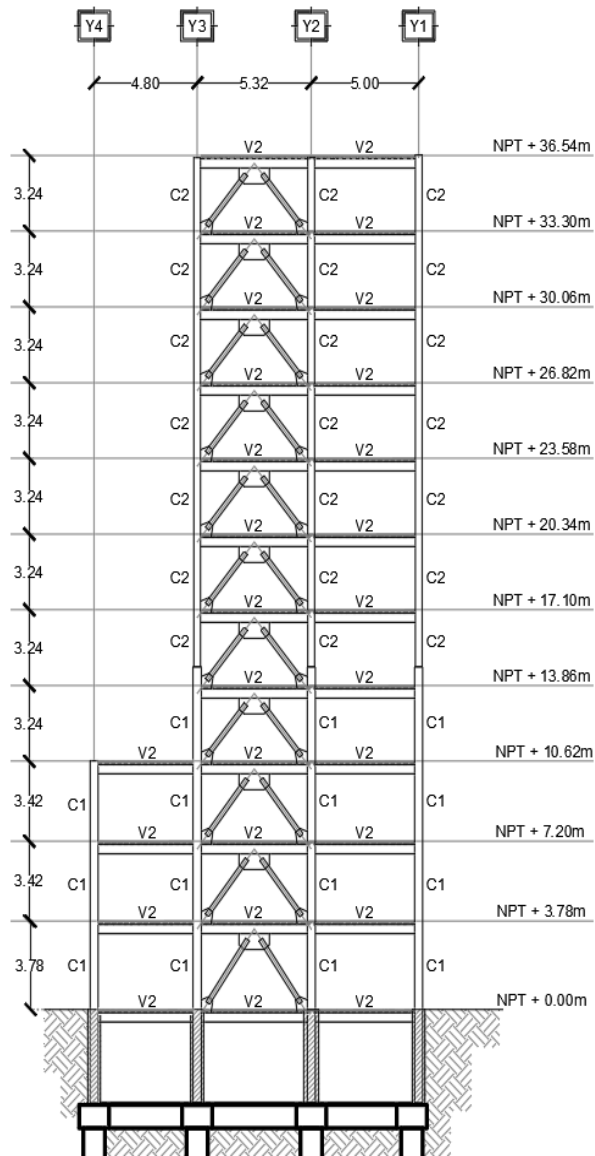


a) Distribución de elementos estructurales

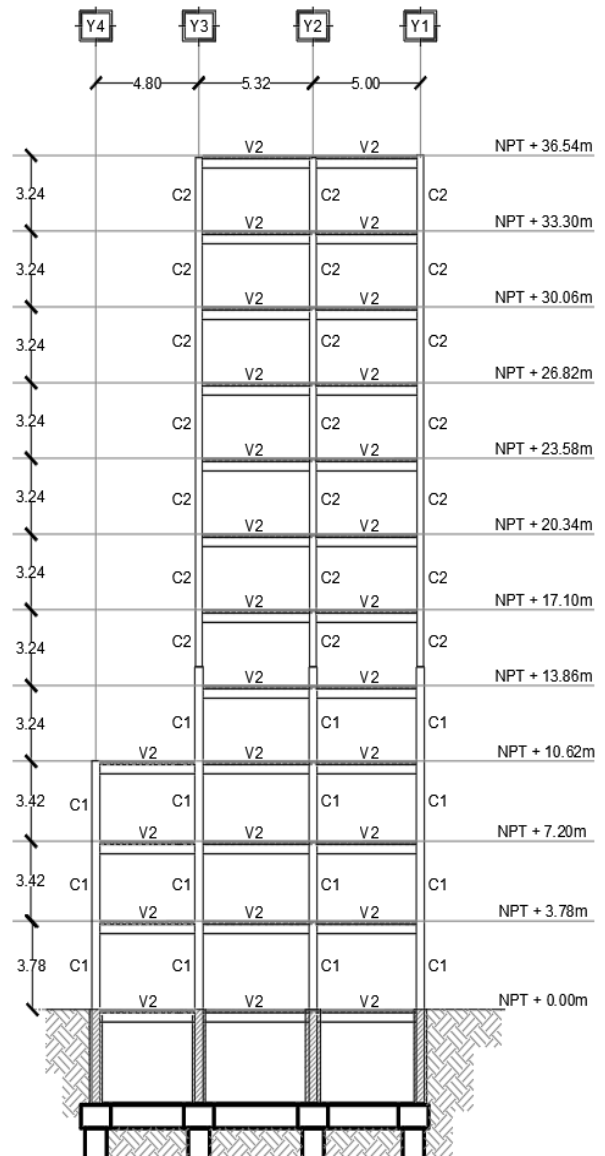


b) Localización de contravientos

Figura 26. Plantas estructurales. a) Distribución de elementos estructurales y b) Localización de marcos contraventeados. Dimensiones en metros.



a) Elevación estructural en eje X3



b) Elevación estructural en eje X4

Figura 27. Elevaciones estructurales en dirección transversal. a) Eje contraventeado, b) eje sin contraviento. Dimensiones en metros.

III.3 Análisis de Cargas Gravitacionales.

III.3.1 Carga muerta gravitacional.

La carga muerta de servicio será de 375kg/m^2 . En esta, se incluye el peso de lámina de acero, concreto hidráulico, acabado de losa, plafones, instalaciones, muros divisorios y sobrecarga para losas coladas en sitio.

III.3.2 Carga viva gravitacional.

Para la revisión de efectos sísmicos se utilizarán los valores de W_a mostrados previamente en la tabla 2. El primer y segundo entrepiso utilizarán una carga viva de 100kg/m^2 , correspondiente a garajes y estacionamientos. Al tercer entrepiso y la terraza, considerados como lugares de reunión, les corresponden 250kg/m^2 . El resto de los entrepisos serán utilizados como cuartos de hotel, con carga viva de 100kg/m^2 , a excepción de la cubierta, a la cual se le asignará 70kg/m^2 .

III.4 Consideraciones sísmicas

El análisis de cargas sísmicas se realizará, de acuerdo con los requerimientos de las NTCCDMX (2017), en dos direcciones ortogonales (X y Y) como se muestra en la figura 28. Así entonces, el sistema de contraventeo se encontrará actuando en dirección Y.

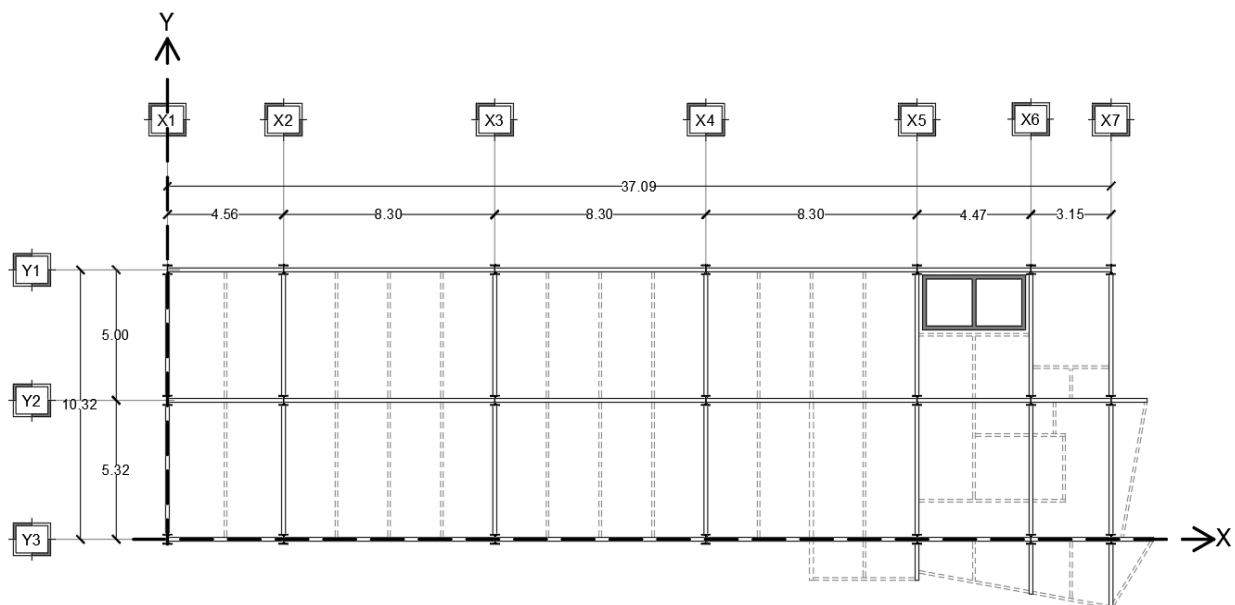


Figura 28. Orientación de la planta estructural con respecto a dos ejes ortogonales X y Y.

III.4.1 Clasificación de la estructura

Estructura del grupo B: edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones industriales no incluidas en el grupo A. De acuerdo con NTCCDMX (2017).

III.4.2 Coeficientes de reducción de espectro

La determinación del nivel de ductilidad del sistema estructural se define de acuerdo con los límites (baja, media o alta) contenidos en las tablas 6 y 7, que fueron elaboradas en función de los límites que indican las NTCCDMX (2017). Con el fin de seleccionar el factor de comportamiento sísmico adecuado, fue necesario revisar cada una de las secciones que conforman el sistema estructural de cada dirección de análisis.

Tabla 6. Clasificación de las secciones de vigas y columnas de acuerdo con su nivel ductilidad. NTCCDMX (2017).

Sección W	E (KSI)	F _y (KSI)	Patín			Alma			Clasificación
			b/t	λ_{da}	λ_{dm}	h/t _a	λ_{da}	λ_{dm}	
1 W14 X 120	29000	50	7.80	7.22	9.15	19.30	53.52	65.651	Ductilidad media
2 W12 X 79	29000	50	8.22	7.22	9.15	20.70	53.52	65.651	Ductilidad alta
3 W18 X 50	29000	50	6.57	7.22	9.15	45.20	53.52	65.651	Ductilidad alta
4 W14 X 30	29000	50	8.74	7.22	9.15	45.40	53.52	65.651	Ductilidad media

Tabla 7. Clasificación de las secciones de contravientos de acuerdo con su nivel ductilidad. NTCCDMX (2017).

Sección PTR	E (KSI)	F _y (KSI)	b	t	b/t	λ_{da}	λ_{dm}	Clasificación
6X6X3/8	29000	46	0.1139	0.0095	11.99	13.81	16.07	Ductilidad alta

El sistema estructural en dirección X es a base de marcos de acero de ductilidad media; además, se determinó que la estructura es irregular, por lo que el factor $Q'=2.40$. El factor de sobre-resistencia será $R=2.0$ y la distorsión máxima permisible es $Y=0.020$.

Por su parte, en dirección Y se cuenta con un sistema de marcos concéntricamente contraventados de ductilidad alta. La estructura es irregular, por lo que los valores de reducción de ordenadas espectrales serán $Q'=2.40$ y $R=2.0$. La distorsión máxima permisible será $Y=0.015$.

III.4.3 Localización de centros de masas por entrepiso

Para la aplicación de las cargas laterales y la evaluación de la respuesta sísmica del edificio, es necesario conocer los centros de masa de cada entrepiso. En la tabla 8

se muestran los resultados de un análisis de momentos, generados con las masas y coordenadas de los nodos, para cada entrepiso.

Tabla 8. Coordenadas de centros de masas por nivel.

Nivel	Masa (kg)	Coordenada (m)		
		X	y	z
Entrepiso 1	44103	18.37	7.41	3.78
Entrepiso 2	52352	18.35	7.43	7.20
Entrepiso 3	35503	19.15	8.81	10.62
Entrepiso 4	30440	18.50	9.59	13.86
Entrepiso 5	31925	19.34	9.42	17.10
Entrepiso 6	30228	18.49	9.59	20.34
Entrepiso 7	31925	19.34	9.42	23.58
Entrepiso 8	30228	18.49	9.59	26.82
Entrepiso 9	31925	19.34	9.42	30.06
Entrepiso 10	31925	19.34	9.42	33.30
Entrepiso 11	30997	19.65	9.53	36.54

III.5 Análisis modal

Los periodos de desplazamiento y la distribución de las masas de los diferentes modos de vibración de la estructura, para las dos direcciones ortogonales de análisis, fueron obtenidos a mano, y comparados con los resultados generados con el análisis de SAP2000. La tabla 9 muestra los desplazamientos, en centímetros, de los tres modos vibratorios principales, para las dos direcciones de análisis.

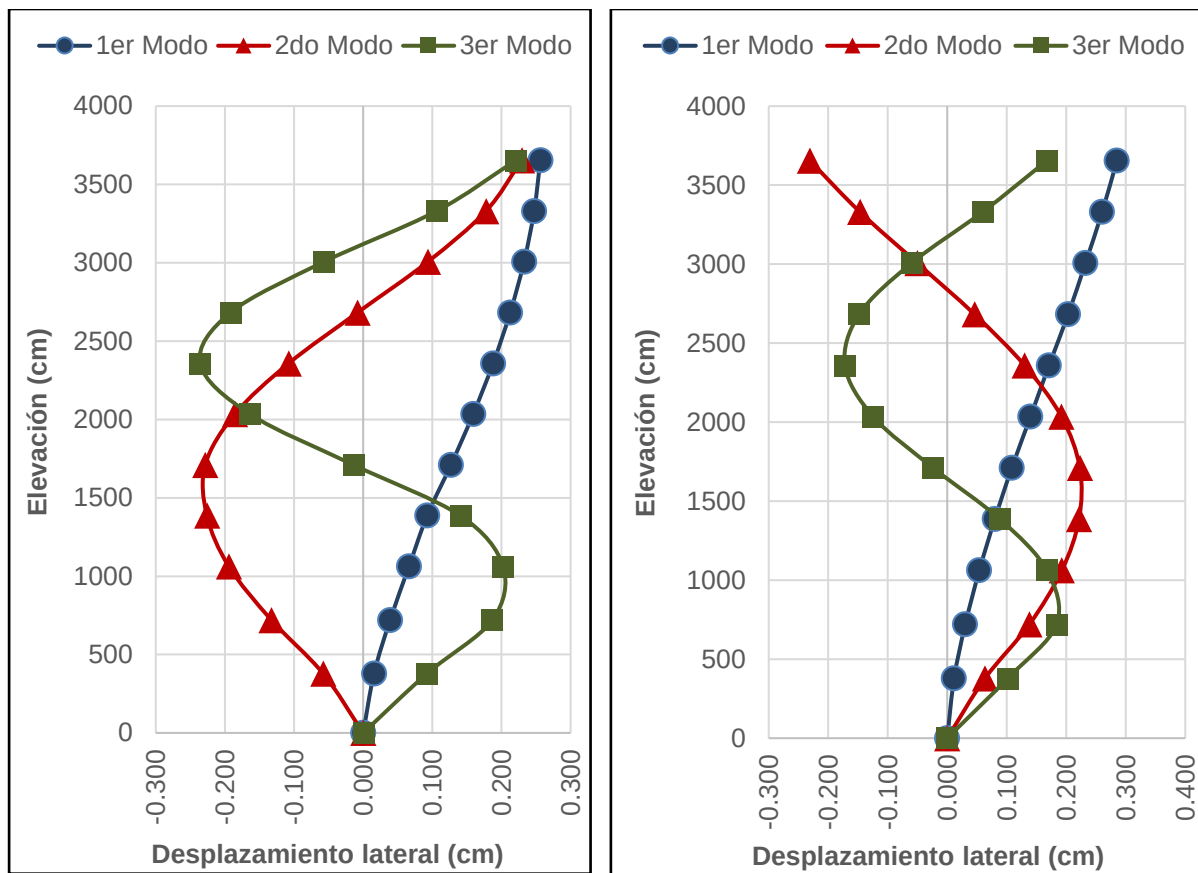
Como puede apreciarse en la figura 29, el comportamiento de las masas varía considerablemente para los tres modos vibratorios. El primer modo es el modo fundamental, donde todas las masas se distribuyen en un solo sentido. Los modos subsecuentes presentan una tendencia a repartir las masas en los dos sentidos.

Tabla 9. Desplazamientos laterales de las primeras tres formas modales, para las dos direcciones de análisis. Exportado de los resultados del análisis modal en SAP2000.

Entrepiso	Elevación (cm)	Desplazamiento lateral X (cm)			Desplazamiento lateral Y (cm)		
		1er Modo	2do Modo	3er Modo	1er Modo	2do Modo	3er Modo
		t=2.499s	t=0.874s	t=0.520s	t=1.484s	t=0.463s	t=0.248s
11	3654	0.256	0.229	0.221	0.285	-0.231	0.167
10	3330	0.247	0.178	0.106	0.260	-0.147	0.059
9	3006	0.233	0.093	-0.057	0.232	-0.050	-0.060
8	2682	0.213	-0.008	-0.192	0.203	0.046	-0.148
7	2358	0.188	-0.108	-0.236	0.171	0.130	-0.172
6	2034	0.159	-0.186	-0.164	0.140	0.192	-0.124
5	1710	0.127	-0.229	-0.014	0.108	0.223	-0.024
4	1386	0.093	-0.226	0.141	0.080	0.221	0.089
3	1062	0.066	-0.194	0.202	0.054	0.193	0.167
2	720	0.039	-0.133	0.187	0.030	0.138	0.184
1	378	0.016	-0.058	0.092	0.012	0.063	0.101
0	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

La distribución de masas, en la dirección X, es de: 72% para el primer modo, 15% para el segundo y 6% para el tercero, obteniendo un porcentaje de participación del 93%. Por su parte, en la dirección Y se cuenta con: 67% para el primer modo, 22% para el segundo y 7% para el tercero, con un porcentaje total del 96%. Debido a que la aportación de masas se encuentra por encima del 90%, para las dos direcciones, es posible trabajar con los modos seleccionados.

La información determinada en el análisis modal será utilizada para la obtención de las aceleraciones sísmicas, con apoyo del espectro de diseño, para cada uno de los análisis por desarrollar (AEL, ADL y AENL). Para la elaboración del análisis modal espectral se hará uso de los desplazamientos laterales de cada modo vibratorio.



a) Desplazamientos modales. Dirección X b) Desplazamientos modales. Dirección Y

Figura 29. Gráfico de desplazamientos laterales de las primeras tres formas modales, para las dos direcciones de análisis.

III.3 Espectros de Diseño de NTCBC (2015)

La demanda sísmica en la estructura se tomó de los espectros de diseño de NTCBC (2015), para el tipo de suelo, zona sísmica e importancia de la edificación. La reducción de las ordenadas, que toma en cuenta la ductilidad y la sobre-resistencia de la estructura, que se llevó a cabo con los parámetros Q' y R , tal como se muestra en la figura 30.

Las aceleraciones correspondientes a cada uno de los tres modos, determinados para ambas direcciones, se muestran en la figura 31. La aceleración correspondiente al modo fundamental (1er modo) es la más baja en ambas direcciones.

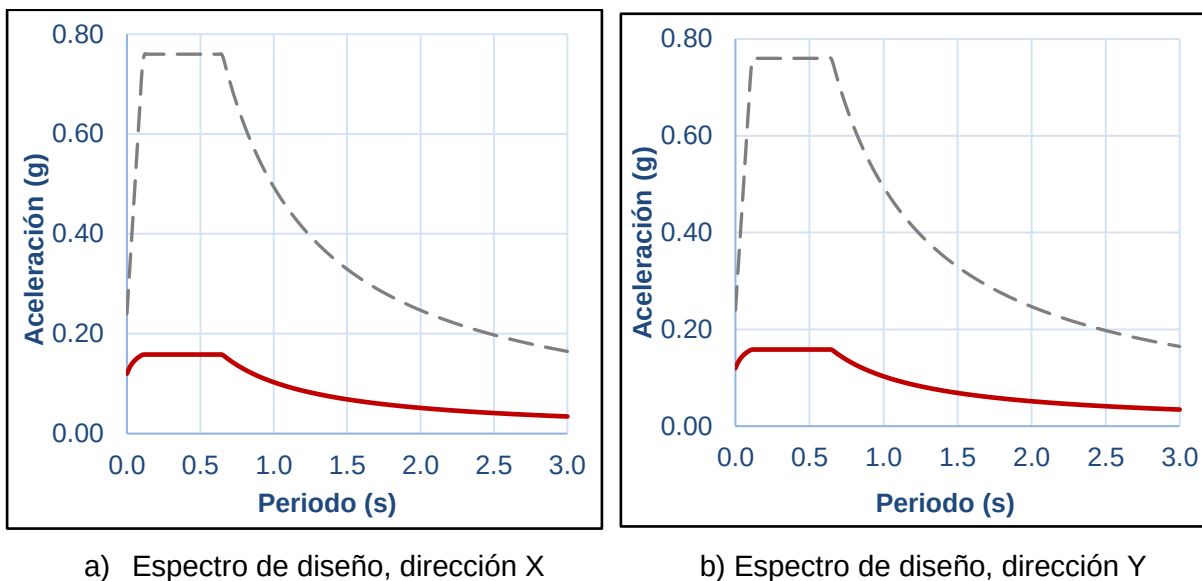


Figura 30. Espectro respuesta NTCBC (2015) para las dos direcciones de análisis. Espectro transparente en línea discontinua. Espectro reducido con Q' y R en línea continua.

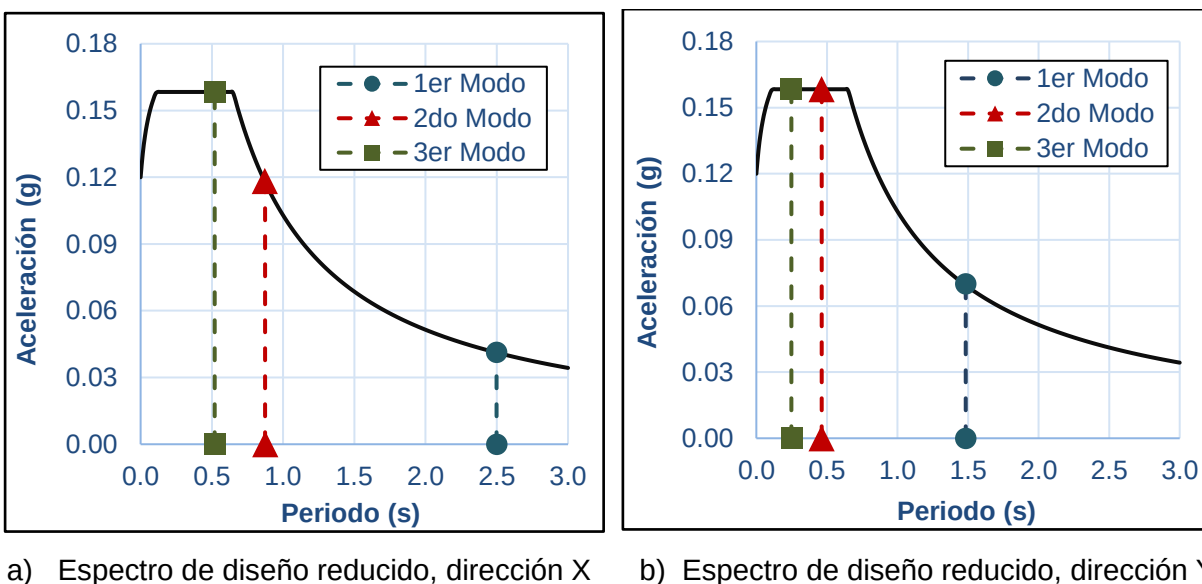


Figura 31. Determinación de aceleraciones de diseño para las dos direcciones de análisis, utilizando el espectro de respuesta de NTCBC (2015) reducido.

III.4 Revisión de Periodo Dominante del Suelo

El sitio de medición se encontró bastante contaminado con fuentes de ruidos y señales de tráfico vehicular y antenas, por lo que los resultados de la medición de vibración ambiental, para las tres direcciones: EO, NS y V, casi no mostraron segmentos de señales estacionarias. En la figura 32 se muestra un registro en el cual se seleccionaron cinco ventanas de 40s, con las que, primeramente, se promediaron entre sí por componentes y posteriormente se generaron los espectros de Fourier (figura 33).

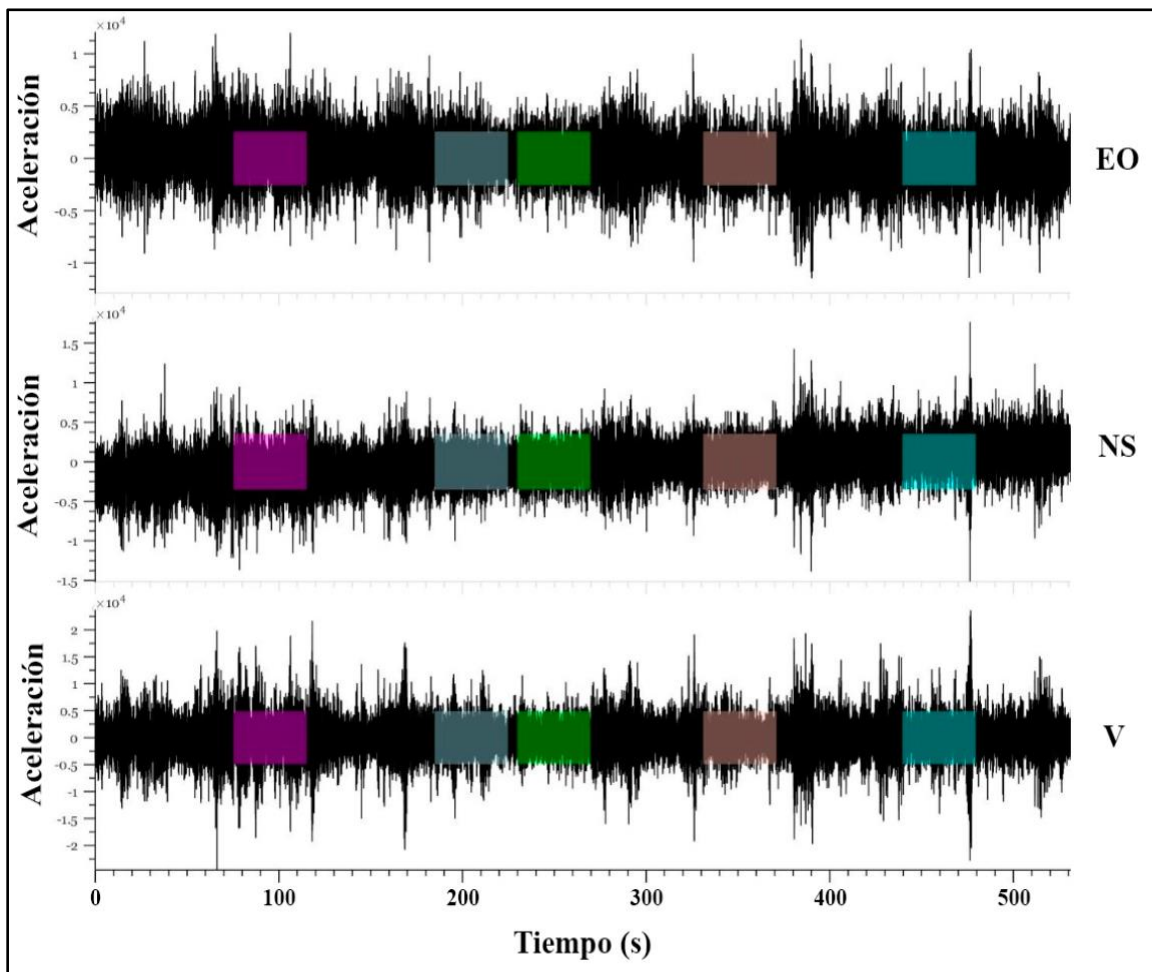


Figura 32. Resultados de la medición de vibración ambiental en las tres direcciones ortogonales: EO, NS y V. Las ventanas seleccionadas, para procesamiento de datos, se muestran en los rectángulos de colores.

La determinación del periodo dominante, para las direcciones EO y NS, se llevó a cabo mediante el aislamiento de las características locales del movimiento del suelo. Aislar el efecto de sitio se obtiene al realizar los cocientes de ambos espectros en la dirección horizontal, entre el cociente espectral de la componente vertical, de esta forma se eliminan la fuente y la trayectoria, resaltando este parámetro que es de gran importancia para los ingenieros civiles. Es importante señalar que antes de realizar los cocientes, se realiza el cálculo de la Transformada de Fourier de los promedios de las series de tiempo en las tres componentes, Nakamura (1989).

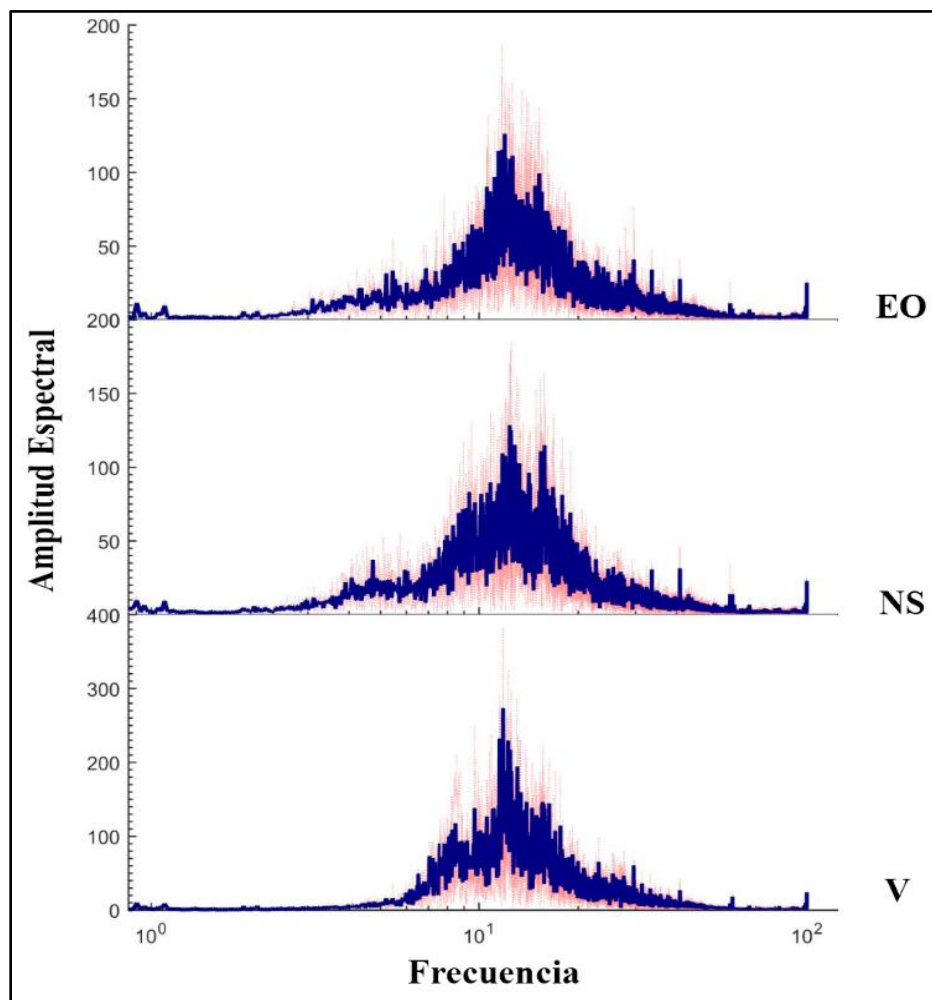


Figura 33. Espectros de Fourier desarrollados a partir de los datos medidos en campo.

Las figuras 34 y 35 muestran los valores de periodo dominante ($T_s=1.02s$ en dirección EO y $T_s=1.05s$ en dirección NS) y su comparativa con los periodos naturales de vibración de la estructura, para las dos direcciones ortogonales de análisis. En ambos casos, la diferencia entre periodos natural y dominante cuenta con un margen de diferencia suficiente para considerar que no habrá amplificación de aceleraciones sísmicas por el efecto de sitio.

Es importante destacar que los valores de periodo dominante obtenidos son congruentes con el mapa de microzonación (figura 4), elaborado por Ibarra y colaboradores (2015), con valores que rondan los 1.05s.

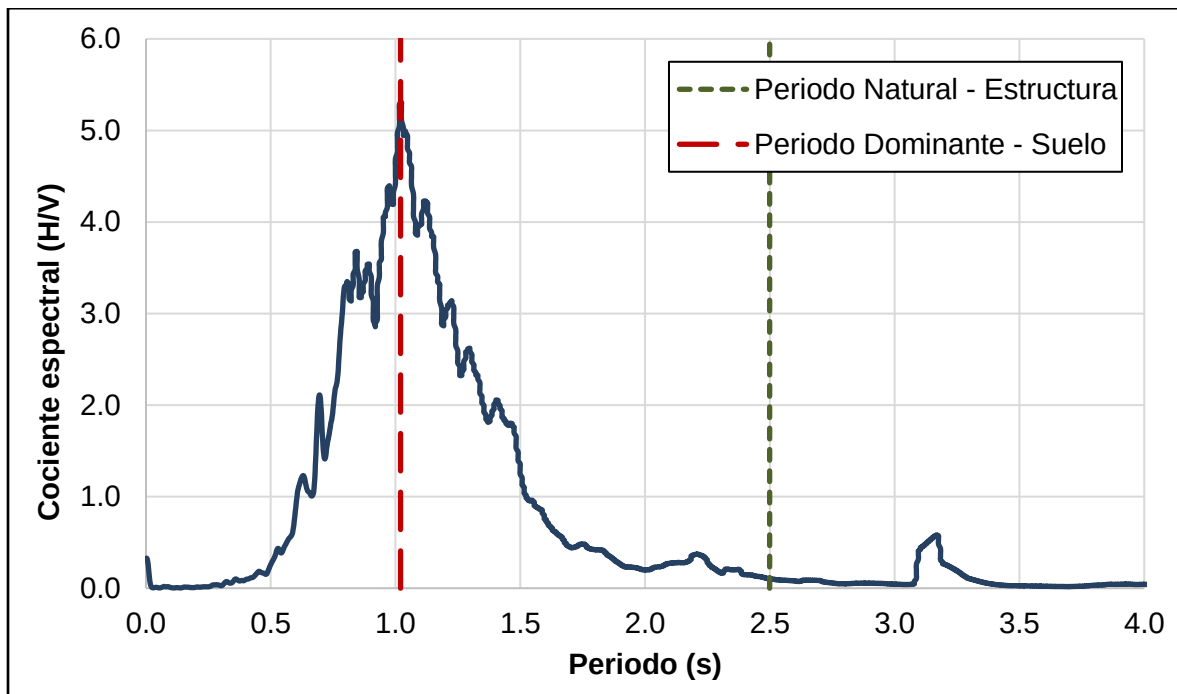


Figura 34. Gráfico de cocientes espectrales (H/V) en dirección EO, con localización de periodo dominante ($T_s=1.02s$) y periodo natural de la estructura en dirección Y ($T_n=2.499s$).

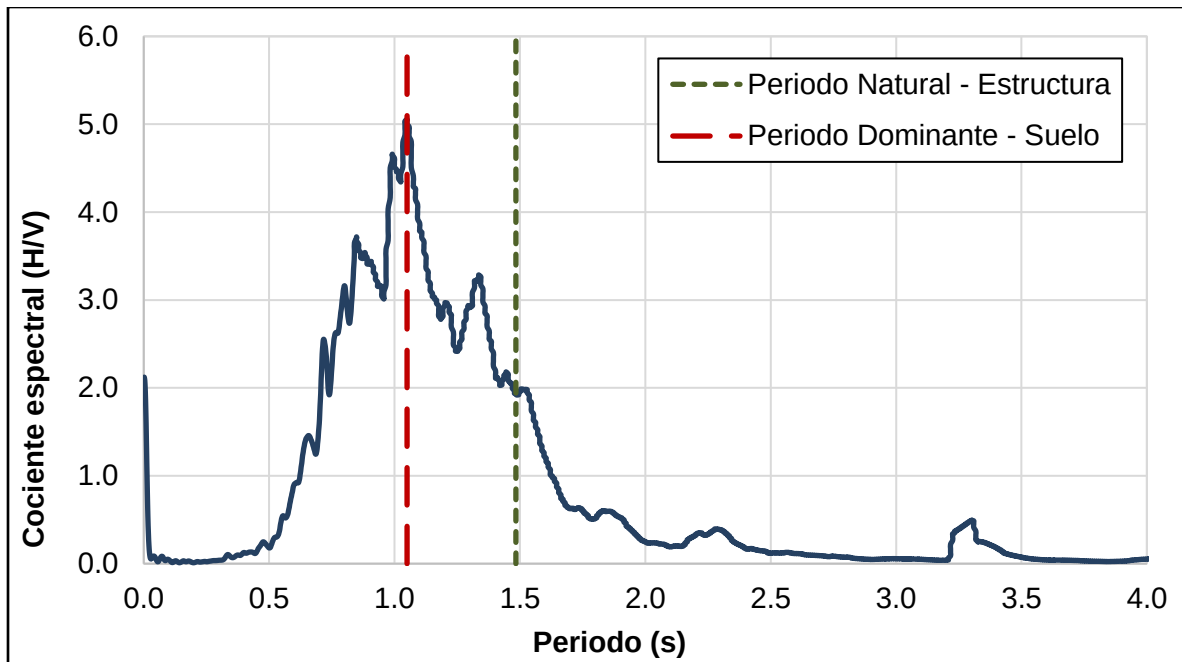


Figura 35. Gráfico de cocientes espectrales (H/V) en dirección NS, con localización de periodo dominante ($T_s=1.05s$) y periodo natural de la estructura en dirección Y ($T_n=1.484s$).

III.5 Análisis estático lineal

El AEL se basa en la aceleración producida por el periodo fundamental, correspondiente al 1er modo de vibración. De acuerdo con los espectros de diseño, mostrados en la figura 36, para los primeros modos vibratorios, en dirección X y Y, se cuenta con aceleraciones de 0.041g y 0.07g, respectivamente.

Con el uso de ecuación 6 se realizó el análisis de masas en entresijos para obtener las fuerzas actuantes. La descripción de los parámetros para el cálculo de las fuerzas laterales, así como los resultados, se muestran en la tabla 10. El cortante de basal para las direcciones X y Y son 1,515kN y 2,570kN, respectivamente.

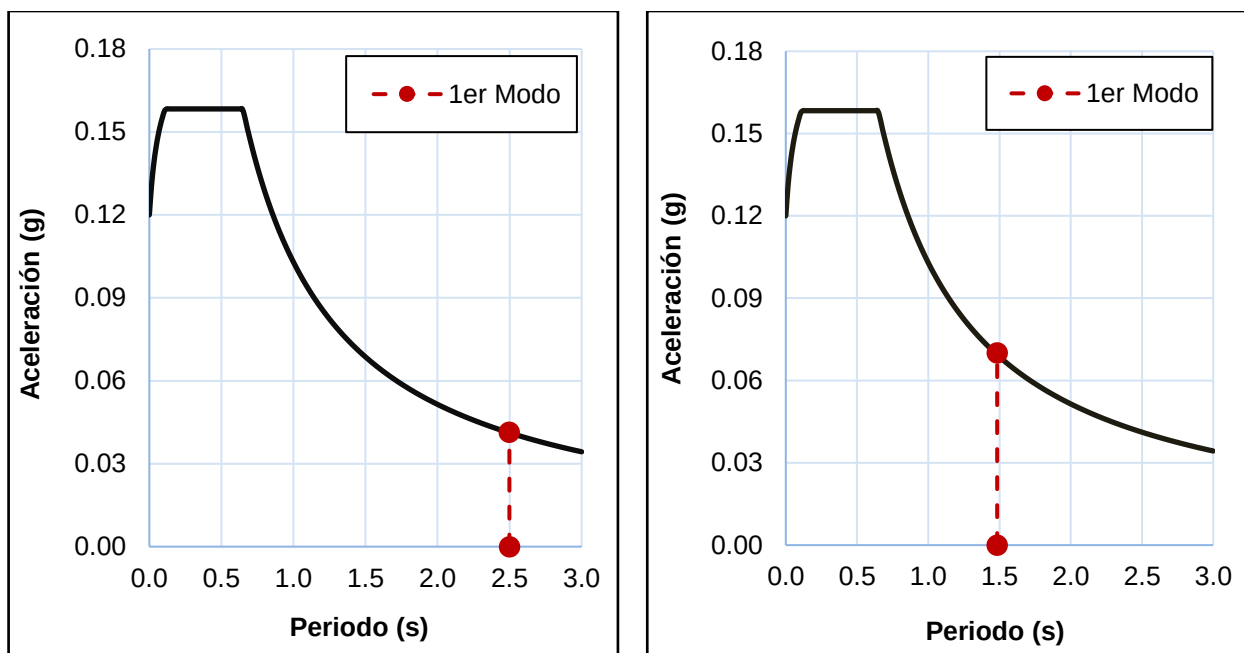


Figura 36. Localización de aceleraciones de diseño para el periodo fundamental, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015).

Tabla 10. Fuerzas sísmicas por entrespiso para el AEL, generadas con el espectro de diseño de NTCBC (2015). Dirección X y Y.

Nivel	Peso	Elevación	Dirección X		Dirección Y	
	Wi (kN)	hi (m)	Pi (kN)	Vi (kN)	pi (kN)	Vi (kN)
11	2983	36.54	109001	238	238	403
10	3072	33.30	102308	223	460	378
9	3072	30.06	92354	201	662	342
8	2909	26.82	78019	170	832	289
7	3072	23.58	72445	158	990	268
6	2909	20.34	59169	129	1119	219
5	3072	17.10	52537	114	1233	194
4	2929	13.86	40602	88	1322	150
3	3417	10.62	36285	79	1401	134
2	5038	7.20	36275	79	1480	134
1	4244	3.78	16043	35	1515	59
Σ	36719		695038	1515		2570

Las cargas obtenidas fueron asignadas a los centros de masas de cada entrepiso. Mediante el análisis estructural, elaborado en SAP2000, se obtuvieron las distorsiones laterales de los entrepisos.

En la tabla 11 se evalúa el comportamiento de cada entrepiso en función de su distorsión lateral, bajo acciones sísmicas en las dos direcciones. Tal como puede apreciarse, los entrepisos 3, 4, 6 y 7 no cumplen con el límite de distorsión permitida en dirección X, correspondiente a 0.020. En dirección Y se obtuvo un comportamiento adecuado en todos los entrepisos, con distorsiones máximas de cerca de 0.013 en los entrepisos intermedios.

Tabla 11. Desplazamientos laterales generados con el AEL, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015). Los resultados subrayados superaron el límite de distorsión permitido.

Nivel	Elevación (m)	Dirección X			Dirección Y		
		Desplazamiento lateral (cm)	γ	γ_{max}	Desplazamiento lateral (cm)	γ	γ_{max}
11	36.54	12.61	0.0068	0.020	8.08	0.0103	0.015
10	33.30	12.15	0.0110	0.020	7.39	0.0115	0.015
9	30.06	11.41	0.0150	0.020	6.61	0.0122	0.015
8	26.82	10.40	0.0183	0.020	5.79	0.0130	0.015
7	23.58	9.16	<u>0.0212</u>	0.020	4.92	0.0129	0.015
6	20.34	7.73	<u>0.0235</u>	0.020	4.05	0.0128	0.015
5	17.10	6.15	0.0197	0.020	3.18	0.0119	0.015
4	13.86	4.82	<u>0.0204</u>	0.020	2.38	0.0112	0.015
3	10.62	3.44	<u>0.0202</u>	0.020	1.62	0.0098	0.015
2	7.20	2.00	0.0171	0.020	0.92	0.0079	0.015
1	3.78	0.78	0.0099	0.020	0.35	0.0045	0.015

III.6 Análisis dinámico lineal

La revisión de la respuesta sísmica mediante la evaluación de las aportaciones de los tres modos vibratorios principales se llevó cabo con un análisis modal espectral. En este serán incluidas las tres formas modales descritas en el apartado III.2.

Como primer paso, se realizó la normalización de los desplazamientos laterales, determinados en el análisis modal (tabla 12), con ayuda de la ecuación 8.

Tabla 12. Normalización de desplazamientos utilizando la ecuación 8.

Entrepiso	Dirección X			Dirección Y		
	1er Modo	2do Modo	3er Modo	1er Modo	2do Modo	3er Modo
	Z_{i1} (cm)	Z_{i2} (cm)	Z_{i3} (cm)	Z_{i1} (cm)	Z_{i2} (cm)	Z_{i3} (cm)
11	0.8107	0.7268	-0.7011	0.9058	-0.7401	-0.6490
10	0.7821	0.5625	-0.3366	0.8272	-0.4705	-0.2307
9	0.7358	0.2959	0.1805	0.7380	-0.1607	0.2337
8	0.6724	-0.0261	0.6088	0.6457	0.1480	0.5747
7	0.5944	-0.3415	0.7481	0.5430	0.4182	0.6668
6	0.5031	-0.5884	0.5192	0.4446	0.6166	0.4818
5	0.4014	-0.7239	0.0438	0.3446	0.7154	0.0913
4	0.2926	-0.7161	-0.4464	0.2541	0.7109	-0.3443
3	0.2096	-0.6156	-0.6418	0.1715	0.6182	-0.6496
2	0.1232	-0.4204	-0.5924	0.0964	0.4431	-0.7131
1	0.0496	-0.1831	-0.2922	0.0366	0.2033	-0.3933

Con ayuda de la ecuación 9 se determinaron los coeficientes de participación de los modos. Posteriormente, con la expresión 11 se obtuvieron los desplazamientos laterales de entrepiso producto de las aceleraciones correspondiente (tabla 13). En este paso, fue necesario definir las frecuencias de cada modo a partir del periodo de desplazamiento.

Tabla 13. Desplazamiento lateral producto de aceleraciones utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015), para sismo en dirección X.

Entrepiso	Dirección X			Dirección Y		
	1er Modo	2do Modo	3er Modo	1er Modo	2do Modo	3er Modo
	U_{i1} (cm)	U_{i2} (cm)	U_{i3} (cm)	U_{i1} (cm)	U_{i2} (cm)	U_{i3} (cm)
11	8.6061	-1.2462	0.3551	5.5433	-0.5741	0.0819
10	8.3027	-0.9645	0.1705	5.0623	-0.3650	0.0291
9	7.8111	-0.5074	-0.0914	4.5160	-0.1247	-0.0295
8	7.1383	0.0448	-0.3084	3.9514	0.1148	-0.0725
7	6.3099	0.5855	-0.3790	3.3227	0.3245	-0.0842
6	5.3410	1.0089	-0.2630	2.7207	0.4783	-0.0608
5	4.2613	1.2411	-0.0222	2.1090	0.5550	-0.0115
4	3.1063	1.2278	0.2261	1.5548	0.5515	0.0435
3	2.2250	1.0554	0.3251	1.0492	0.4796	0.0820
2	1.3077	0.7209	0.3001	0.5898	0.3438	0.0900
1	0.5265	0.3139	0.1480	0.2237	0.1577	0.0496

Para el cálculo de las fuerzas laterales fue necesario multiplicar los desplazamientos obtenidos por la rigidez de cada entrepiso. Los valores de rigidez se obtuvieron con apoyo de SAP2000, realizando un análisis de desplazamientos generados por fuerzas conocidas. Los resultados para las dos direcciones se muestran en las tablas 15 y 16.

Tabla 14. Determinación de rigideces de entrepisos mediante un análisis de desplazamientos laterales. Dirección X.

Entrepiso	Fuerza (kN)	Desplazamiento Δ (cm)	Desp. relativo Δ_R (cm)	Rigidez (kN.cm)
11	196	11.977	0.355	552
10	392	11.622	0.568	691
9	589	11.054	0.785	750
8	785	10.269	0.998	786
7	981	9.271	1.210	811
6	1177	8.061	1.417	831
5	1373	6.643	1.606	855
4	1570	5.037	1.310	1199
3	1766	3.728	1.454	1215
2	1962	2.274	1.323	1483
1	2158	0.951	0.951	2269

Tabla 15. Determinación de rigideces de entrepisos mediante un análisis de desplazamientos laterales. Dirección Y.

Entrepiso	Fuerza (kN)	Desplazamiento Δ (cm)	Desp. relativo Δ_R (cm)	Rigidez (kN.cm)
11	196	5.158	0.404	486
10	392	4.754	0.450	871
9	589	4.304	0.477	1233
8	785	3.826	0.522	1504
7	981	3.304	0.529	1855
6	1177	2.776	0.544	2165
5	1373	2.232	0.527	2605
4	1570	1.705	0.500	3142
3	1766	1.205	0.490	3606
2	1962	0.715	0.424	4624
1	2158	0.291	0.291	7415

El resultado del producto de los desplazamientos de los modos por la rigidez correspondiente da como resultado la fuerza cortante de entrepiso. Los valores se muestran en las tablas 16 y 17. La respuesta combinada de los cortantes, generados por cada uno de los tres modos, se realizó mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Los cortantes de basal son de 1,431kN y 2,063kN para las direcciones X y Y, respectivamente.

Tabla 16. Fuerzas cortantes y cargas concentradas en entrepisos, para ADL en dirección X, obtenidas con espectro de diseño de NTCBC (2015).

N	1er Modo Vi1 (kN)	2do Modo Vi2 (kN)	3er Modo Vi3 (kN)	Respuesta Combinada	
				Vi (kN)	Fi (kN)
11	168	-156	102	250	250
10	340	-316	181	498	248
9	504	-414	163	672	174
8	651	-425	55	780	107
7	785	-343	-94	862	83
6	897	-193	-200	939	77
5	988	11	-212	1010	71
4	1056	207	-119	1083	73
3	1114	406	30	1187	104
2	1159	604	225	1326	139
1	1194	712	336	1431	105

Tabla 17. Fuerzas cortantes y cargas concentradas en entrepisos, para ADL en dirección Y, obtenidas con espectro de diseño de NTCBC (2015).

N	1er Modo Vi1 (kN)	2do Modo Vi2 (kN)	3er Modo Vi3 (kN)	Respuesta Combinada	
				Vi (kN)	Fi (kN)
11	234	-102	26	256	256
10	476	-209	51	522	266
9	696	-295	53	758	236
8	945	-315	17	997	239
7	1117	-285	-43	1153	157
6	1324	-166	-107	1339	186
5	1444	9	-143	1451	112
4	1589	226	-121	1609	158
3	1657	490	-29	1728	119
2	1693	860	187	1908	181
1	1659	1169	368	2063	154

Con el fin de cumplir con los requisitos de las NTCCDMX (2017) se revisó que el cortante basal determinado con el ADL cumpla con el cortante mínimo, correspondiente al valor obtenido mediante el AEL. Bajo este criterio, las cargas actuantes en dirección X fueron afectadas por un factor de amplificación de 1.06. Por su parte, en dirección Y se aplicó un factor correctivo de 1.25.

Tabla 18. Corrección de cargas sísmicas y fuerzas cortantes obtenidas con el ADL, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015).

N	Elevación hi (m)	Dirección X		Dirección Y	
		Carga Puntual	Cortante	Carga Puntual	Cortante
		pi (kN)	Vi (kN)	pi (kN)	Vi (kN)
11	36.54	265	265	319	319
10	33.30	262	527	332	651
9	30.06	185	712	294	945
8	26.82	114	826	297	1242
7	23.58	87	913	195	1437
6	20.34	81	994	231	1669
5	17.10	76	1069	139	1808
4	13.86	77	1146	197	2005
3	10.62	110	1256	148	2153
2	7.20	147	1404	225	2378
1	3.78	111	1515	192	2570

Para realizar la revisión de la respuesta de la estructura, las cargas puntuales obtenidas fueron ingresadas en los centros de masas. En el diseño de los elementos estructurales se consideran las cargas obtenidas en la tabla 18, que fueron corregidas para cumplir con el cortante basal mínimo. La revisión de desplazamientos laterales se realizó con las fuerzas obtenidas del análisis, sin considerar los factores de amplificación (tablas 16 y 17).

Los resultados de la respuesta sísmica del edificio (desplazamientos y distorsiones laterales) se muestran en la tabla 19. La distorsión máxima en dirección X se encuentra en el entrepiso 6, con 0.0198, por lo que se cumple satisfactoriamente con el límite de 0.020 de NTCCDMX (2017). En dirección Y se logró un margen más holgado, con distorsión máxima de 0.091 en el entrepiso 8.

Tabla 19. Desplazamientos laterales y distorsiones (Y) generados con el ADL, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015).

Nivel	Elevación (m)	Dirección X			Dirección Y		
		Desplazamiento lateral (cm)	Y	Ymax	Desplazamiento lateral (cm)	Y	Ymax
11	36.54	11.27	0.0069	0.020	5.71	0.0070	0.015
10	33.30	10.80	0.0114	0.020	5.24	0.0079	0.015
9	30.06	10.03	0.0148	0.020	4.70	0.0084	0.015
8	26.82	9.03	0.0170	0.020	4.14	0.0091	0.015
7	23.58	7.88	0.0186	0.020	3.52	0.0089	0.015
6	20.34	6.63	0.0198	0.020	2.92	0.0090	0.015
5	17.10	5.29	0.0163	0.020	2.31	0.0083	0.015
4	13.86	4.19	0.0170	0.020	1.75	0.0080	0.015
3	10.62	3.04	0.0172	0.020	1.21	0.0071	0.015
2	7.20	1.81	0.0153	0.020	0.70	0.0060	0.015
1	3.78	0.72	0.0092	0.020	0.28	0.0036	0.015

III.7 Análisis estático no lineal (*Pushover*)

La revisión del comportamiento no lineal de la edificación se llevó a cabo mediante el uso del método de linealización equivalente del espectro de capacidad (ATC-40, 1996; FEMA-440, 2005) que, de acuerdo con trabajos previos (Rai y Goel, 2003), ofrece resultados fiables en la revisión de estructuras a base de marcos de acero contraventeados.

Para el uso de la metodología del espectro de capacidad (CSM) fue necesario generar la curva *pushover* para cada dirección de análisis, bajo dos distribuciones de cargas.

En la tabla 20 se describen las distribuciones de carga utilizadas. La primera es producto de una combinación modal que contenga al menos el 90% de participación de masas de la estructura. Adicionalmente, se generó una distribución de tipo uniforme, con fuerzas proporcionales a las masas de cada entrepiso.

Tabla 20. Distribución uniforme (AEL) y modal (ADL) para uso del método de espectro de capacidad (AENL), en las dos direcciones ortogonales de análisis.

N	h _i (m)	MODAL _x		MODAL _y		UNIFORME _x		UNIFORME _y	
		Carga p _i (kN)	Cortante V _i (kN)	Carga p _i (kN)	Cortante V _i (kN)	Carga p _i (kN)	Cortante V _i (kN)	Carga p _i (kN)	Cortante V _i (kN)
11	36.54	250	250	256	256	123	123	209	209
10	33.30	248	498	266	522	127	250	215	424
9	30.06	174	672	236	758	127	377	215	639
8	26.82	107	780	239	997	120	497	204	843
7	23.58	83	862	157	1153	127	623	215	1058
6	20.34	77	939	186	1339	120	743	204	1261
5	17.10	71	1010	112	1451	127	870	215	1476
4	13.86	73	1083	158	1609	121	991	205	1681
3	10.62	104	1187	119	1728	141	1132	239	1921
2	7.20	139	1326	181	1908	208	1340	353	2273
1	3.78	105	1431	154	2063	175	1515	297	2570

Como puede apreciarse en la figura 37, correspondiente a las distribuciones de cargas laterales, la distribución modal contempla magnitudes mayores en los entrepisos superiores, mientras que la uniforme presenta un comportamiento constante a partir del entrepiso 3.

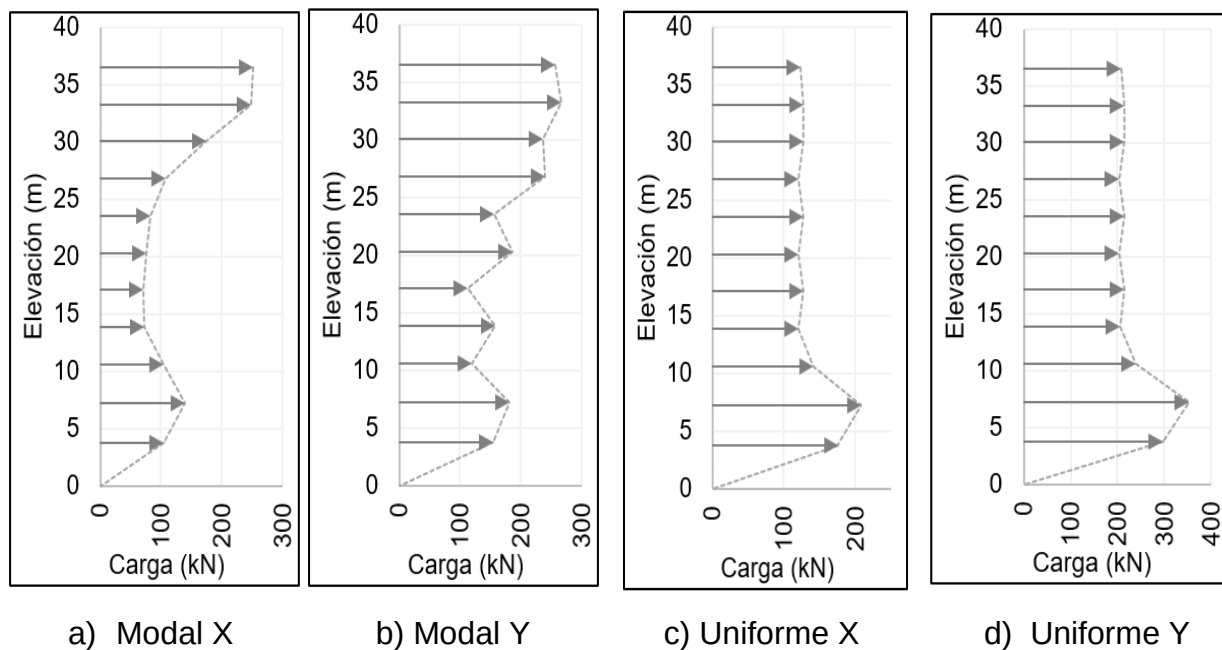
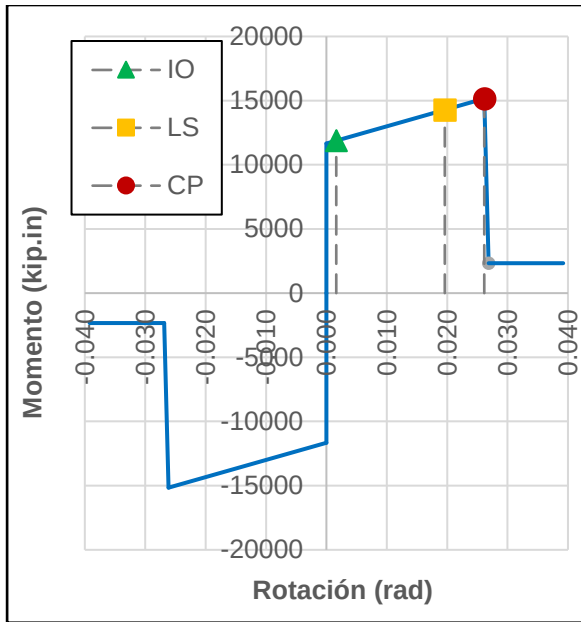


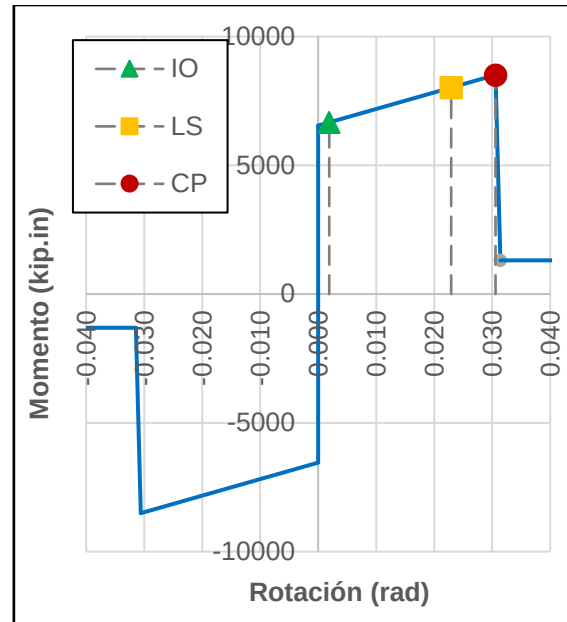
Figura 37. Distribuciones de cargas laterales para elaboración de curva de capacidad. a) distribución modal en dirección X, b) distribución modal en dirección Y, c) distribución uniforme en dirección X y d) distribución uniforme en dirección Y.

La evaluación del comportamiento no lineal se llevó a cabo mediante la formación articulaciones plásticas en los elementos. El comportamiento de estas se describe a manera de gráficos esfuerzo/deformación, que son incorporados en el modelo estructural. La generación de los gráficos se llevó a cabo con los procedimientos de ASCE/SEI-41 (2013) para columnas, vigas y contravientos.

Las figuras 38 y 39 muestran el comportamiento esperado en los nodos extremos de los elementos columna y viga, respectivamente. Los gráficos muestran la rotación, en radianes, producto del momento actuante en la sección.

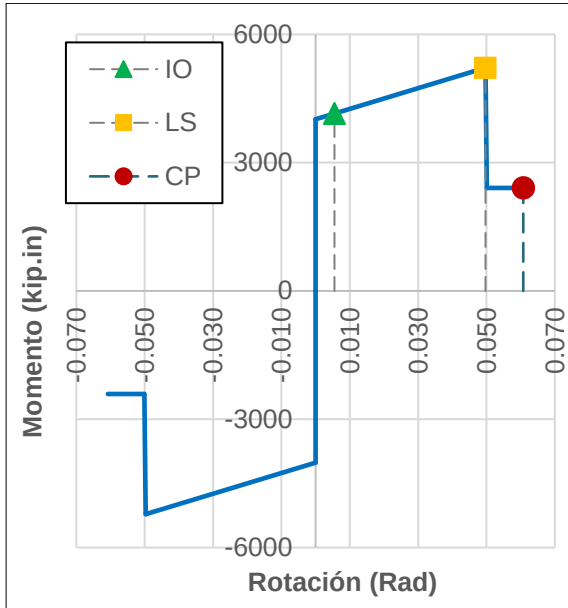


a) Columna W14X120, L=135"

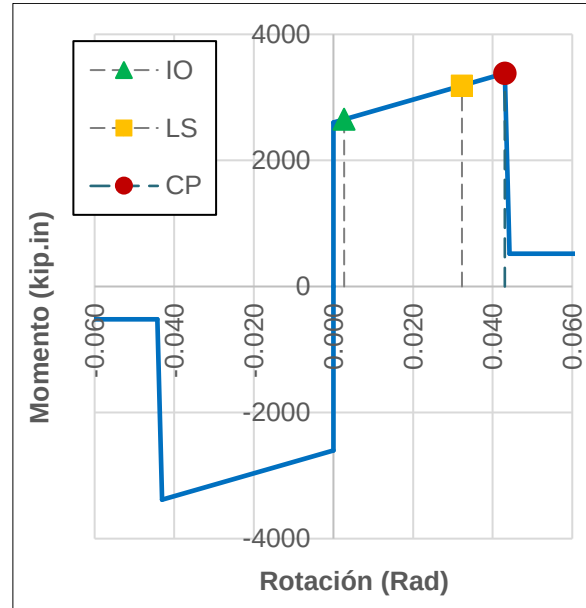


b) Columna W12X79, L=135"

Figura 38. Gráficos momento-rotación para columnas de sección W con límites de desempeño IO, LS y CP. Elaboradas con la metodología de ASCE/SEI-41 (2013).



a) Viga W16X40, L=124"



b) Viga W14X30, L= 209"

Figura 39. Gráficos momento-rotación para vigas de sección W con límites de desempeño IO, LS y CP. Elaborados con la metodología de ASCE/SEI-41 (2013).

En la figura 40 se describe la relación de carga axial y deformación para contravientos. Como puede observarse, en este caso el gráfico no es simétrico, debido a que la resistencia a compresión de la sección se ve disminuida considerablemente debido a la presencia de pandeo. La localización de la formación de la articulación, en este caso, será al centro de la longitud del elemento.

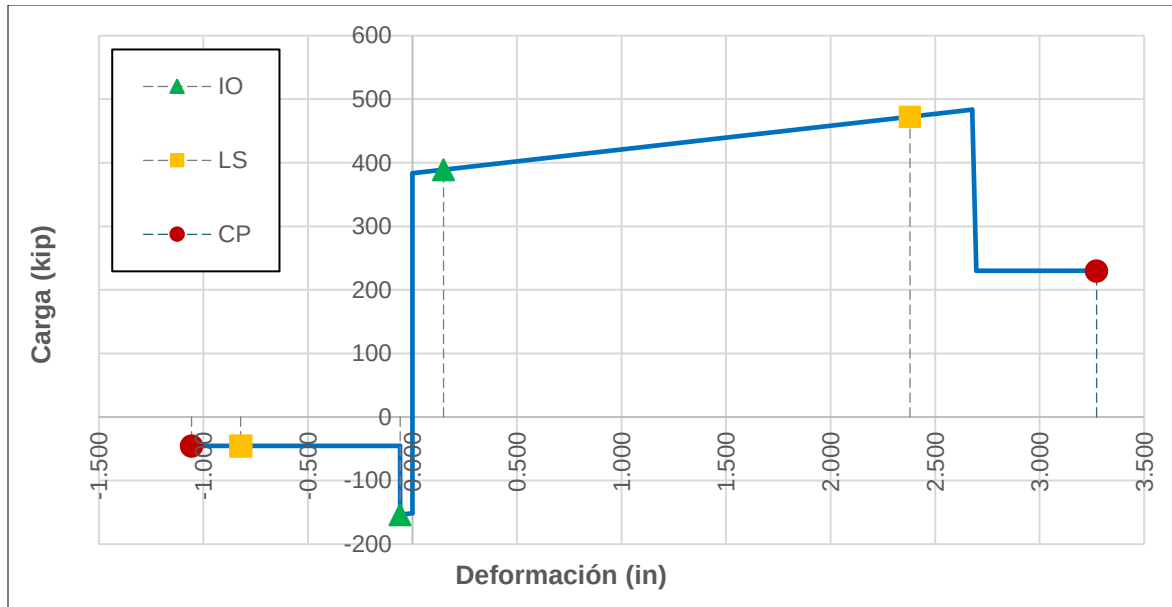


Figura 40. Gráfico fuerza-deformación para contravientos de perfil rectangular 6"x6"x3/8", L=170", con límites de desempeño IO, LS y CP. Elaborado con la metodología de ASCE/SEI-41 (2013).

Los gráficos de comportamiento de las articulaciones plásticas fueron generados para cada uno de los elementos que componen la estructura del edificio. La asignación de articulaciones plásticas al modelo estructural es apreciable en las figuras 41 y 42, para las direcciones X y Y, respectivamente.

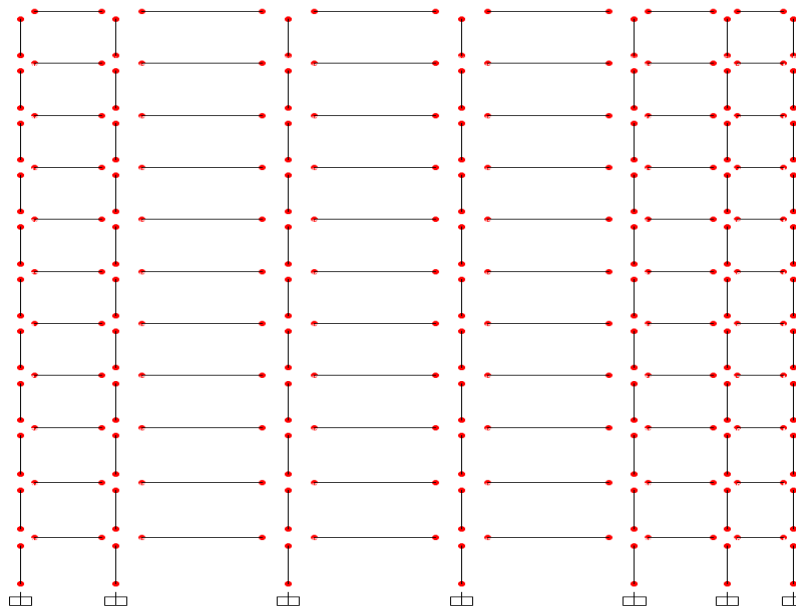


Figura 41. Asignación de articulaciones plásticas (puntos rojos) en elementos estructurales. Dirección X.

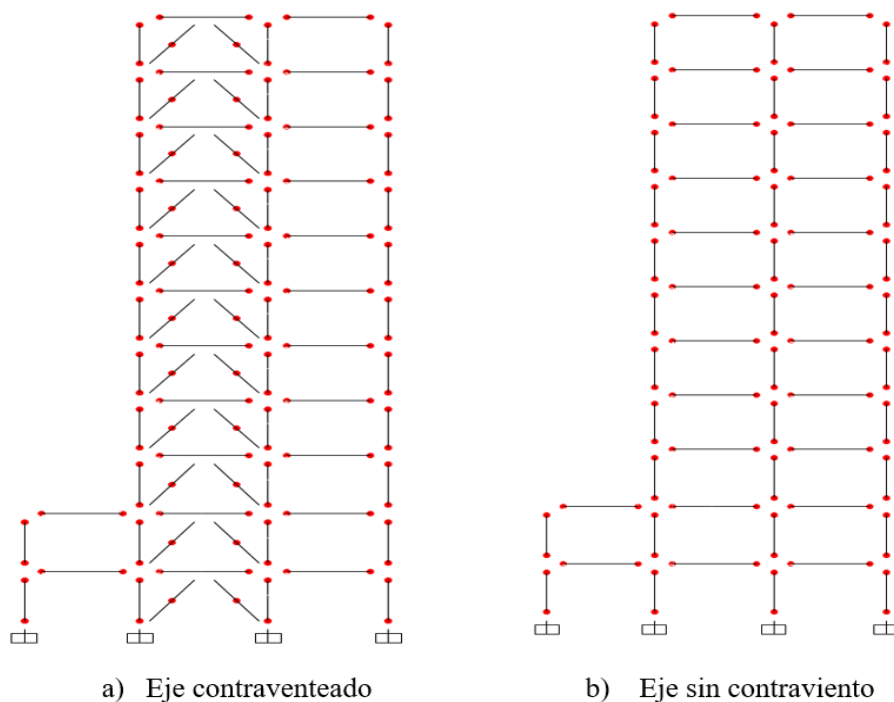


Figura 42. Asignación de articulaciones plásticas (puntos rojos) en elementos estructurales. Dirección Y.

La curva de capacidad, o curva *pushover*, relaciona el desplazamiento lateral en el centro de gravedad del último nivel con el cortante sísmico en la base. Para la determinación del gráfico se realizó un análisis de carga incremental, dividida en 200 pasos, dentro del modelo estructural al que previamente se le asignaron articulaciones plásticas. Los resultados del análisis (figura 43) muestran un comportamiento más desfavorable para la distribución modal, con desplazamientos laterales en el punto de fluencia de 46cm y 21cm para las direcciones X y Y, respectivamente. En contraste, la distribución uniforme arrojó desplazamientos en el punto de fluencia del sistema de 37cm en dirección X y 17cm en dirección Y.

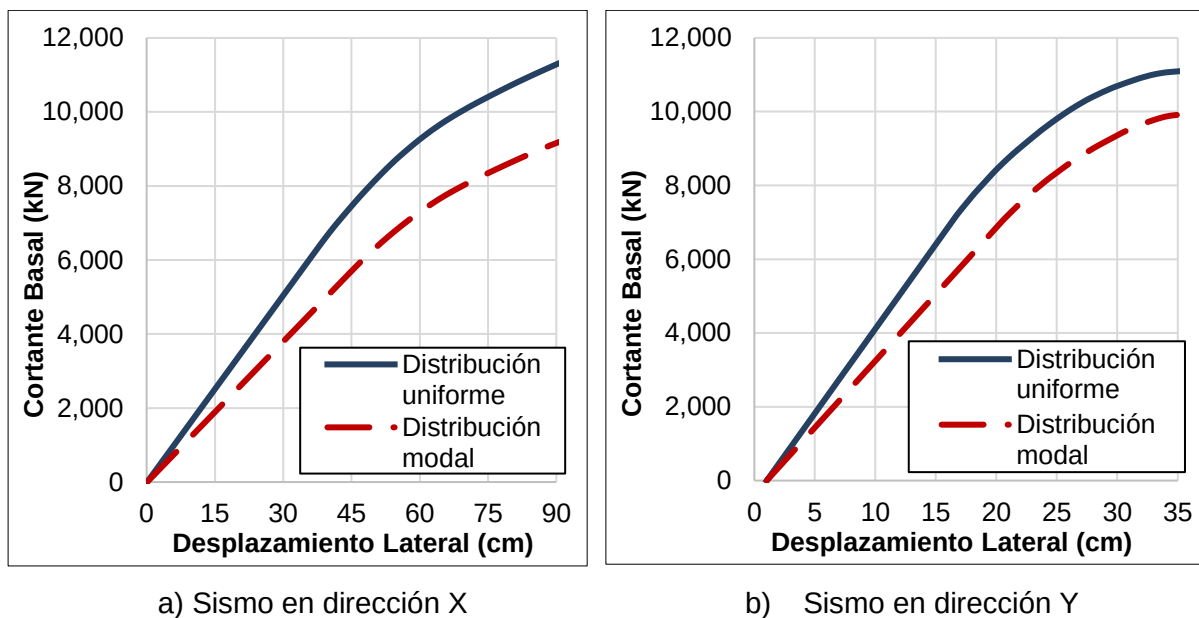


Figura 43. Curvas de capacidad (*pushover*) para las dos distribuciones de carga, generadas con el espectro de diseño NTCBC (2015). a) Sismo en dirección X y b) sismo en dirección Y.

La conversión de los gráficos de capacidad y demanda a la forma ADRS permitirá realizar revisar la interacción entre ambos, como parte del procedimiento CSM. La transformación de las curvas de capacidad (figura 44) se llevó a cabo con el uso de las

ecuaciones 19 y 20. De la misma manera, el espectro de demanda sísmica presenta un ajuste en las abscisas mediante el uso de la ecuación 21. Los resultados se muestran en las figuras 45 y 46.

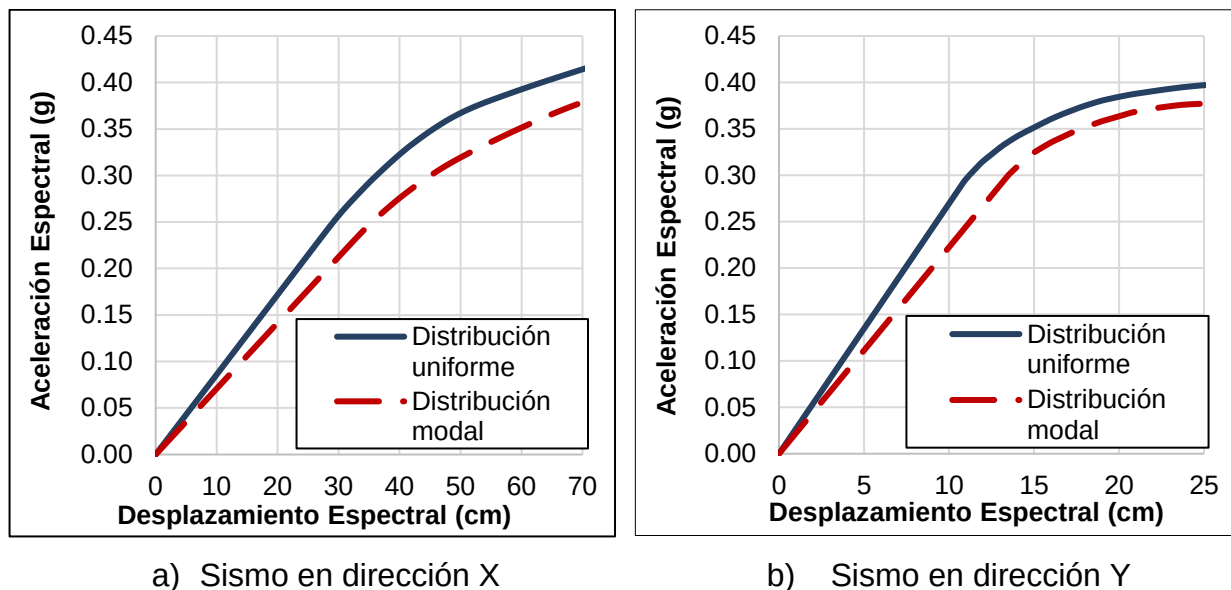


Figura 44. Curvas de capacidad en su forma ADRS para dos distribuciones de carga, generadas con el espectro de diseño de NTCBC (2015). a) Sismo en dirección X y b) sismo en dirección Y.

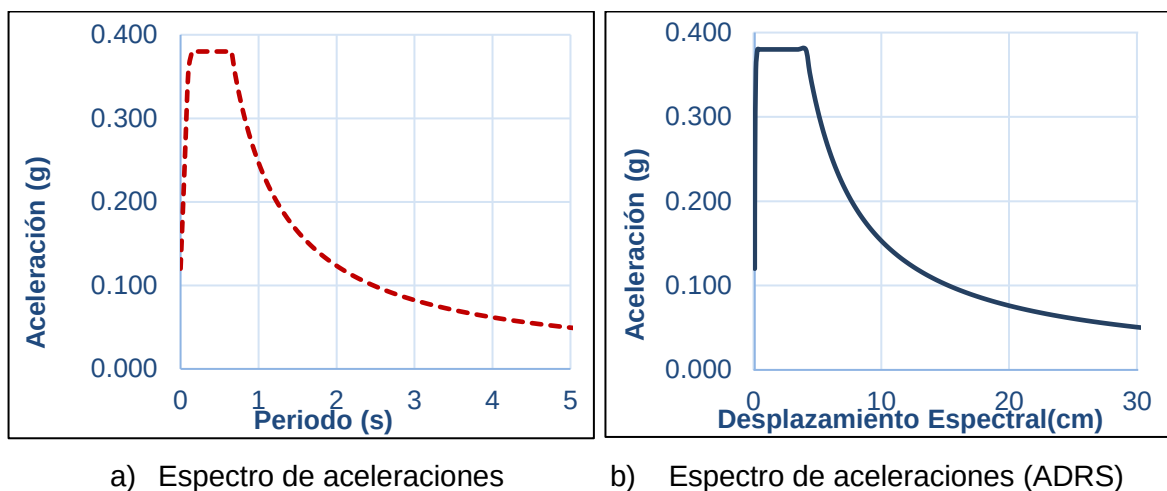


Figura 45. Transformación del espectro de demanda sísmica generado con NTCBC (2015), para sismo actuando en dirección X. a) Espectro de aceleraciones y b) espectro en su forma ADRS.

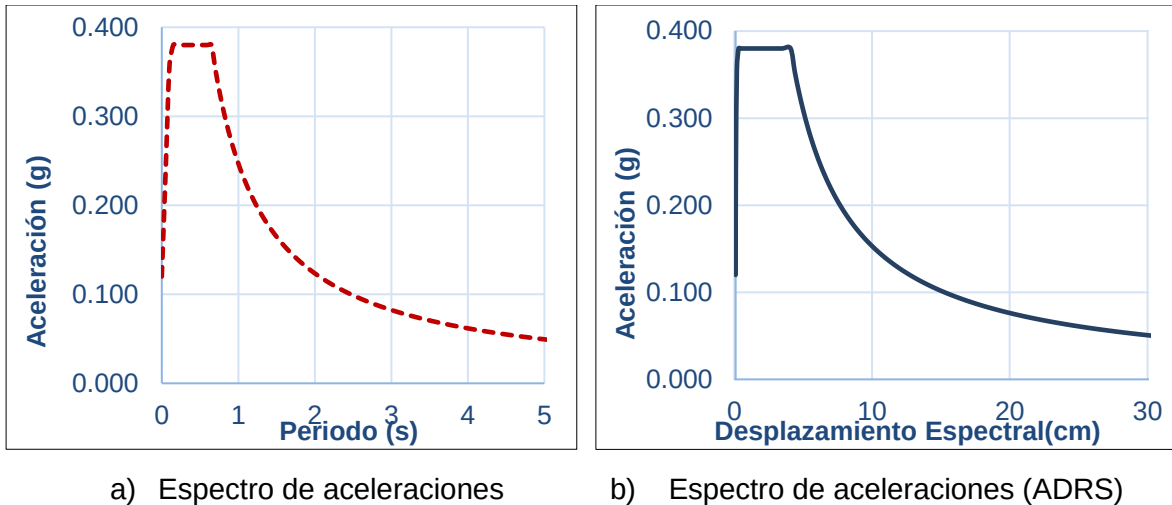


Figura 46. Transformación del espectro de demanda sísmica generado con NTCBC (2015), para sismo actuando en dirección Y. a) Espectro de aceleraciones y b) espectro en su forma ADRS.

Por medio del análisis gráfico, descrito en las figuras 45 y 46, fue posible determinar el punto de desempeño y, con esto, el desplazamiento y aceleración espectral en la que se espera que la estructura trabaje. De igual manera se obtuvo el desplazamiento lateral y el cortante basal de la curva *pushover*. En ambas direcciones, el patrón de cargas basado en una distribución modal arrojó los resultados más desfavorables.

Como se muestra en las figuras 47 y 48, se espera que para el sismo de diseño la estructura no alcance el estado de comportamiento no lineal en ninguna de las dos direcciones, por lo que no existirá formación de articulaciones plásticas. Cuando el análisis demuestre la presencia de articulaciones plásticas, es decir, cuando el punto de desempeño se localice en el rango no lineal de la gráfica de capacidad, el espectro de demanda sísmica sufrirá un ajuste por cambio de amortiguamiento. La reducción de la demanda se lleva a cabo con un procedimiento geométrico, generando una gráfica

bilineal y realizando una compensación de áreas. En este caso, no se llevará a cabo ningún ajuste al espectro de demanda.

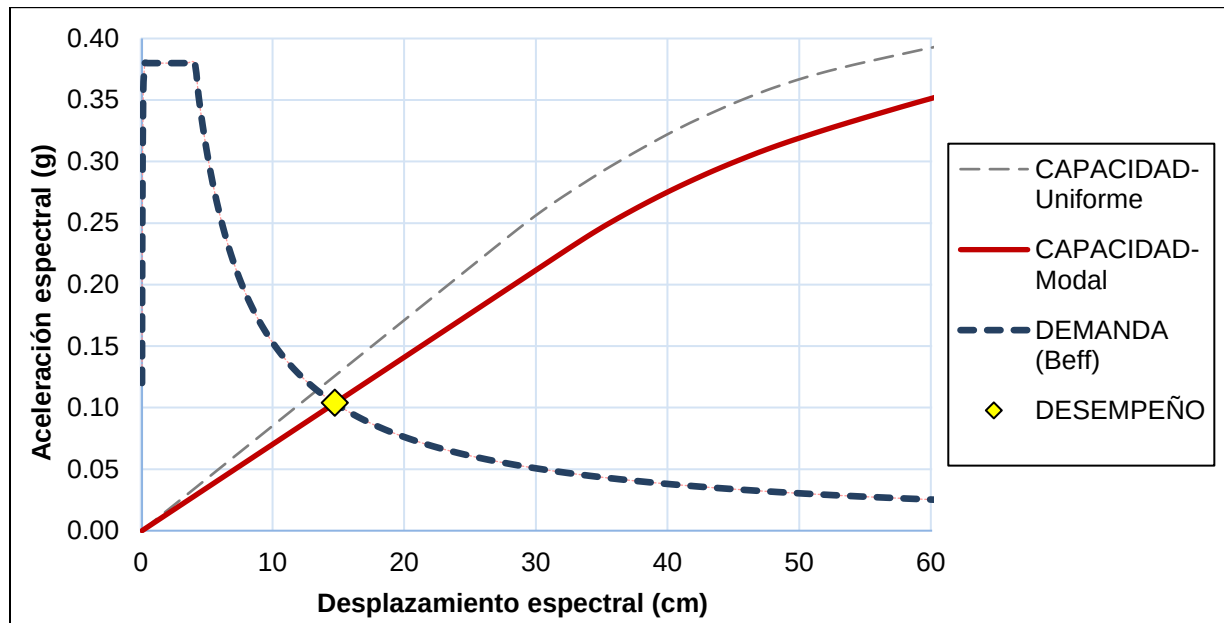


Figura 47. Determinación de punto de desempeño de manera gráfica, utilizando el espectro de NTCBC (2015), para sismo actuando en dirección X.

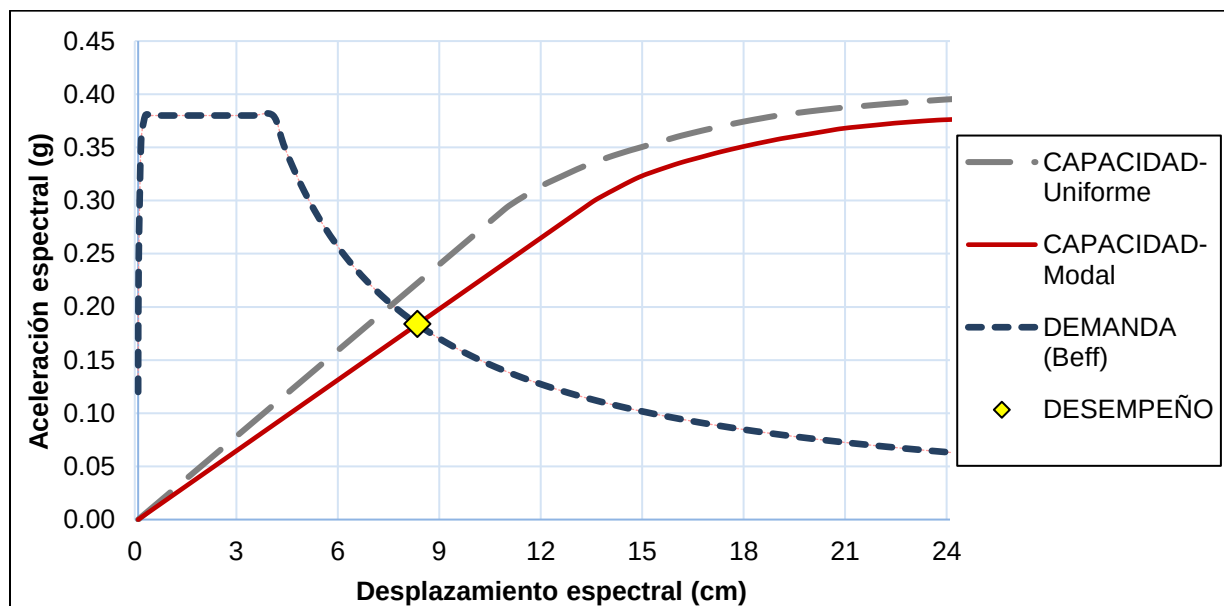


Figura 48. Determinación de punto de desempeño de manera gráfica, utilizando el espectro de NTCBC (2015), para sismo actuando en dirección Y.

La tabla 21 resume los resultados del análisis gráfico. Se determinó un cortante de basal de 2,568kN en dirección X, con desplazamiento en azotea de 20.34cm. En dirección Y, el cortante basal es de 4,319kN y genera un desplazamiento lateral de 12.98cm en la azotea.

Tabla 21. Resultados del análisis gráfico, utilizando la curva *pushover* y los espectros ADRS del AENL, para las dos direcciones de análisis.

Dirección	Espectro ADRS		Curva Pushover	
	Aceleración Espectral (g)	Desplazamiento Espectral (cm)	Cortante Basal (kN)	Desplazamiento azotea (cm)
X	0.104	14.64	2568	20.34
Y	0.184	8.26	4319	12.98

Con apoyo de las consideraciones de FEMA-356, para revisión del estado de desempeño en función de las distorsiones laterales, se realizó la evaluación de los entrepisos de acuerdo con el tipo de estructuración, para las dos direcciones. Como se observa en la tabla 22, además de cumplir con las distorsiones máximas (0.020 en dirección X y 0.015 en dirección Y) para límite de seguridad contra colapso (NTCCDMX, 2017). Todos los entrepisos se encuentran trabajando dentro del límite LS (0.025 en dirección X y 0.015 en dirección Y), a excepción de los entrepisos 1 y 11, que tienen un desempeño IO (0.007 en dirección X y 0.005 en dirección Y).

La revisión del desempeño indica que, para el sismo máximo esperado, la edificación no tendría problemas en ser ocupada inmediatamente. Únicamente presentaría daños menores en elementos no estructurales.

Tabla 22. Distorsiones laterales (Y) generadas con el AENL, utilizando el espectro de diseño de NTCBC (2015). El nivel de desempeño se revisó de acuerdo con FEMA-356 (2000) para el sistema estructural correspondiente.

Nivel	Elevación (m)	Dirección X			Dirección Y		
		Y	Y _{max}	Desempeño FEMA-356	Y	Y _{max}	Desempeño FEMA-356
11	36.54	0.0053	0.020	IO	0.0071	0.015	IO
10	33.30	0.0086	0.020	LS	0.0079	0.015	LS
9	30.06	0.0112	0.020	LS	0.0082	0.015	LS
8	26.82	0.0128	0.020	LS	0.0087	0.015	LS
7	23.58	0.0140	0.020	LS	0.0085	0.015	LS
6	20.34	0.0149	0.020	LS	0.0085	0.015	LS
5	17.10	0.0122	0.020	LS	0.0077	0.015	LS
4	13.86	0.0127	0.020	LS	0.0074	0.015	LS
3	10.62	0.0129	0.020	LS	0.0064	0.015	LS
2	7.20	0.0115	0.020	LS	0.0054	0.015	LS
1	3.78	0.0069	0.020	IO	0.0031	0.015	IO

III.8 Estructuración Alternativa

Mediante el uso del AENL se determinó que la estructura actual, para el sismo máximo esperado, se encontraría trabajando en el rango lineal, es decir, no habría generación de articulaciones plásticas. Este comportamiento se puede atribuir a un exceso de rigidez lateral que, si bien es benéfico para controlar los desplazamientos laterales, debe de ser suministrada de manera eficiente para obtener un nivel de desempeño adecuado. Tomando en cuenta esto y considerando que los desplazamientos laterales cuentan con un buen margen de seguridad, se realizó una modificación a la estructuración con el fin de obtener un nivel de desempeño más adecuado, que se apegue a la filosofía de diseño dúctil y de esa manera, realizar una evaluación precisa de las diferencias entre los análisis utilizados.

En la estructuración alternativa se llevó a cabo un cambio de sección en elementos de contraventeo, que es donde se busca que se generen las primeras articulaciones plásticas. Se evaluó una sección de perfil tubular rectangular de 4"x4"x1/4", en remplazo del elemento de 6"x6"x3/8". El comportamiento esperado del contraviento se muestra en la figura 49, con características similares a las presentadas para el contraviento de 6"x6"x3/8", pero límites de trabajo menores al anterior.

Las secciones de vigas y columnas no sufrirán cambios, por lo que la revisión del AENL para la estructuración alternativa, se llevó a cabo únicamente para sismo actuando en dirección Y.

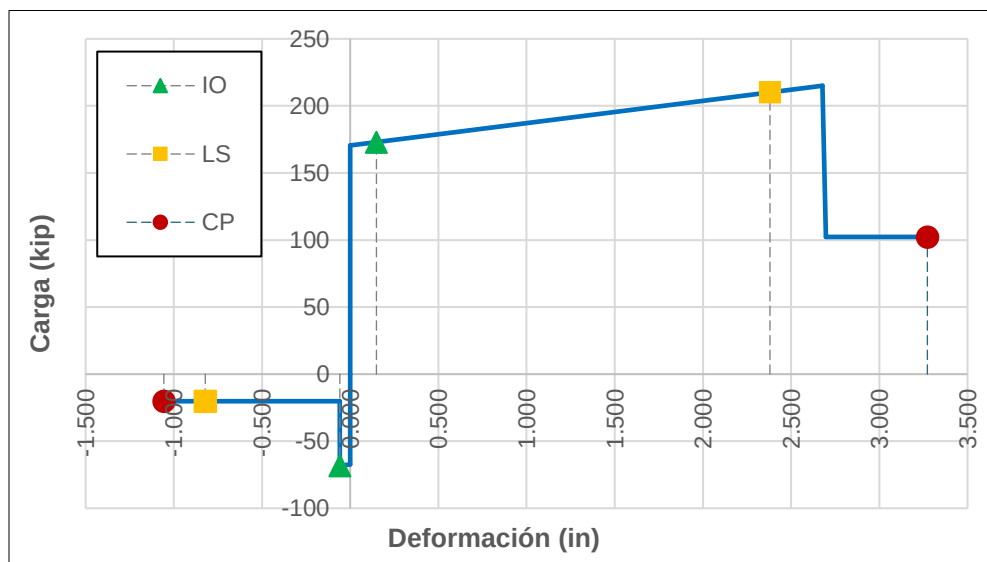


Figura 49. Gráfico fuerza-deformación para contravientos de perfil rectangular 4"x4"x1/4", L=170", con límites de desempeño IO, LS y CP. Elaborado con la metodología de ASCE/SEI-41 (2013).

De la misma manera que en la estructura original, se aplicaron dos distribuciones de carga lateral a la estructura modificada. Las curvas de capacidad se muestran en la figura 50, donde se aprecia una generación de desplazamientos mayores para la distribución modal. Esta última será utilizada para la revisión del punto de desempeño.

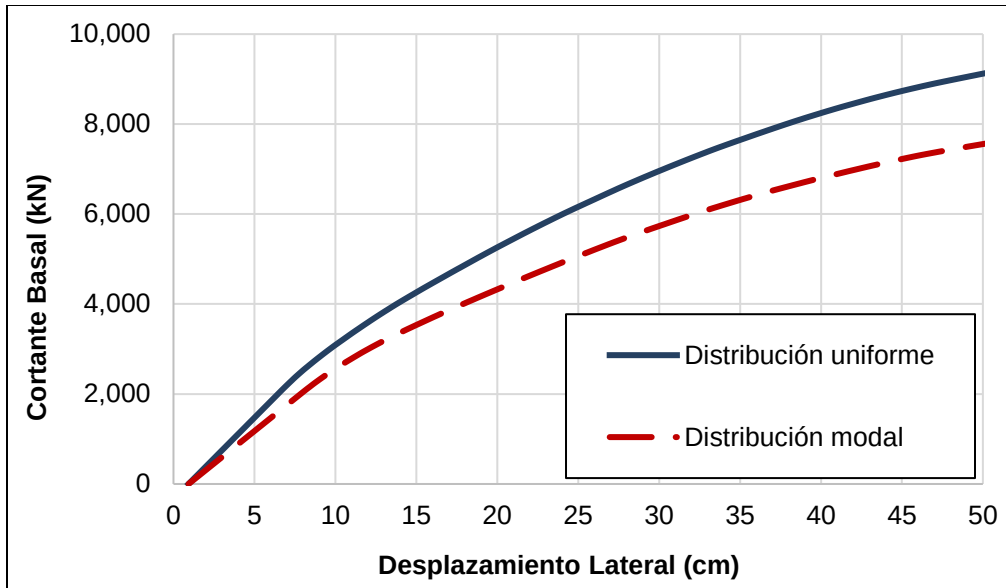


Figura 50. Curva de capacidad (*pushover*) para las dos distribuciones de carga, generada con el espectro de diseño de NTCBC (2015). Sismo en dirección Y.

La comparativa directa entre la curva de capacidad original y la obtenida con la modificación de contravientos puede ser analizada en la figura 51, donde se muestra una diferencia notoria en la tendencia de comportamiento no lineal del edificio. El punto de fluencia, que se genera con la presencia de las primeras articulaciones plásticas, se logra con un cortante basal de 2,089kN; mismo que, para la estructuración original, requería un esfuerzo de 7,310kN.

La superposición inicial de los espectros de capacidad y demanda pueden observarse en la figura 52. A diferencia de los resultados obtenidos en la estructura original, el punto de desempeño se presenta en la zona de no linealidad de la curva de capacidad, por lo que será necesario realizar una reducción al espectro de demanda.

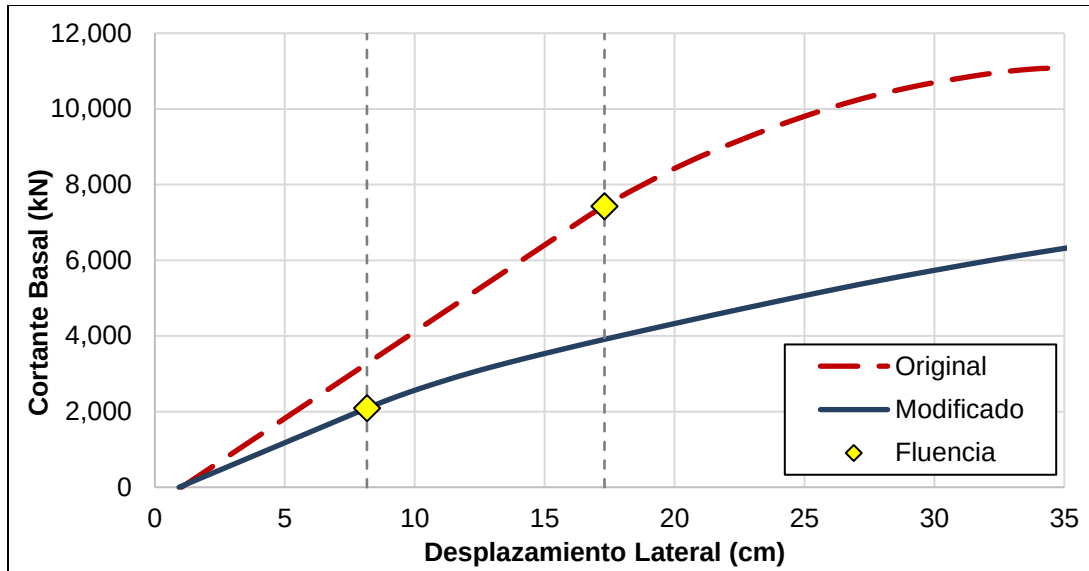


Figura 51. Comparativa de curvas de capacidad generadas con la distribución de carga modal, para la estructuración original y modificada. Los rombos indican los puntos de fluencia.

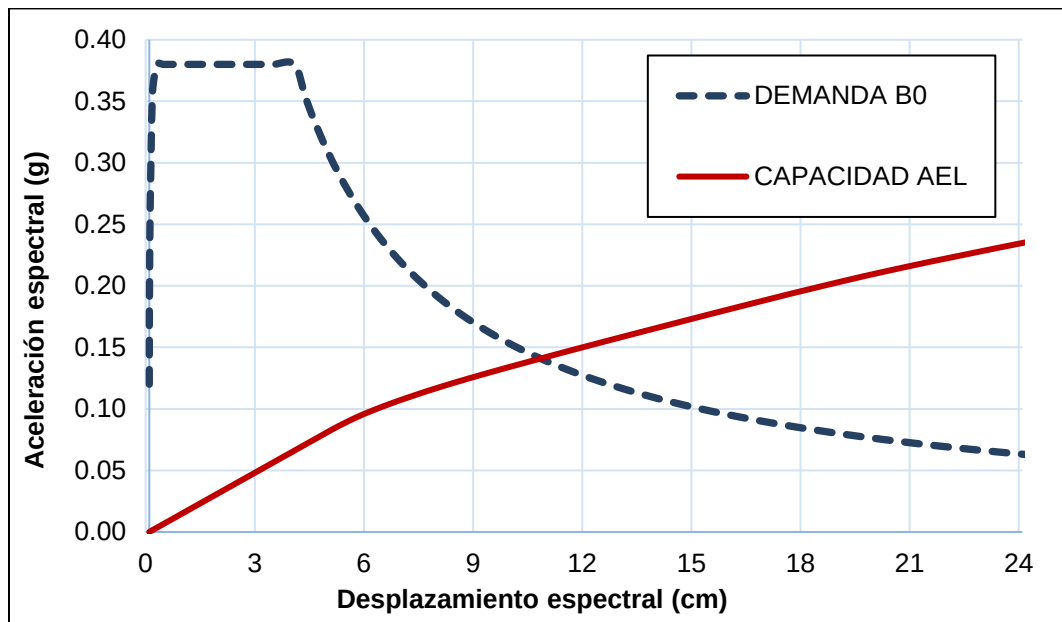


Figura 52. Superposición inicial de las curvas de capacidad y demanda en estructura modificada. Espectro de diseño de NTCBC (2015) en dirección Y.

La reducción del espectro de demanda se realizó mediante un método iterativo que involucra la generación de una gráfica bilineal y el uso de las expresiones 22, 23, 24

y 25. La figura 53 muestra la geometría de la gráfica bilineal en su última iteración, formada por los puntos de fluencia (PY), de desempeño y auxiliar (P2).

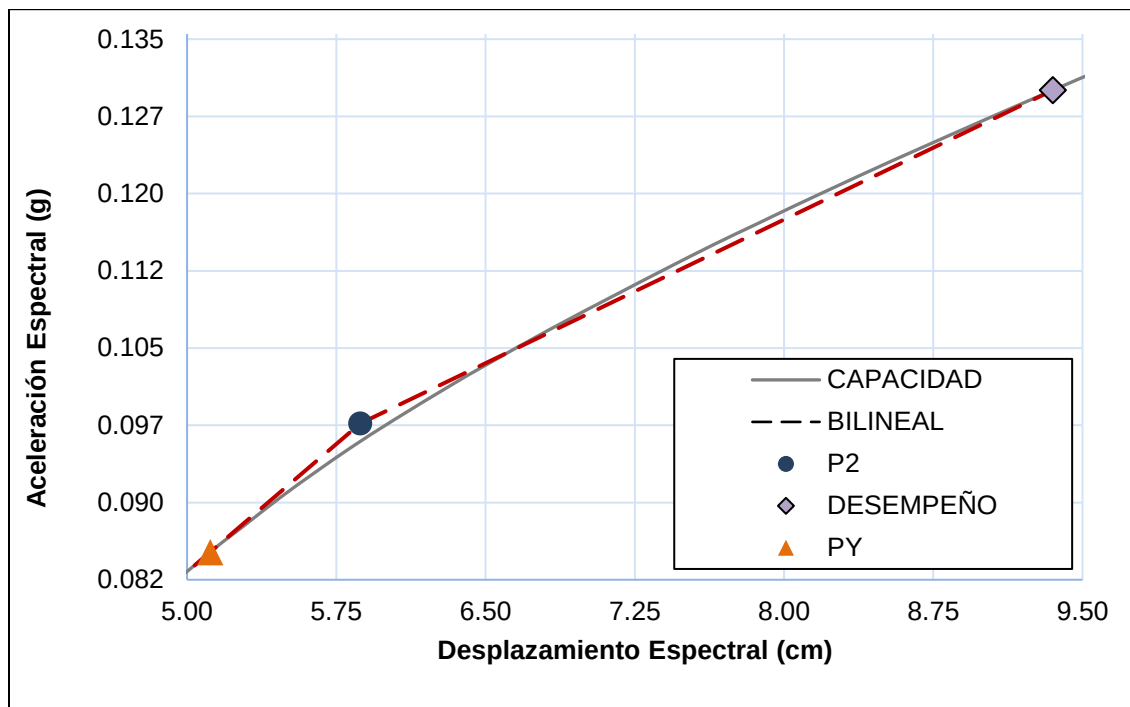


Figura 53. Representación bilineal de curva de capacidad, para reducción del espectro de demanda sísmica.

Los resultados del análisis geométrico, generados a partir de la gráfica bilineal, se aprecian numéricamente en la tabla 23 y de manera gráfica en la figura 54. La reducción del espectro de demanda es producto del cambio en el amortiguamiento, que inicialmente era de 0.05 y aumentó a 0.064.

Tabla 23. Coeficientes para reducción de espectro de demanda sísmica. Obtenidos a partir de la gráfica bilineal del espectro de capacidad.

Amortiguamiento inicial β_0	Amortiguamiento efectivo β_{eff}	Rigidez post-fluencia α	Periodo elástico T_0	Periodo efectivo T_{eff}	Ductilidad μ
0.050	0.064	0.555	1.559	1.650	1.571

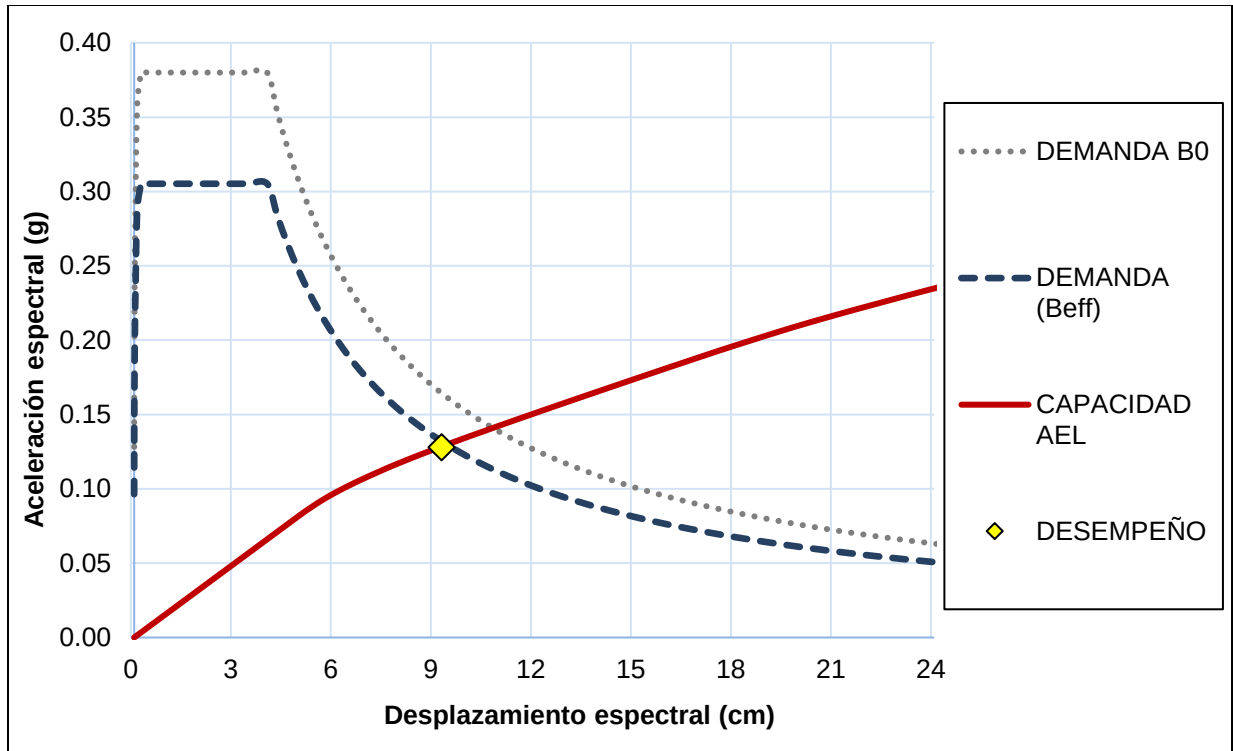


Figura 54. Determinación de punto de desempeño en estructura modificada, para sismo generado con el espectro de diseño de NTCBC (2015) actuando en dirección Y.

Para la evaluación de la respuesta sísmica se elaboró la tabla 24. Como puede observarse, las distorsiones laterales se encuentran por debajo de 0.010 en todos los niveles, por lo que cumplen ante los límites de distorsión máxima de NTCCDMX (2017). ($Y_{\max}=0.015$). La clasificación del desempeño de acuerdo con FEMA-356 (2000) fue de ocupación inmediata (IO) para los entrepisos 1 y 2, el resto de los entrepisos superó el límite mencionado, obteniendo una clasificación de seguridad de vidas (LS)

Tabla 24. Desplazamientos laterales y distorsiones (Y) en estructura modificada, utilizando el AENL con espectro de NTCBC (2015) en Dirección Y. El nivel de desempeño se revisó para el sistema estructural de marcos contraventeados, de acuerdo con FEMA-356 (2000).

N	Elevación (m)	Desplazamiento lateral (cm)	Desp. Relativo	R	Y	Desempeño	Ymax	Altura (cm)
11	36.54	13.69	0.85	2.00	0.005	LS	0.015	324.00
10	33.30	12.84	1.02	2.00	0.006	LS	0.015	324.00
9	30.06	11.82	1.09	2.00	0.007	LS	0.015	324.00
8	26.82	10.73	1.26	2.00	0.008	LS	0.015	324.00
7	23.58	9.46	1.23	2.00	0.008	LS	0.015	324.00
6	20.34	8.23	1.40	2.00	0.009	LS	0.015	324.00
5	17.10	6.83	1.30	2.00	0.008	LS	0.015	324.00
4	13.86	5.53	1.48	2.00	0.009	LS	0.015	324.00
3	10.62	4.05	1.62	2.00	0.009	LS	0.015	342.00
2	7.20	2.43	1.50	2.00	0.009	LS	0.015	342.00
1	3.78	0.93	0.93	2.00	0.005	IO	0.015	378.00
	0.00	0.00	0.00	2.00	0.000	IO	0.015	0.00

El 58% de los contravientos del edificio presentan formación de articulaciones, concentradas en los primeros seis niveles (figura 55). En el punto de desempeño la mayoría de las articulaciones generadas han rebasado el límite de esfuerzo último (C), por lo que han dejado de proporcionar rigidez al edificio.

El elemento con el nivel de daño más alto corresponde al contraviento localizado en el segundo nivel del eje X3. Como se observa en la figura 57, la deformación axial es de 0.356in y se localiza entre los límites D y E, con desempeño LS (ASCE/SEI-41, 2013).

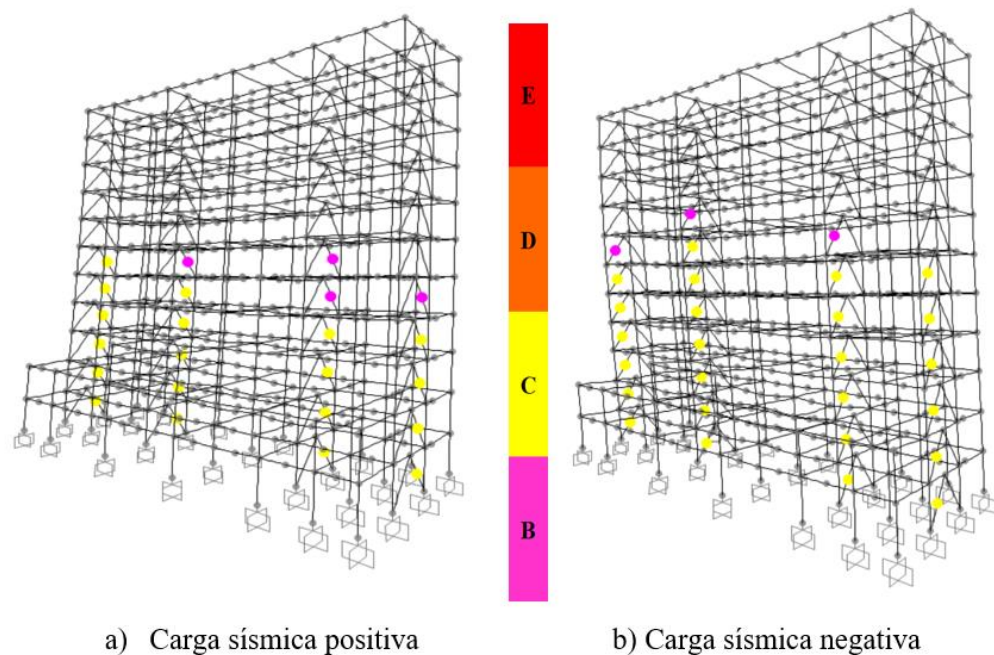


Figura 55. Generación de articulaciones plásticas en modelo estructural. Límites de trabajo y niveles de desempeño con base en las especificaciones de ASCE/SEI-41 (2013). a) Carga sísmica positiva y b) Carga sísmica negativa.

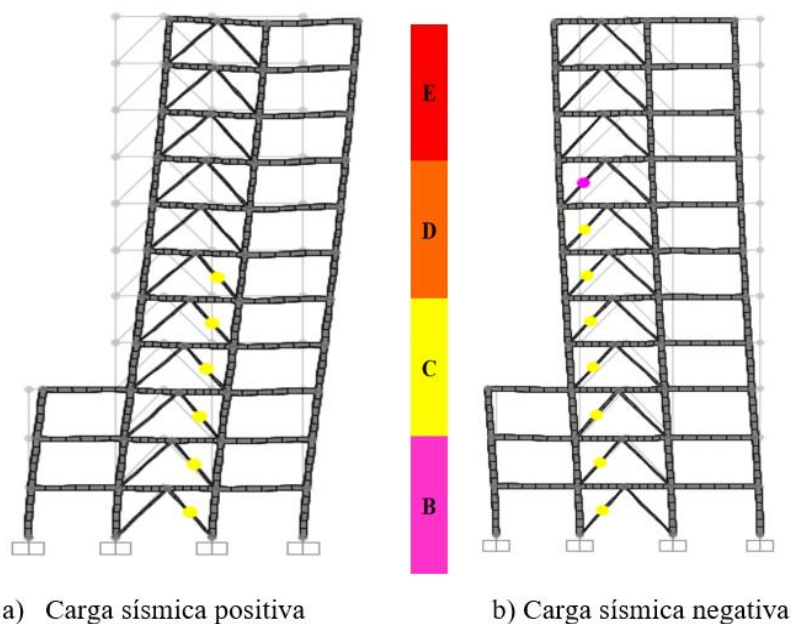


Figura 56. Generación de articulaciones plásticas. Elevación estructural en eje X3. Límites de trabajo y niveles de desempeño con base en las especificaciones de ASCE/SEI-41 (2013). a) Carga sísmica positiva y b) Carga sísmica negativa.

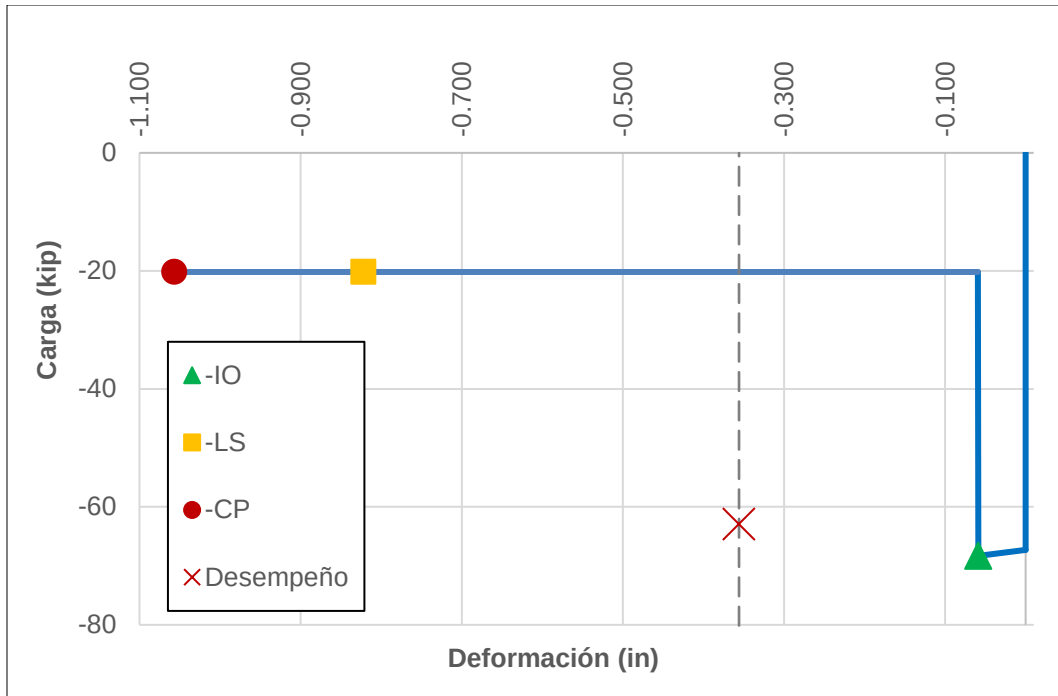


Figura 57. Gráfico fuerza-deformación de contraviento crítico. Carga axial $P_T=62.90\text{kips}$, deformación $\Delta_c=0.356\text{in}$. Límites de desempeño de acuerdo con ASCE/SEI-41 (2013).

Capítulo IV.

Discusión de resultados

Se realizó la revisión de la respuesta sísmica de una edificación de once niveles, estructurada a base de marcos de acero en dos direcciones, con contravientos concéntricos en la dirección transversal.

El trabajo desarrollado se compone por: el análisis de cargas gravitacionales, elaboración de modelo estructural tridimensional, análisis modal en las dos direcciones, determinación de periodo dominante del suelo, análisis sísmicos lineales (AEL y ADL), elaboración de gráficos esfuerzo-deformación de articulaciones plásticas, análisis sísmico no lineal (AENL), evaluación y comparación de la respuesta estructural por los diferentes análisis, propuesta de modificación estructural y comparativa de resultados del AENL en estructura modificada

La tabla 25 realiza la comparativa de la respuesta sísmica del edificio bajo los diferentes análisis aplicados. Los desplazamientos máximos en azotea, en dirección X, son de 30.27cm, 27.05cm y 20.34cm, para los AEL, ADL y AENL, respectivamente. En dirección Y, se obtuvieron valores de 19.40cm, 13.71 y 12.98cm, para los análisis mencionados.

Tabla 25. Comparativa de la respuesta sísmica del edificio, utilizando los análisis AEL, ADL y AENL, para sismo generado con el espectro de diseño de NTCBC (2015).

N	Elevación (m)	Desplazamiento lateral X (cm)			Desplazamiento lateral Y (cm)		
		AEL	ADL	AENL	AEL	ADL	AENL
11	36.54	30.27	27.05	20.34	19.40	13.71	12.98
10	33.30	29.16	25.92	19.48	17.73	12.56	11.82
9	30.06	27.37	24.08	18.09	15.87	11.28	10.55
8	26.82	24.95	21.68	16.28	13.90	9.92	9.22
7	23.58	21.99	18.92	14.21	11.80	8.46	7.81
6	20.34	18.55	15.91	11.94	9.71	7.01	6.43
5	17.10	14.75	12.70	9.52	7.64	5.55	5.05
4	13.86	11.56	10.05	7.54	5.71	4.20	3.80
3	10.62	8.24	7.29	5.48	3.88	2.90	2.61
2	7.20	4.80	4.35	3.27	2.20	1.69	1.51
1	3.78	1.87	1.73	1.30	0.85	0.67	0.59
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

La distribución de desplazamientos laterales puede ser apreciada en la figura 58. Es notoria la disminución de desplazamientos conforme se utilizaron procedimientos más elaborados.

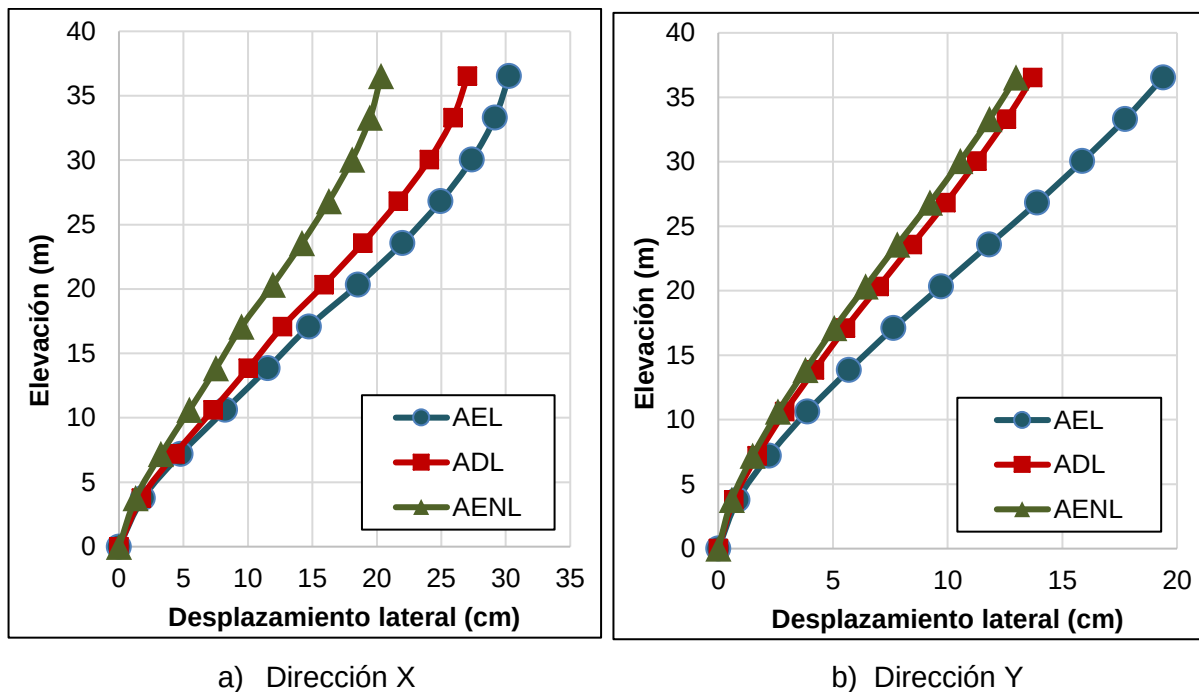


Figura 58. Comparativa de desplazamientos laterales, para sismo generado con el espectro de diseño de NTCBC (2015). a) Dirección X y b) Dirección Y.

En dirección X (figura 59-a), que cuenta con un sistema estructural a base de marcos rígidos de acero de ductilidad media, se aprecia una notable diferencia en las distorsiones generadas con uno u otro método. Los resultados obtenidos con el AEL, mostrados en línea azul, son los que muestran la respuesta sísmica más desfavorable; además, varios de los entrepisos no cumplen con la distorsión máxima permisible para el límite de seguridad contra colapso (NTCCDMX, 2017). Al incorporar la aportación de los modos superiores (ADL) la respuesta tiende a ser más favorable, con todas las distorsiones de entrepiso dentro del límite permitido (resultados en línea roja). Con el uso del método no lineal, se genera una respuesta más positiva.

La presencia de contravientos trabajando en la dirección Y aporta mayor rigidez al edificio. Tal como se aprecia en la figura 59-b, los desplazamientos laterales son menores que los obtenidos en la dirección X. Como se esperaba, el uso del AEL genera la mayor deformación lateral de la estructura, mientras que, en los otros dos análisis, los desplazamientos son similares entre sí, siendo ligeramente mayores los obtenidos con ADL.

Con base en los límites de las NTCCDMX (2017), el nivel de desempeño ante sismo actuando en dirección X es adecuado para los análisis ADL y AENL. El AEL supera este límite ($Y_{\max}=0.020$) en los entrepisos 3, 4, 6 y 7. En dirección Y, los tres análisis presentan resultados positivos.

La evaluación del límite de desempeño con la clasificación de FEMA-356 (2000) muestra que, para sismo en dirección X, los tres análisis se ubican en la categoría LS, con excepción del último nivel, que se encuentra dentro del límite IO. De esta misma manera, en dirección Y predomina la categoría LS, exceptuando el primer entrepiso, con clasificación IO.

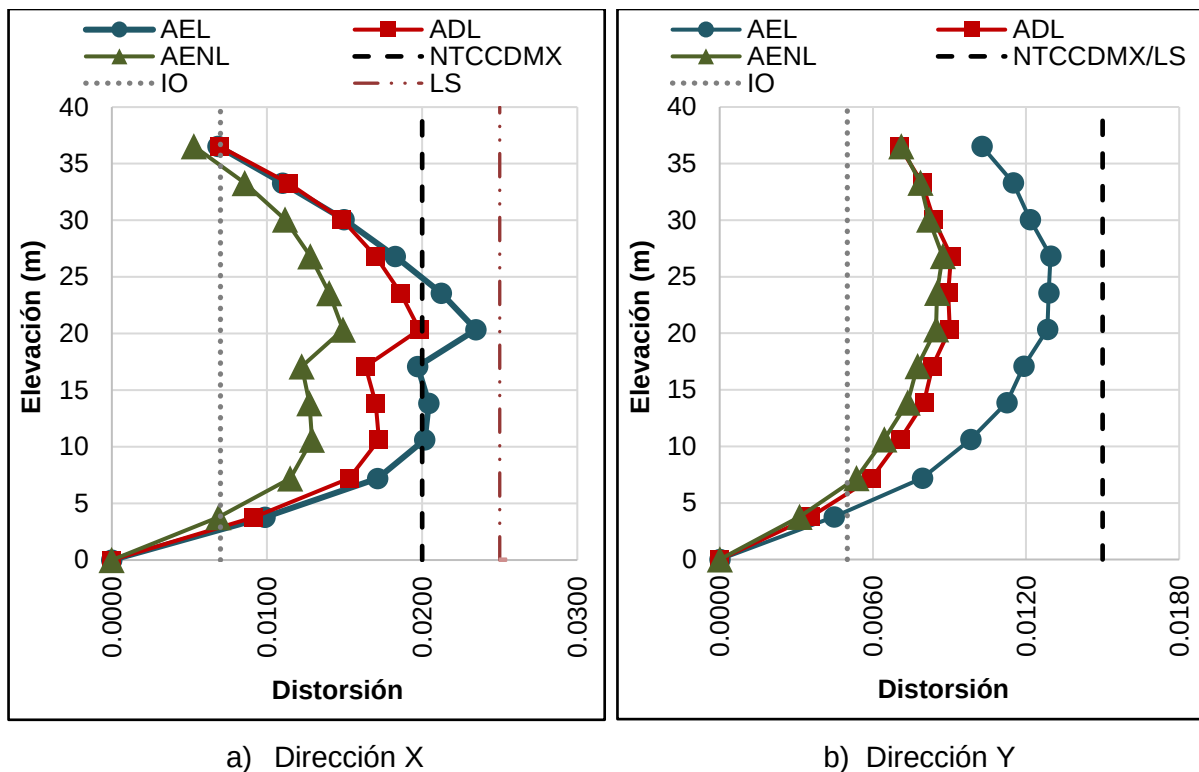


Figura 59. Comparativa de distorsiones laterales, para sismo generado con el espectro de diseño de NTCBC (2015). a) Dirección X y b) Dirección Y

Se realizó el AENL para la estructura modificada, en la cual se remplazaron todos los contravientos por una sección de menor resistencia. Mediante la comparativa de resultados se observó qué, a pesar del cambio en el comportamiento de la curva de capacidad, la respuesta sísmica no se altera de manera drástica (tabla 26), con un incremento de 0.714cm en el desplazamiento lateral máximo.

De acuerdo con la figura 60-a, las distorsiones laterales presentan un incremento en los entrepisos 3, 4 y 5, en las dos direcciones analizadas. Esto se atribuye a la generación de articulaciones plásticas en la mayoría de los contravientos localizados en esta zona. Este efecto puede verse también en el gráfico de desplazamientos (figura 60-b), donde se presenta un incremento de cerca del 50% en los niveles mencionados. La diferencia de resultados se reduce en los entrepisos superiores.

Tabla 26. Comparativa de resultados para las estructuras original y alternativa, utilizando el ADNL en dirección Y.

N	Elevación (m)	Distorsión lateral		Desplazamiento lateral (cm)	
		Original	Modificada	Original	Modificada
11	36.54	0.0071	0.0052	12.976	13.690
10	33.30	0.0079	0.0063	11.824	12.840
9	30.06	0.0082	0.0067	10.550	11.818
8	26.82	0.0087	0.0078	9.222	10.726
7	23.58	0.0085	0.0076	7.807	9.462
6	20.34	0.0085	0.0086	6.428	8.230
5	17.10	0.0077	0.0080	5.055	6.830
4	13.86	0.0074	0.0091	3.801	5.531
3	10.62	0.0064	0.0094	2.608	4.049
2	7.20	0.0054	0.0088	1.506	2.434
1	3.78	0.0031	0.0049	0.591	0.931
0	0.00	0.0000	0.0000	0.000	0.000

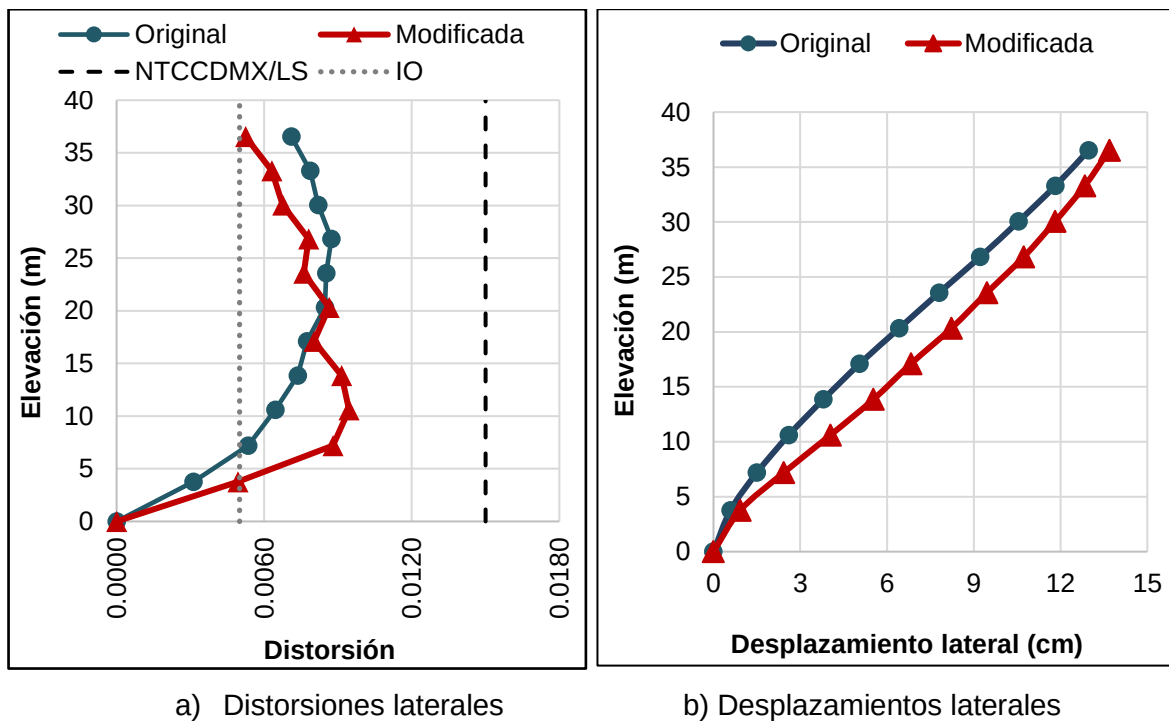


Figura 60. Comparativa gráfica de la respuesta sísmica del edificio, utilizando el AENL, para las estructuraciones original y modificada.

Capítulo V.

Conclusiones

La edificación mostró una distribución modal adecuada, con una concentración de masas por encima del 90% en los primeros tres modos de vibrar, para las dos direcciones de análisis X y Y.

El uso del AEL está restringido a edificaciones con alturas menores a 30m, sin embargo, fue evaluado para fines académicos. Su uso arrojó los resultados más desfavorables de los tres métodos, con distorsiones por encima de los límites permitidos en varios entrepisos. Por su parte, la respuesta estructural generada con el ADL cumple con las restricciones mencionadas.

Con base en la comparativa de la respuesta sísmica, los resultados del AEL difieren de manera importante de los demás análisis, por lo que la limitación en su uso es justificada. En contraste, el ADL es congruente con los resultados del AENL, por lo que su utilización en edificios de las características evaluadas es aceptable.

Se revisó el nivel de desempeño de los entrepisos en función de la distorsión lateral, de acuerdo con los límites de FEMA-356 (2000). Únicamente los entrepisos 1 y 11, en dirección X, y el 1er entrepiso, en dirección Y, presentan un desempeño IO (Ocupación Inmediata). El resto de los entrepisos se encuentran dentro del límite de Seguridad de Vidas LS.

Para la revisión de la condición no lineal se utilizó el método del espectro de capacidad (ATC-40, 1996). La distribución de cargas basada en una distribución modal generó la respuesta crítica, con desplazamientos máximos de 20.34cm y 12.98cm en dirección X y Y, respectivamente. La respuesta estructural general presenta una gran similitud con la obtenida mediante el ADL.

Mediante el AENL se determinó que, para el sismo de diseño, la estructura se encontrará trabajando en el rango de comportamiento lineal, por lo que no habrá generación de articulaciones plásticas. Si bien, esto significa que la estructura soporta de manera holgada las cargas esperadas, no es el comportamiento estructural ideal.

La modificación en los elementos de contraventeo generó cambios importantes en el comportamiento sísmico. El límite de comportamiento lineal, en la curva de capacidad, se redujo en cerca del 70%, por lo que, en la estructura modificada, el punto de desempeño alcanzó el rango no lineal. Las articulaciones plásticas se presentaron en el 58% de los contravientos, la mayoría por encima del límite C. El cambio en la estructuración modifica el comportamiento no lineal del edificio, favoreciendo su respuesta estructural. Además, la reducción del tamaño de las secciones implica una disminución del costo de la estructura.

La utilización de los análisis no lineales, en estructuras previamente diseñadas con los análisis convencionales, demostró ser una herramienta de gran utilidad para la revisión y evaluación de la respuesta obtenida. Además de corroborar/rectificar resultados de la respuesta estructural, el análisis no lineal permite conocer el mecanismo de colapso, lo que ofrece un amplio panorama sobre el comportamiento sísmico del edificio ante eventos inesperados. Este último punto es especialmente importante ya que, como se demuestra en Tapia y Tena (2008), los procedimientos lineales conforme a las normas de diseño pueden fallar en la estimación de los mecanismos de colapso.

Las ventajas del Análisis No Lineal son permitir: la verificación de resultados obtenidos con las metodologías lineales, la obtención del mecanismo de falla de la estructura, la determinación del nivel de desempeño en los elementos, la evaluación gradual del comportamiento sísmico y la localización de las zonas vulnerables. Además, su utilización en la etapa de diseño puede tener un impacto positivo en la economía de la edificación.

Las desventajas del Análisis No Lineal: ser un método de revisión, el uso del análisis no lineal requiere de la previa elaboración de un análisis lineal, por lo que se requiere trabajo adicional. Los procedimientos tienden a ser más complejos, en comparación de los métodos convencionales, por lo que requieren más tiempo de ejecución y son más costosos.

La elaboración de un análisis no lineal tiene especial relevancia al ser usado en: zonas de alta sismicidad, proyectos de edificaciones muy irregulares o de gran altura, proyectos de investigación, revisión de edificaciones existentes que presenten vulnerabilidad, sufran cambios estructurales o sean de gran importancia y en proyectos estructurales que busquen un análisis refinado con resultados óptimos.

Los periodos dominantes calculados en este trabajo son de 1.02s y 1.05s para las direcciones EO y NS, respectivamente. Estos resultados son congruentes con trabajos previos de microzonación realizados en la ciudad de Ensenada, los cuales difieren con la información del espectro de diseño de NTCBC (2015), que contiene las aceleraciones máximas en periodos bajos (0.10s-0.60s). La revisión del periodo dominante del suelo juega un papel fundamental en el análisis. De acuerdo con el mapa de microzonación (figura 4), gran parte de la franja costera de la ciudad posee periodos dominantes de entre 1.04s y 1.40s. Edificios de diez a quince niveles tienen tendencia a trabajar con periodos en este rango, por lo que la revisión de efectos de sitio toma especial importancia en estructuras de las características mencionadas.

Como trabajo a futuro, se contempla la elaboración de un análisis dinámico no lineal (ADNL), utilizando acelerogramas de sismos reales de la región. Además, se sugiere el desarrollo del AENL considerando distribuciones de cargas que incorporen los modos de vibración superiores y tomen en cuenta las características dinámicas de las estructuras.

Referencias Bibliográficas

1. Abhilash, R., Biju, V., & Rahul, L. (2009). Effect of Lateral Load Patterns in Pushover Analysis. *10th National Conference on Technological Trends (NCTT09)* (págs. 1-5). College of Engineering Trivandrum.
2. Aki, K. (1988). Local site effects on strong ground motion. *Earthquake engineering and soil dynamics II, Von Thun, J. Lawrence, (Editor) American Society Civil Engineering. Geotechnical Special Publication, 20(1)*, 103-155.
3. Amini, M., & Poursha, M. (2016). A non-adaptive displacement-based pushover procedure for the nonlinear static analysis of tall buildings. *Engineering Structures* 126, 586-597.
4. Anirudh, G., Kintali, N., & Shaik, Y. (2015). Comparative Study of Static and Dynamic Seismic Analysis of a Multistoried Building. *IJSTE - International Journal of Science Technology & Eng*, 173-183.
5. ASCE/SEI-41. (2013). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
6. Ashwin, P., & Ranjan, D. (2018). Fracture ductility of hollow circular and square steel braces under cyclic loading. *Thin-Walled Structures*, 347-361.
7. ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1*. Redwood City, California: Applied Technology Council.
8. Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño Sísmico de Edificios*. Ciudad de México: Limusa.
9. Bruneau, M., Uang, C.-M., & Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures*. San Diego, California: Mc. Graw Hill.
10. Chopra, A., & Goel, R. (2002). A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 561-582.
11. Espín, A., Parra, C., & Huesca, J. (2015). *Evaluación Rápida de Daños en Emergencias*. Murcia: Compobell, S.L. Murcia .

12. Eurocodigo 8. (2004). *Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General Rules, Seismic Action and rules for buildings.*
13. Faytarouni, M., Shen, J., Seker, O., & Bulent, A. (2020). Improved brace fracture model for seismic evaluation of concentrically braced frames. *Engineering Structures* 206, 1-19.
14. FEMA-356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.* Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
15. FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures.* Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
16. Ibarra, G., Acosta, J., & López, L. (2015). Microzonation of ground dominant periods at city of Ensenada, Baja California. *Journal of Construction*, 41-46.
17. Jalilkhani, M., Ghasemi, S., & Danesh, M. (2020). A multi-mode adaptive pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of RC moment-resisting frames. *Engineering Structures* 213, 1-18.
18. Kanai, K. (1957). *The requisite conditions for predominant vibration of ground.* Earthquake Research Institute, Tokyo University. 31, 457.
19. Lermo, J., Rodríguez, M., & Singh, S. (1988). *The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Natural Period of Sites in the Valley of Mexico from Microtremor Measurements and Strong Motion Data.* Earthquake Spectra 4 (4): 805-814.
20. MDOC. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo.* Ciudad de México: Comisión Federal de Electricidad.
21. Mehmed, C., & Sasa, M. (2010). Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. *Springer Science+Business Media B.V.*
22. Mendoza, L., Huerta, C., Reyes, A., & Otero, J. (1991). *Mapa de Periodos Dominantes de la Cibración Ambiental de los Suelos Blandos en el Valle de México.* Geofísica Internacional. 32, 1.
23. Nakamura, Y. (1989). A Method for Dynamic Characteristics Estimation of Surface using Microtremor on the Ground Surface. *Reporte de RTRI*, 25-33.

24. NTCBC. (2015). *Normas Técnicas Complementarias Estructurales de la Ley de Edificaciones del Estado*. Mexicali, Baja California: Secretaría de Infraestructura y Desarrollo Urbano.
25. NTCCDMX. (2017). *Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
26. NTCDF. (2004). *Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. México, Distrito Federal: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
27. Özlüm, C., & Alemdar, B. (2013). Pushover and Nonlinear Time History Analysis evaluation of a RC Building collapsed during the Van (Turkey) Earthquake on October 23, 2011. *Springer Science+Business Media Dordrecht*, 657-673.
28. Peralta Álvarez, M. (junio de 2012). Análisis Estático No Lineal y Análisis Dinámico No Lineal del Hospital de Vielha. *Programa de Máster en Ingeniería del Terreno e Ingeniería Sísmica*. Barcelona, España.
29. Petr, C., & Jirí, M. (2017). Comparison of Methods Used for Seismic Analysis of Structures. *Acta Polytechnica CTU Proceedings*, 20-28.
30. Rai, D., & Goel, S. (2003). Seismic evaluation and upgrading of chevron braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 971-994.
31. Ram, K., & Mehedi, A. (2014). Application of Capacity Spectrum Method Based on ATC-40 and BNBC 1993. *International Journal of Advanced Structures and Geotechnical Engineering*, 364-367.
32. Shuang, L., Zhanxuan, Z., Changhai, Z., & Lili, X. (2017). Comparison of Static Pushover and Dynamic Analyses Using Building Shaking Table Experiment. *Engineering Structures*, 430-440.
33. Singh, S., Reinoso, E., Arroyo, D., Ordaz, M., Cruz-Atienza, V., Pérez-Campos, X., & Hjörleifsdóttir, V. (2018). Deadly Intraslab Mexico Earthquake of 19 September 2017 (Mw 7.1): Ground Motion and Damage Pattern in Mexico City. *Seismological Research Letters*, 2193-2203.
34. Srikanth, B., & Ramesh, V. (2013). Comparative Study of Seismic Response for Seismic Coefficient and Response Spectrum Methods. *Int. Journal of Engineering Research and Applications*, 1919-1924.

35. Tapia, E., & Tena, A. (2008). Comportamiento Sísmico de Edificios Regulares con Marcos Dúctiles de Acero con Contraventeo Concéntrico Diseñado Conforme al Reglamento del Distrito Federal Mexicano. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructura*, 1-29.
36. Tapia, E., & Tena, A. (2013). Diseño Sísmico de Marcos de Acero Contraventeados. Parte 1: Recomendaciones de Diseño. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 43-68.
37. Tapia, E., & Tena, A. (2013). Diseño Sísmico de Marcos de Acero Contraventeados. Parte 2: Evaluación de la metodología. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 69-90.