



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Estimación de la respuesta sísmica de
un marco 2D de 15 niveles con
disipadores viscosos o histeréticos,
utilizando tres métodos de análisis
distintos**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Edwin Rodríguez Nevárez

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Héctor Guerrero Bobadilla



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

RESUMEN

Por lo regular, para mejorar el comportamiento de una estructura ante acciones sísmicas, se suele aumentar su rigidez y resistencia mediante el incremento de las dimensiones de los elementos que la componen. Esto incrementa los costos de construcción y, en su caso, la rehabilitación de la estructura debido a que se tendrían que reemplazar los elementos principales dañados por la ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

El utilizar dispositivos disipadores de energía sísmica ayuda a no incrementar en gran medida las dimensiones de los elementos estructurales o que el daño provocado por un sismo se localice en estos dispositivos fáciles de reemplazar. En este trabajo se amplía la investigación previa realizada por Sebastian [1] como parte de su tesis de licenciatura, utilizando un marco plano de 15 niveles ubicado en la zona de lago de la Ciudad de México (zona geotécnica III de la Ciudad de México).

Se compararon tres casos de estudio: marco resistente a momentos (sin sistemas de protección sísmica), marco equipado con Contraventeos Restringidos al Pandeo (CRP) y marco equipado con amortiguadores viscosos. Los tres casos se analizan con los tres métodos de análisis descritos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo [2]: análisis estático, análisis modal espectral y análisis dinámico no lineal tipo paso a paso.

Estos análisis se llevan a cabo con el programa ETABS [3]. Se utilizan espectros de diseño obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID [4]) y acelerogramas de sismos reales. Se realizan comparaciones con los resultados de las diferentes metodologías de análisis y de los diferentes casos de estudio.

Se presentan las diferencias entre las metodologías de análisis. Se observó que el análisis estático presentó las demandas mayores para los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso, mientras que, el análisis dinámico no lineal tipo paso a paso presentó fuerzas cortantes mayores.

También, los resultados mostraron que, para el caso de la estructura sin dispositivos, las distorsiones de entrepiso rebasan el límite establecido en las normas vigentes. Al implementar los CRP, los desplazamientos y las distorsiones se redujeron a valores satisfactorios para la normatividad, a diferencia de las fuerzas cortantes, ya que éstas se vieron incrementadas. Al sustituir los CRP por amortiguadores viscosos, todas las demandas se redujeron. Esto demuestra que los disipadores son una alternativa para el mejoramiento de construcciones sismorresistentes en la Ciudad de México.

ABSTRACT

To improve the behavior of a structure against seismic actions; its rigidity and resistance are usually increased by increasing the dimensions of the elements that compose it. This increase inflates the construction costs, and the rehabilitation of the structure, as well, because the main elements damaged by the occurrence of a large earthquake would have to be replaced.

The use of seismic energy dissipative devices helps to decrease the dimensions of the structural elements significantly. The damage caused by an earthquake in these devices makes it easy to replace them. This paper broadens the previous research carried out by Sebastian [1] as part of his undergraduate thesis by using a 15-level flat frame located in the lake area of Mexico City (geotechnical zone III of Mexico City).

Three case studies were compared: moment resistant frame (without seismic protection systems), frame equipped with Buckling Restricted Bindings (BRB), and frame equipped with viscous dampers. The three cases are analyzed by implementing the three analysis methods described in the Complementary Technical Standards for Earthquake Design [2]: static analysis, spectral modal analysis, and step-by-step non-linear dynamic analysis.

These analyses are carried out using the ETABS program [3]. Design spectra obtained from the System of Design Seismic Actions (SASID, by its acronyms in Spanish [4]) and accelerograms of real earthquakes are used. Comparisons are made with the results of the different analysis methodologies and case studies.

The differences between the analysis of the methodologies are presented. It was observed that the static analysis represented the highest demands on the displacements and the drifts, of the non-linear dynamic step-by-step analysis represented the highest shear forces.

The results showed that in the case of the structure without devices such as the mezzanine distortions exceed the limit established in the current regulations. When implementing the BRB, the displacements and drifts were reduced to satisfactory values for the regulations, unlike the shear forces, since these were increased. By replacing BRB with viscous dampers, all demands were reduced. This shows that seismic energy dissipators are an alternative to the improvement of earthquake-resistant buildings in Mexico City.

ÍNDICE GENERAL

| | |
|--|------|
| ÍNDICE DE FIGURAS | V |
| ÍNDICE DE TABLAS | VII |
| NOMENCLATURA..... | VIII |
| 1. INTRODUCCIÓN | 1 |
| 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 2 |
| 1.2. ALCANCES | 5 |
| 1.3. OBJETIVOS | 6 |
| 2. ANTECEDENTES | 7 |
| 2.1. PRINCIPIO DE CONSERVACIÓN DE LA ENERGÍA | 8 |
| 2.2. DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA | 8 |
| 2.2.1. CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CRP)..... | 9 |
| 2.2.2. AMORTIGUADORES VISCOSOS | 11 |
| 2.3. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO..... | 12 |
| 2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS | 13 |
| 2.4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO..... | 13 |
| 2.4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL | 14 |
| 2.4.3. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIPO PASO A PASO..... | 15 |
| 3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA | 16 |
| 3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA | 17 |
| 3.2. CARGAS CONSIDERADAS EN EL MODELO..... | 18 |
| 3.3. CASOS DE ESTUDIO..... | 18 |
| 3.3.1. ESTRUCTURA CONVENCIONAL, SIN SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA (CASO 0)..... | 19 |
| 3.3.2. ESTRUCTURA CON CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CASO 1)..... | 19 |
| 3.3.3. ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (CASO 2) | 21 |
| 4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO | 22 |
| 4.1. ESPECTROS DE DISEÑO | 24 |
| 4.2. MOVIMIENTOS SÍSMICOS..... | 26 |
| 5. MODELO NUMÉRICO..... | 28 |
| 5.1. CASOS DE CARGA..... | 29 |

| | | |
|-------|---|----|
| 5.2. | COMBINACIONES..... | 30 |
| 5.3. | MODELO NUMÉRICO..... | 31 |
| 6. | ANÁLISIS DE ESTRUCTURA CONVENCIONAL, SIN SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA (CASO 0)..... | 33 |
| 6.1. | SOBRE-RESISTENCIA..... | 35 |
| 6.2. | ANÁLISIS ESTÁTICO..... | 35 |
| 6.3. | ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL..... | 37 |
| 6.4. | ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIPO PASO A PASO..... | 39 |
| 7. | ANÁLISIS DE ESTRUCTURA CON CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CASO 1)..... | 41 |
| 7.1. | SOBRE-RESISTENCIA..... | 42 |
| 7.2. | ANÁLISIS ESTÁTICO..... | 43 |
| 7.3. | ANÁLISIS DINÁMICO MODAL..... | 44 |
| 7.4. | ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIPO PASO A PASO..... | 46 |
| 8. | ANÁLISIS DE ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (CASO 2)..... | 48 |
| 8.1. | ESPECTRO DE DISEÑO..... | 49 |
| 8.2. | ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL..... | 50 |
| 8.3. | ANÁLISIS ESTÁTICO..... | 52 |
| 8.4. | DISEÑO DE LOS AMORTIGUADORES VISCOSOS..... | 53 |
| 8.5. | ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIPO PASO A PASO..... | 57 |
| 9. | ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS..... | 59 |
| 9.1. | ESTRUCTURA SIN SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA (CASO 0)..... | 60 |
| 9.2. | ESTRUCTURA CON CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CASO 1)..... | 60 |
| 9.3. | ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (CASO 2)..... | 61 |
| 10. | ANÁLISIS COMPARATIVO DE CASOS..... | 63 |
| 10.1. | DESPLAZAMIENTOS..... | 64 |
| 10.2. | DISTORSIONES DE ENTREPISO..... | 64 |
| 10.3. | FUERZA CORTANTE..... | 65 |
| 11. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 66 |
| 11.1. | CONCLUSIONES..... | 67 |
| 11.2. | RECOMENDACIONES..... | 67 |
| | REFERENCIAS..... | 69 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1. Cinturón de fuego (Adaptada de [6]). | 2 |
| Figura 2. Mapa de las placas tectónicas que interactúan en México (Adaptada de [8]). | 2 |
| Figura 3. Regionalización sísmica de la república mexicana (Adaptada de [10]). | 3 |
| Figura 4. Zonificación del Valle de México (Adaptada de [5]). | 4 |
| Figura 5. Comparación de comportamiento fuerza axial-desplazamiento (curva de histéresis) entre CRP y CC (Adaptada de [16]). | 10 |
| Figura 6. Componentes de un Contraventeo Restringido al Pandeo típico (Adaptada de [16]). | 11 |
| Figura 7. Características de amortiguadores viscosos (Adaptada de [21]). | 12 |
| Figura 8. Esquema de la estructura estudiada. | 17 |
| Figura 9. Configuración de la estructura en Caso 0. | 19 |
| Figura 10. Configuración de la estructura en Caso 1. | 20 |
| Figura 11. Configuración de la estructura en Caso 2. | 21 |
| Figura 12. Ubicación de la estructura. | 23 |
| Figura 13. Espectros y datos obtenidos de SASID [4]. | 25 |
| Figura 14. Espectros SRSS escalados. | 27 |
| Figura 15. Modelo numérico en ETABS. | 32 |
| Figura 16. Modo fundamental de vibrar del Caso 0 con un periodo $T = 2.48$ s. | 34 |
| Figura 17. Obtención de la ordenada espectral para un periodo $T = 2.48$ s (Caso 0). | 36 |
| Figura 18. Resultados del análisis estático para el Caso 0. | 37 |
| Figura 19. Principales modos naturales de vibrar del Caso 0. | 38 |
| Figura 20. Resultados del análisis modal espectral para el Caso 0. | 39 |
| Figura 21. Resultados del análisis dinámico no lineal tipo paso a paso para el Caso 0. | 40 |
| Figura 22. Modo fundamental de vibrar con un periodo $T = 1.36$ s (Caso 1). | 42 |
| Figura 23. Obtención de la ordenada espectral para un periodo $T = 1.36$ s (Caso 1). | 43 |
| Figura 24. Resultados del análisis estático para el Caso 1. | 44 |
| Figura 25. Principales modos naturales de vibrar del Caso 1. | 45 |
| Figura 26. Resultados del análisis modal espectral para el Caso 1. | 46 |
| Figura 27. Resultados del análisis dinámico no lineal tipo paso a paso para el Caso 1. | 47 |

| | |
|---|----|
| Figura 28. Espectro de diseño con amortiguamiento suplementario y distorsiones resultantes..... | 51 |
| Figura 29. Resultados del análisis modal espectral para el Caso 2. | 51 |
| Figura 30. Obtención de la ordenada espectral para un periodo $T = 2.48$ s (Caso 2)..... | 52 |
| Figura 31. Resultados del análisis estático para el Caso 2..... | 53 |
| Figura 32. Modelo numérico con amortiguadores viscosos. | 57 |
| Figura 33. Resultados del análisis dinámico no lineal tipo paso a paso para el Caso 2. | 58 |
| Figura 34. Comparación de resultados por cada método de análisis para el Caso 0..... | 60 |
| Figura 35. Comparación de resultados por cada método de análisis para el Caso 1..... | 61 |
| Figura 36. Comparación de resultados por cada método de análisis para el Caso 2..... | 62 |
| Figura 37. Comparación de desplazamientos para los tres casos de estudio..... | 64 |
| Figura 38. Comparación de distorsiones de entrepiso para los tres casos de estudio. | 65 |
| Figura 39. Comparación de fuerzas cortantes para los tres casos de estudio. | 65 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas (casos de estudio). | 13 |
| Tabla 2. Perfiles utilizados en la estructura..... | 18 |
| Tabla 3. Cargas consideradas. | 18 |
| Tabla 4. Propiedades de los CRP. | 20 |
| Tabla 5. Registros sísmicos seleccionados..... | 27 |
| Tabla 6. Casos de carga. | 30 |
| Tabla 7. Combinaciones de carga..... | 31 |
| Tabla 8. Participación de masa modal (Caso 0)..... | 37 |
| Tabla 9. Participación de masa modal (Caso 1)..... | 44 |
| Tabla 10. Valores de ϕ_j , ϕ_{ri} y w_j | 54 |
| Tabla 11. Valores de constantes de amortiguamiento relativas..... | 55 |
| Tabla 12. Cálculo de C_i | 56 |

NOMENCLATURA

| | |
|------------------|---|
| E | energía de entrada del movimiento sísmico |
| E_k | energía cinética (deformaciones) |
| E_s | energía de deformación elástica recuperable |
| E_h | energía irrecuperable, disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad u otras formas de acción |
| E_d | energía disipada por dispositivos de amortiguamiento suplementario |
| Q | factor de comportamiento sísmico con efectos de interacción suelo-estructura |
| γ_{max} | distorsión de entrepiso límite |
| R | factor de reducción por sobre-resistencia |
| T | periodo natural de vibrar del sistema estructural |
| Q' | factor de reducción por comportamiento sísmico, función de T |
| F_i | fuerzas estáticas del i -ésimo piso |
| c | ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño; coeficiente que indica el valor de dicha ordenada |
| W_i | peso del i -ésimo piso |
| h_i | la altura del i -ésimo piso sobre el desplante |
| W_{ei} | pesos modales efectivos |
| $\{\varphi_i\}$ | vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura |
| $[W]$ | matriz de pesos de las masas de la estructura |
| $\{J\}$ | vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones |
| S | respuesta total de la estructura (pueden ser desplazamientos, fuerza cortante, momentos, etc.) |
| S_i | respuesta del i -ésimo modo (pueden ser desplazamientos, fuerza cortante, momentos, etc.) |
| T_s | periodo dominante de vibrar más largo del terreno |
| a_{es} | ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica |
| a_{c1}, a_{c2} | ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las dos componentes horizontales individuales del movimiento del terreno |

| | |
|------------------------------|---|
| k_1 | factor de corrección por hiperestaticidad, se usa para el cálculo de R |
| a_0 | aceleración máxima del terreno |
| T_a, T_b | periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño |
| k | cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura |
| R_0 | factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural |
| k_2 | factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas |
| a | ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad |
| β | factor de reducción por amortiguamiento suplementario debido al uso de disipadores de energía |
| p | variable usada para el cálculo de a y Q' |
| δ | fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño |
| $\lambda, \varepsilon, \tau$ | parámetros usados para el cálculo de β |
| δ_{effect} | amortiguamiento efectivo de la estructura con los dispositivos |
| δ_{estr} | amortiguamiento de la estructura |
| C_i | constante de amortiguamiento para el dispositivo i |
| θ_i | ángulo de inclinación del dispositivo i a la horizontal |
| ϕ_{ri} | desplazamiento relativo del primer modo entre los extremos del dispositivo i en la dirección horizontal |
| w_j | peso del nivel j |
| g | aceleración de la gravedad |
| ϕ_j | desplazamiento del primer modo del nivel j |

1. INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El territorio mexicano se encuentra enclavado dentro del área conocida como el cinturón circumpacífico (o “Cinturón de Fuego”), mostrado en la figura 1, en donde la mayor parte de la energía sísmica es liberada. Esto es entre el 80 y 90% de la energía sísmica anual de la Tierra. La interacción entre las placas tectónicas de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe, así como fallas locales dentro del territorio, son las principales causas de la alta sismicidad del país [5].



Figura 1. Cinturón de fuego (Adaptada de [6]).

Las placas oceánicas de Cocos y Rivera subducen con las de Norteamérica y del Caribe sobre la costa del Pacífico (ver figura 2), frente a los estados de Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima y Jalisco, los cuales son los estados con mayor sismicidad de la república mexicana. También afecta a los estados de Veracruz, Tlaxcala, Morelos, Puebla, Nuevo León, Sonora, Baja California, Baja California Sur y la Ciudad de México [7].



Figura 2. Mapa de las placas tectónicas que interactúan en México (Adaptada de [8]).

En México se ha estudiado la actividad sísmica desde principios del siglo XX. En 1910 se inauguró la red sismológica mexicana, desde entonces se han mantenido los sismos en observación, registrándose en la estación sismológica de Tacubaya y en el Instituto de Geofísica de la UNAM, el cual se encarga de operar el Servicio Sismológico Nacional (SSN).

Para el diseño sismorresistente y gracias al estudio de la topografía, el territorio mexicano se ha clasificado en cuatro zonas sísmicas (ver figura 3) [9]:

- Zona A: Sin registros históricos de sismos (últimos 80 años), no se esperan aceleraciones del suelo mayores al 10% de la aceleración de la gravedad debido a sismos.
- Zona B y C: Con poca frecuencia de sismos, no se esperan aceleraciones del suelo mayores al 70% de la aceleración de la gravedad debido a sismos.
- Zona D: Se han reportado grandes sismos históricos, gran recurrencia de sismos, se esperan aceleraciones del suelo mayores al 70% de la aceleración de la gravedad.



Figura 3. Regionalización sísmica de la república mexicana (Adaptada de [10]).

La Ciudad de México, aunque se encuentre en una zona con poca frecuencia de sismos (zona B), debido a su cercanía con las zonas epicentrales se convierte en una ciudad receptora de sismos. A ello se suma que su suelo es uno de los más complejos que hay en el mundo, debido a que se encuentra ubicada en lo que fuera un lago. Entre otras causas, el tipo de suelo ayuda a que la energía sísmica que se desenvuelve puede llegar a causar grandes estragos. Es por lo que se le puede considerar como zona sísmica, dividida de acuerdo con el tipo de zona geotécnica (ver figura 4):

- Zona I (lomas): Partes más altas de la cuenca del valle, con suelos de alta resistencia y poco compresibles.
- Zona II (transición): Características entre Zonas I y II.

- Zona III (lago): Regiones donde se encontraban los lagos de Texcoco y de Xochimilco, suelos lacustres muy blandos y compresibles con altos contenidos de agua, se amplifican las ondas sísmicas.

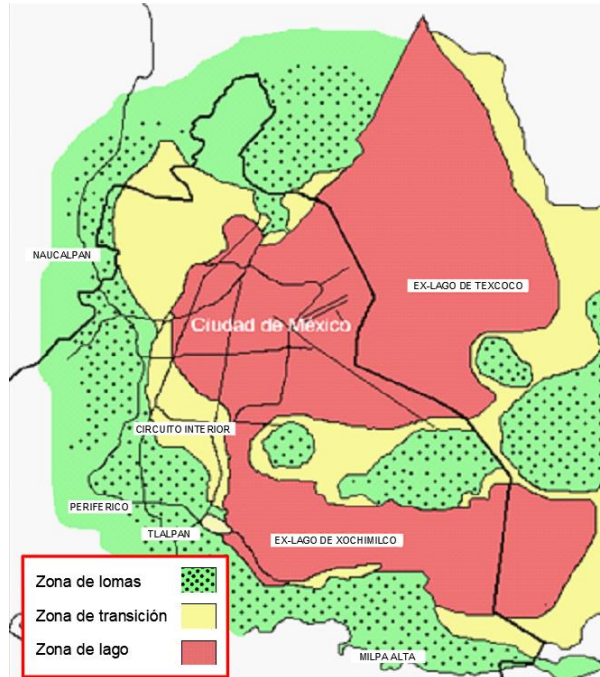


Figura 4. Zonificación del Valle de México (Adaptada de [5]).

Un sismo de gran magnitud en la zona de subducción, desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un gran peligro para la Ciudad de México, en especial para las estructuras que se encuentran en la zona lacustre. A pesar de que se sabe de su vulnerabilidad, la Ciudad de México tiene un gran riesgo frente a un desastre de origen sísmico debido a la gran población y a la gran demanda por edificaciones. Por ello, el diseño de edificios reta a los ingenieros estructurales a buscar alternativas de mejoras para el diseño estructural y alargar la vida útil de los edificios, promoviendo el uso de nuevos sistemas de protección sísmica. Actualmente existen diversos sistemas para mitigar los efectos de los sismos en las estructuras.

El diseño sismorresistente se ha enfocado en aumentar la rigidez y resistencia en las estructuras mediante el incremento de las dimensiones de los elementos que la componen. Sin embargo, al emplear estos métodos la estructura pudiera seguir siendo vulnerable a presentar daños, con costos elevados para la reparación o sustitución de los elementos principales.

Al diseñar estructuras equipadas con disipadores de energía sísmica se logra que el daño provocado por un sismo se localice en dispositivos fácilmente reemplazables o reparables, logrando una rehabilitación más económica. Su propósito es hacer que las estructuras tengan un mejor comportamiento sísmico y se mantengan dentro de su intervalo lineal.

Los disipadores de energía sísmica, como su nombre lo indica, disipan la energía de las estructuras cuando son sometidas a un terremoto. Se procura que el daño sea en el mismo disipador, manteniéndose la estructura principal con un mínimo de daños. Para su funcionamiento, los disipadores dependen principalmente de los desplazamientos relativos de los entrepisos. Estos se ubican generalmente en forma de contraventeos. El ahorro económico por los daños es considerable, mientras que el tiempo de reparación es muy corto en comparación con aquel de elementos convencionales como columnas y vigas.

El objetivo del uso de estos sistemas de control de respuesta sísmica es reducir las demandas a las que se someten las estructuras controlando los desplazamientos y los daños que estos provocan. Permiten modificar las características dinámicas de la estructura disipando parte de la energía desarrollada por el sismo. Es importante estar conscientes de que los sistemas de protección sísmica no garantizan que el daño en las estructuras sea nulo, pero sí aumentan la probabilidad de que este sea considerablemente menor.

En este trabajo se amplía una investigación previa realizada por Sebastian [1], estudiando y comparando las metodologías de análisis descritas en las normas, así como tres diferentes casos de estudio. Se estudió el uso de CRP y amortiguadores viscosos en un marco plano de 15 niveles ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México, sometido a excitaciones sísmicas, tomando como referencia los criterios de diseño establecidos en la normatividad vigente.

1.2. ALCANCES

En este trabajo se analizan tres casos de estudio de un marco plano de 15 niveles. El caso 0, marco sin sistemas de protección sísmica y el caso 1, marco equipado con disipadores de tipo CRP, fueron propuestos originalmente por Sebastian [1], aplicarlos en esta tesis busca replicar la estructura y comparar las metodologías de análisis. El caso 2, marco con amortiguadores viscosos, propuesto en este trabajo de investigación, tiene como objetivo comparar la respuesta de la estructura con los parámetros establecidos en la normatividad para cada uno de los dispositivos. Para comprar su respuesta, se hace uso de espectros de diseño obtenidos del SASID y de 12 registros de aceleraciones de eventos sísmicos obtenidos en la zona de lago de la CDMX.

Este estudio da una nueva perspectiva sobre el uso de dispositivos disipadores de energía y deja un precedente sobre las metodologías de análisis, ya que diferentes métodos de análisis pueden llevar a demandas diferentes en las estructuras. Es importante que el diseñador esté consciente de ello y que use su criterio para definir cuál es el método más racional para estructurar sus edificaciones.

1.3. OBJETIVOS

El objetivo general de este trabajo es realizar el estudio comparativo de los tres métodos de análisis descritos en las NTC-DS [2] y, de igual manera, el comportamiento sísmico de una estructura ubicada en la zona de lago de la CDMX, equipada con sistemas de protección sísmica.

Los objetivos particulares son:

- Comparar los tres métodos de análisis disponibles en las NTC-DS [2].
- Observar las diferencias y consideraciones de los métodos de análisis.
- Modelar la estructura con diferentes dispositivos (CRP y amortiguadores viscosos).
- Comparar la respuesta de una estructura equipada con CRP y amortiguadores viscosos.

2. ANTECEDENTES

2.1. PRINCIPIO DE CONSERVACIÓN DE LA ENERGÍA

Durante la acción de un sismo, una cantidad de energía entra a la estructura. Esta energía se transforma en energía cinética y energía potencial (deformaciones), las cuales se disipan mediante calor. Las estructuras tienen un cierto grado de amortiguación, absorben parte de la energía de entrada y va reduciendo las vibraciones hasta que el movimiento termina. El desempeño de las estructuras se puede mejorar si una parte de la energía de entrada se amortigua por un dispositivo suplementario y no por la estructura. Esto se puede demostrar en la ecuación 1 [11].

$$E = E_k + E_s + E_h + E_d \quad \text{ec. 1}$$

donde:

E = Energía de entrada del movimiento sísmico.

E_k = Energía cinética (deformaciones).

E_s = Energía de deformación elástica recuperable.

E_h = Energía irrecuperable, disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad u otras formas de acción.

E_d = Energía disipada por dispositivos de amortiguamiento suplementario.

La energía de entrada representa el trabajo hecho por la fuerza cortante total en la base debido al desplazamiento del terreno y contiene el efecto de las fuerzas de inercia de la estructura [11].

En estructuras convencionales la disipación de la energía de entrada se concentra sólo en E_h , resultando en daños a los elementos principales de la estructura, cuya reparación puede ser costosa y tardada. Una manera de lograr un diseño sismorresistente óptimo es aumentando el amortiguamiento suplementario mediante dispositivos disipadores con el fin de consumir una porción de la energía sísmica. Esto reduce la demanda de disipación en los miembros estructurales principales y la posibilidad de sufrir daños importantes [11].

2.2. DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

Disipar energía sísmica en una estructura es una tecnología con un largo tiempo de desarrollo. Muchos dispositivos han sido estudiados desde 1970 con el objetivo de mejorar el comportamiento de las estructuras [12].

El control estructural ante acciones sísmicas es una alternativa al diseño sismorresistente convencional, de esta manera, se disipan las acumulaciones de energía

asegurándose que los elementos de la estructura no sean sobre exigidos, lo que podría provocar daños severos. Esto se puede observar cuando al implementar alguno de estos dispositivos se modifican los periodos, frecuencias y formas de vibrar de las estructuras. El propósito de utilizarlos es mejorar el desempeño de las edificaciones ante fenómenos sísmicos.

Los sistemas de control estructural se pueden clasificar en activos, pasivos e híbridos [13]. Los activos requieren para su funcionamiento la intervención de sistemas de cómputo o electromecánicos, por lo que dependen de fuentes de energía externas, lo cual impone una gran limitante. Los sistemas pasivos no dependen de fuentes externas, responden de forma inercial a la acción sísmica, por lo que siempre se encuentran listos para desarrollar su función y los hace un sistema más confiable. Finalmente, los híbridos son la combinación de sistemas activos y sistemas pasivos.

Los sistemas pasivos son una tecnología que mejora el desempeño de una estructura añadiendo amortiguamiento y reduciendo los desplazamientos. Estos emplean dispositivos simples que reducen la respuesta dinámica por medios mecánicos, son elementos de carácter reactivo con respuesta no controlable y dependen únicamente de las condiciones de trabajo en que se encuentran. Algunos ejemplos de estos sistemas son: masas sintonizadas, aisladores de base y disipadores de energía [13].

Un disipador de energía, a diferencia de los aisladores sísmicos, no evita que las fuerzas y movimientos se transfieran desde el suelo a la estructura y, como su nombre lo indica, disipa energía con la finalidad de proteger elementos estructurales y no estructurales, concentrando en ellos la mayor capacidad de energía. Para su funcionamiento dependen fundamentalmente de los desplazamientos relativos (distorsiones) de los entrepisos.

Como ejemplos de disipadores podemos encontrar: amortiguadores de fluidos viscosos, amortiguadores friccionantes, viscoelásticos, metálicos e hysteréticos, estos incrementan el amortiguamiento crítico de una estructura y reducen las demandas de desplazamiento [14].

En esta tesis se estudiaron dos tipos de sistemas de protección sísmica: Contraventeos Restringidos al Pandeo (CRP) y amortiguadores viscosos, con la finalidad de comparar su comportamiento y buscando comprobar que los criterios de aceptación que establecen las normas respecto a estos dispositivos son indispensables para garantizar la seguridad de la estructura.

2.2.1. CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CRP)

Un CRP es un sistema de protección sísmica de tipo hysterético, siendo una rama de los sistemas de control estructural pasivos. Se emplean para modificar la rigidez de la

estructura, haciendo que los periodos naturales de vibrar se reduzcan. Suelen colocarse en arreglos diagonales en los entrepisos de las edificaciones y dependen en especial de los desplazamientos relativos en sus extremos. Son una gran opción para mejorar el desempeño de la estructura y prevenir su colapso, ya que tienen un bajo costo de instalación, larga vida útil, bajos costos de mantenimiento, bajo costo de reemplazo, bajo costo de fabricación, reducción del daño estructural por sismo y simplicidad para reforzamiento de estructuras existentes [15].

Los CRP se pueden considerar como una mejora a los Contraventeos Convencionales (CC), cuya función primordial recae en la tensión, restringiendo los movimientos laterales aportando mayor rigidez a las crujías y presentan problemas de pandeo al momento de recibir fuerzas de compresión. Es por lo que se implementó una técnica para restringir el pandeo (ver figura 5). La función de los CRP es la de actuar como un fusible, protegiendo a la estructura. Para la rehabilitación estructural sólo se requiere cambiar estos “fusibles”, representando un ahorro económico importante y tiempos menores [14].

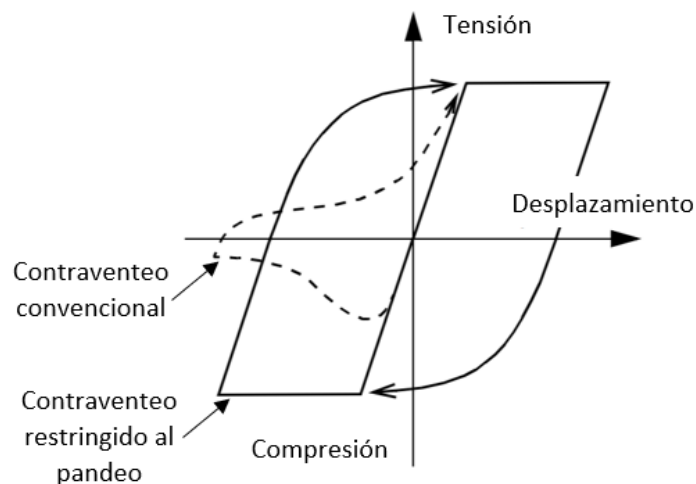


Figura 5. Comparación de comportamiento fuerza axial-desplazamiento (curva de histéresis) entre CRP y CC (Adaptada de [16]).

Los CRP logran tener un comportamiento de histéresis estable ante deformaciones inelásticas y es simétrico en tensión y compresión. Por el contrario, los CC tienen un buen comportamiento a tensión, sin embargo, en compresión pandean y su desempeño cambia radicalmente. Las ventajas de los CRP los hace una buena opción para resistir acciones sísmicas que generan oscilaciones en las estructuras, facilitando su diseño e incrementando la confiabilidad en su respuesta.

Los CRP basan su comportamiento en un elemento metálico conectado en los extremos y cuya sección central tiene la función de deformarse inelásticamente en tensión y en compresión. Para esto la sección central se tiene que mantener restringida al pandeo mediante una subestructura que lo confina. Se conforman por un núcleo de acero, material confinante (mortero) que restringe el pandeo del núcleo, funda de acero que protege el material confinante y material desadherente que se coloca entre el núcleo de acero y el material confinante (ver figura 6). Si se desea conocer más sobre las diferentes formas y configuraciones de los CRPs se recomienda consultar Uang y Nakashima [17].

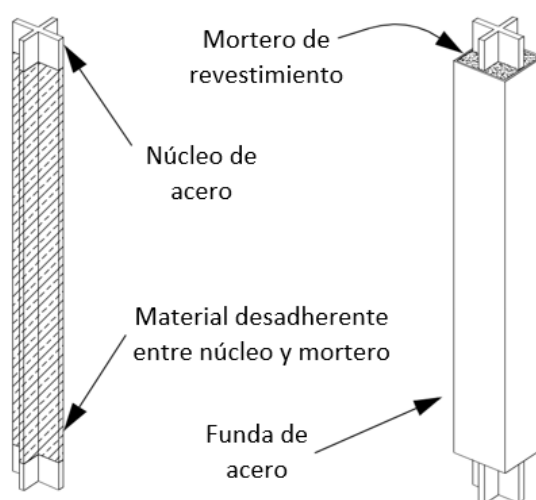


Figura 6. Componentes de un Contraventeo Restringido al Pandeo típico (Adaptada de [16]).

Los CRP estudiados en este trabajo se tomaron del estudio de Sebastián [1], ya que como se indicó con anterioridad, el objetivo no es el diseño de los CRP, sino comparar las diferentes metodologías de análisis y la respuesta de la estructura con CRP y amortiguadores viscosos. Si el lector desea conocer más acerca del diseño de los CRP, se sugiere leer más sobre la metodología propuesta por Guerrero et al. [18].

2.2.2. AMORTIGUADORES VISCOSOS

Surgieron como una tecnología militar a finales del siglo XIX y debido a sus características y la efectividad para poder reducir las vibraciones, fueron adaptados a la ingeniería estructural, principalmente como sistemas de protección sísmica y contra vientos fuertes [19].

Estos dispositivos consisten en un cilindro de acero inoxidable con un líquido viscoso en su interior, por lo regular se trata de silicón. El fluido se desplaza de una cámara a otra debido a la acción de un pistón por medio de orificios con diámetros, longitudes e inclinación especialmente determinados para controlar el paso del fluido. Esta acción

genera fricción entre las partículas del fluido y el pistón, disipando de esta forma la energía. Resultan ser muy prácticos y eficientes para la protección de estructuras sometidas a acciones sísmicas fuertes. Tienen la propiedad de reducir simultáneamente los esfuerzos y las deflexiones de la estructura, debido a que varían su fuerza solamente con la velocidad [20].

Se trata de un cilindro metálico con un pistón que se desplaza en su centro, tiene cámaras rellenas de silicón y orificios por los que pasa el fluido de una cámara a otra. En la figura 7 se muestra esquemáticamente un amortiguador viscoso y sus partes.

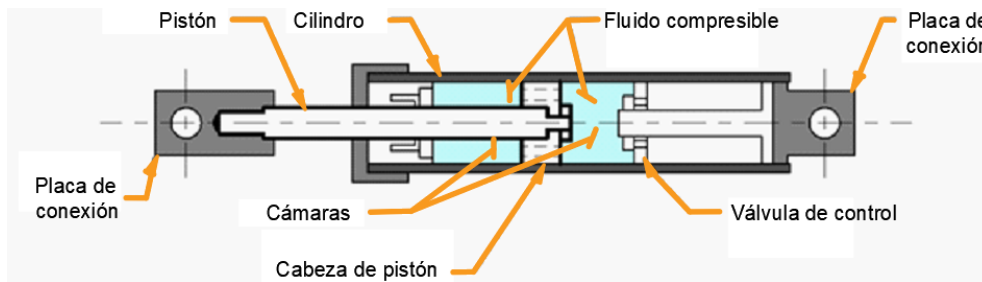


Figura 7. Características de amortiguadores viscosos (Adaptada de [21]).

A diferencia de los CRP, para el caso de los amortiguadores viscosos de esta tesis, sí se realizó su diseño con el fin de comparar los métodos de análisis y el comportamiento de la estructura con los dos casos de estudio ya planteados y el propuesto en este trabajo de investigación. El diseño de los dispositivos se llevó a cabo en el capítulo 8.4.

2.3. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo [2], cuentan con consideraciones de diseño para los sistemas de control pasivo, aunque aún hace falta más información e investigación que permita confiar en sus parámetros al emplear este tipo de sistemas.

Para fines de diseño sísmico, las construcciones se clasifican en grupos y subgrupos. La estructura que se estudia en este trabajo se encuentra en el grupo denominado “B”, para edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales. Específicamente en el subgrupo “B1”, ya que se trata de una construcción de más de 15 metros de altura ubicada en la zona III (de lago) según la zonificación geotécnica de la Ciudad de México [22].

Cuando se emplean los métodos de análisis estático y dinámico modal, las acciones sísmicas de diseño se determinarán a partir de los espectros de diseño contenidos en el sistema de Acciones Sísmicas de Diseño [4].

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , y la distorsión de entrepiso límite, γ_{max} , se adoptarán los valores especificados en las NTC-DS [2]. Para estructuras de acero o compuestas, los datos se resumen en la tabla 1.

Tabla 1. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas (casos de estudio).

| Estructuración | Ductilidad | Condición | Q | γ_{max} |
|---|-------------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------------------------|
| Marcos | Media | ---- | 3 | 0.02 |
| Sistema dual formado por marcos de acero y contravientos de acero | Alta | Contravientos restringidos al pandeo | 4 | 0.02 |

Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones de entrepiso obtenidas con los análisis estático y dinámico modal multiplicadas por QR , no excedan los valores especificados para las distorsiones límite (γ_{max}) antes mencionadas.

2.4. MÉTODOS DE ANÁLISIS

2.4.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Se puede decir que es el método más simple, consiste en obtener un coeficiente sísmico de acuerdo con el periodo fundamental de la estructura, multiplicar por el peso de la estructura y obtener fuerzas cortantes distribuidas en cada entrepiso. Las normas dictan que, para poder utilizar este método la altura de la estructura debe ser no mayor a 30 metros. Se utiliza este análisis con el propósito de comparar las metodologías.

Se consideran todas las cargas a las que esté sometida la estructura y se colocan en las losas de acuerdo con la ocupación de la edificación. Para calcular el peso de los diferentes entrepisos se toman en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan. De igual manera, se obtiene la rigidez para calcular el periodo fundamental de vibrar de la estructura (T), el cual determina el valor del factor de reducción por comportamiento sísmico (Q'), al igual que el factor por sobre-resistencia (R)

Las fuerzas laterales equivalentes que actúan en el i -ésimo nivel, F_i , se obtiene de la ecuación 2 [2]:

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad \text{ec. 2}$$

donde:

F_i = Fuerzas estáticas del i -ésimo piso.

c = Ordena espectral del espectro de diseño obtenido del SASID [4].

Q' = Factor de reducción por comportamiento sísmico.

R = Factor de reducción por sobre-resistencia.

W_i = Peso del i -ésimo piso.

h_i = La altura del i -ésimo peso sobre el desplante.

Este método permite calcular los perfiles de desplazamiento, distorsión de entrepiso y fuerza cortante, para diseñar una estructura nueva o para corroborar si una existente cumple con la normatividad vigente.

2.4.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Se incluye el efecto de los modos naturales que, ordenados según los valores decrecientes de sus periodos de vibrar, son necesarios para que la suma de los pesos modales efectivos sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos, W_{ei} , se determinan con la ecuación 3 [2].

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad \text{ec. 3}$$

donde:

W_{ei} = Pesos modales efectivos.

$\{\varphi_i\}$ = Vector de amplitudes del i -ésimo modo natural de vibrar de la estructura.

T = Periodo fundamental de vibrar de la estructura.

$[W]$ = Matriz de pesos de las masas de la estructura.

$\{J\}$ = Vector formado con “unos” en las posiciones correspondientes a los grados de libertad de traslación en la dirección de análisis y “ceros” en las otras posiciones.

Se usan los espectros de diseño obtenidos de SASID [4] para calcular la participación de cada modo natural, reducidos en función de Q y R . Las respuestas modales, S_i , se combinan para calcular las respuestas totales S con la ecuación 4 [2].

$$S = \sqrt{\sum S_i^2} \quad \text{ec. 4}$$

donde:

S = Respuesta total de la estructura (pueden ser desplazamientos, fuerza cortante, momentos, etc.).

S_i = Respuesta del i -ésimo modo (pueden ser desplazamientos, fuerza cortante, momentos, etc.).

2.4.3. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIPO PASO A PASO

Es un método más racional que el método estático y el modal espectral, ya que se simula el comportamiento de la estructura ante acelerogramas sísmicos en su base. Según las NTC-DS [2] se deben emplear 12 movimientos cuando el periodo dominante de vibrar más largo del terreno, T_s , es mayor a dos segundos. Los movimientos deben ser semejantes a los del terreno registrados durante sismos con intensidades similares a las supuestas para el diseño (espectro elástico de pseudo-aceleraciones como fracción de la gravedad) [2].

Se consideran las respuestas de las dos componentes horizontales ortogonales simultáneas. La intensidad de una excitación sísmica se mide con un espectro cuyas ordenadas se establecen con la ecuación 5 [2].

$$a_{es}(T) = \sqrt{a_{c1}(T)^2 + a_{c2}(T)^2} \quad \text{ec. 5}$$

donde:

a_{es} = Es la ordenada del espectro que caracteriza la intensidad de la excitación sísmica.

a_{c1}, a_{c2} = Ordenadas espectrales elásticas correspondientes a las dos componentes horizontales individuales del movimiento del terreno.

T = Periodo fundamental de vibrar de la estructura al que corresponden las ordenadas espectrales.

Todas las parejas de acelerogramas son afectadas por factores de escalamiento que conducen a que las ordenadas promedio de los espectros, no sean menores que 1.3 veces las que corresponden al espectro elástico obtenido con el SASID [4]. El amortiguamiento es modelado con una matriz de amortiguamiento de Rayleigh.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura estudiada en esta tesis se basa en la propuesta previamente por Sebastián [1]. Se toman las características geométricas, de los materiales y la ubicación de la estructura. Esto con el fin de hacer comparaciones equivalentes entre el análisis dinámico no lineal tipo paso a paso, ya realizado por Sebastián [1], e incluyendo el análisis estático y el modal espectral. Así mismo, adicionando un caso de estudio, implementado amortiguadores viscosos, propuestos y diseñados en este trabajo de investigación.

3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

La estructura consiste en un marco 2D de 15 niveles con cuatro crujiás. Cada entrepiso posee una altura de 3m y cada crujiá un claro de 6m a centros de ejes (ver figura 8). Se asumió que la estructura se encuentra ubicada en la Av. Tlalpan No. 881, con las coordenadas latitud 19.387888 y longitud -99.139204.

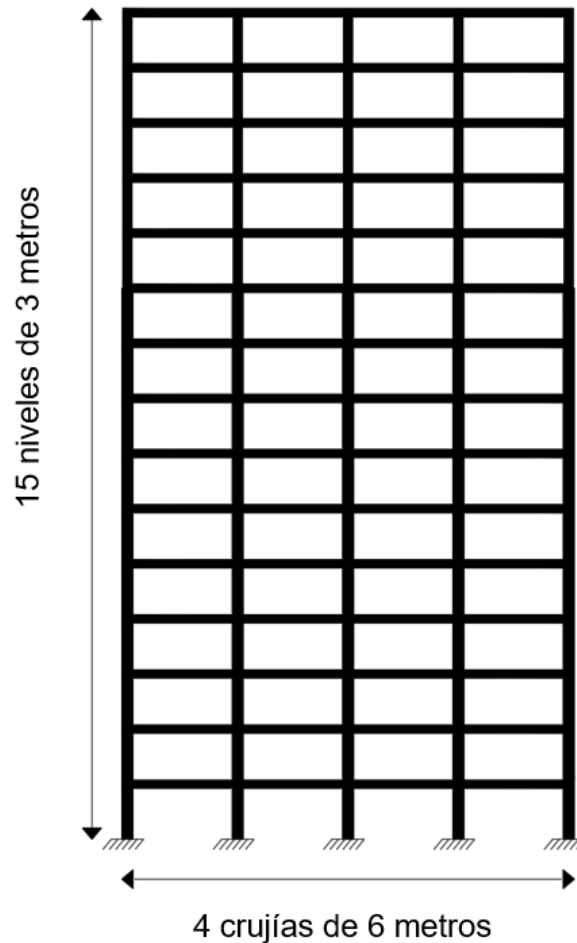


Figura 8. Esquema de la estructura estudiada.

Las columnas están conformadas por perfiles de acero de sección cajón. En niveles 1 al 5 las secciones son de 600 x 19 mm, del nivel 6 al 10 de 600 x 16 mm y del nivel 11 al 15 de 500 x 13 mm. Todas las trabes constan de perfiles W18 x 50 (ver tabla 2).

Tabla 2. Perfiles utilizados en la estructura.

| Niveles | Columnas, Perfiles HHS (mm) | Vigas |
|---------|-----------------------------|--------|
| 1-5 | 600x19 | W18x50 |
| 6-10 | 600x16 | W18x50 |
| 11-15 | 500x13 | W18x50 |

Para todos los elementos se consideró acero estructural ASTM A992 con esfuerzo de fluencia nominal $f_y = 3520 \frac{kg}{cm^2}$. Se consideró al sistema de piso como un diafragma rígido y una estructura con base rígida, esto con el fin de simplificar su análisis.

3.2. CARGAS CONSIDERADAS EN EL MODELO

Para las cargas asignadas en el modelo se muestran en la tabla 3. Se consideran las cargas previamente propuestas por Sebastian [1], con el fin de que las comparaciones entre las metodologías y los casos de estudio sean equivalentes. Las cargas se basan en las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones [23]. Estas fueron distribuidas uniformemente sobre las trabes de la estructura, siendo las mismas para todos los niveles incluyendo la azotea, simplificando el análisis. Para el caso de la carga muerta, no se tomó en cuenta el peso propio de los elementos estructurales, ya que éstos se consideraron directamente en el modelo.

Tabla 3. Cargas consideradas.

| Carga | Valor (ton/m) |
|------------------------------|---------------|
| Carga muerta (SCM) | 1.6 |
| Carga viva instantánea (CVA) | 1.4 |
| Carga viva máxima (CVM) | 2.0 |

3.3. CASOS DE ESTUDIO

Como se mencionó con anterioridad, en esta tesis se retoman dos casos de estudio previamente propuestos por Sebastián [1], y se agregó un caso de estudio implementando amortiguadores viscosos. Cada uno de los casos se presentan en las secciones siguientes. Los casos se modelaron en el programa de análisis estructural ETABS [3]:

3.3.1. ESTRUCTURA CONVENCIONAL, SIN SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA (CASO 0)

En este caso se estudió una estructura con un sistema estructural formado a base de marcos de acero. Fue estudiada previamente mediante análisis dinámico no lineal tipo paso a paso por Sebastian [1]. Para esta tesis se hizo un nuevo análisis con este método con el fin de corroborar los resultados y se añadieron los análisis estático y modal espectral. Se empleó para su análisis el programa ETABS [3], donde se modeló la estructura con las geometrías y propiedades descritas en la sección 3.1 (ver figura 9) que se tomó como el modelo base para todos los casos.

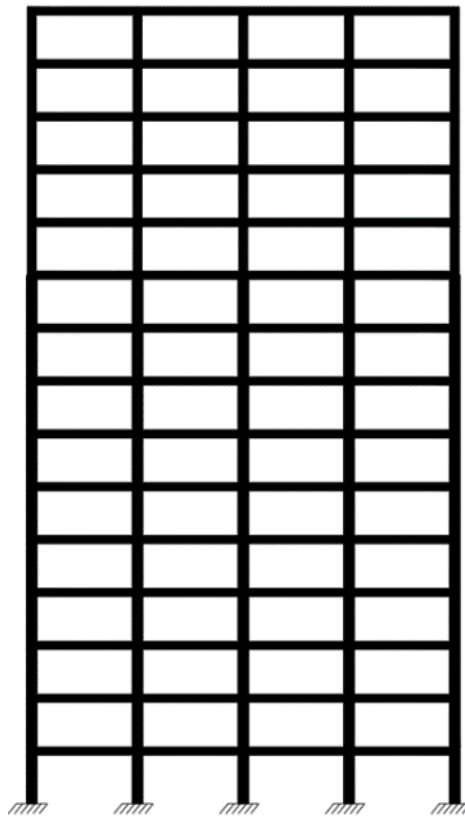


Figura 9. Configuración de la estructura en Caso 0.

3.3.2. ESTRUCTURA CON CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CASO 1)

Para este caso se implementaron disipadores de tipo CRP con el fin de mejorar el desempeño de la estructura. Al igual que en el caso anterior, esta fue estudiada previamente mediante análisis dinámico no lineal tipo paso a paso por Sebastian [1]. Para este trabajo se hizo un nuevo análisis con este método con el fin de corroborar los resultados y se añadieron los análisis estático y modal espectral. La figura 10 muestra la configuración esquemática del Caso 1.

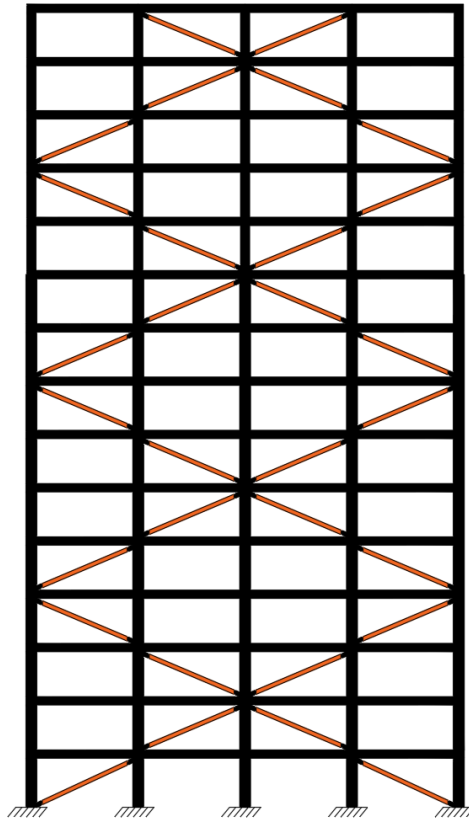


Figura 10. Configuración de la estructura en Caso 1.

Se consideró una resistencia nominal del acero de los CRP de $f_y = 2530 \frac{kg}{cm^2}$ (Acero ASTM A36), sus propiedades se muestran en la tabla 4.

Tabla 4. Propiedades de los CRP.

| CRP | Niveles | Área del núcleo (cm^2) |
|--------|---------|-------------------------------|
| Tipo 1 | 1-3 | 25 |
| Tipo 2 | 4-6 | 20 |
| Tipo 3 | 7-9 | 15 |
| Tipo 4 | 10-12 | 10 |
| Tipo 5 | 13-15 | 5 |

3.3.3. ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (CASO 2)

Para este caso se sustituyeron los disipadores de tipo CRP del Caso 1 por amortiguadores viscosos con el fin de comparar el desempeño de la estructura. Se realizó el análisis estático, modal espectral y dinámico no lineal tipo paso a paso en el programa ETABS [3]. El diseño de los dispositivos se presenta en el capítulo 8.4. La figura 11 muestra la configuración de los disipadores del Caso 2.

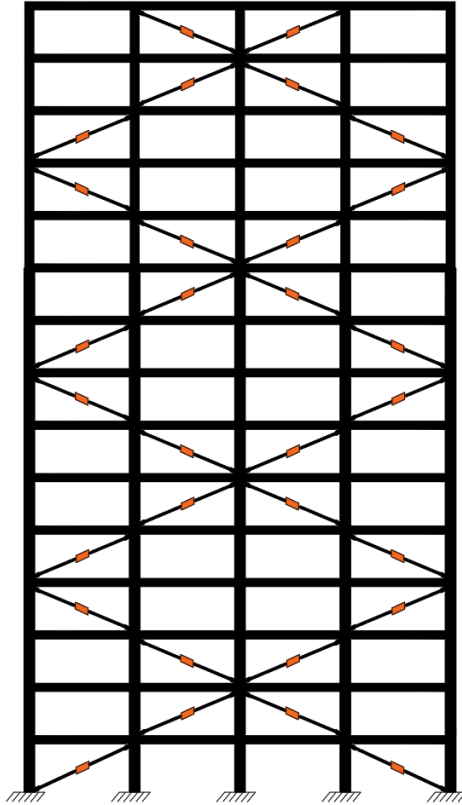


Figura 11. Configuración de la estructura en Caso 2.

4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

La estructura se asumió localizada en la zona geotécnica III (lago) de la ciudad de México. En la normatividad vigente se tiene que ser específico sobre la ubicación del predio en estudio, ya que para obtener los espectros de diseño es necesario utilizar el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID [4]) en donde se introducen sus coordenadas. De igual manera, se tienen que obtener movimientos sísmicos cercanos a la estructura, por lo que se propone la ubicación en la Av. Tlalpan No. 881 con coordenadas: latitud 19.387888 y longitud -99.139204. La figura 12 muestra un mapa con la zonificación geotécnica de la Ciudad de México, así como la ubicación de la estructura.

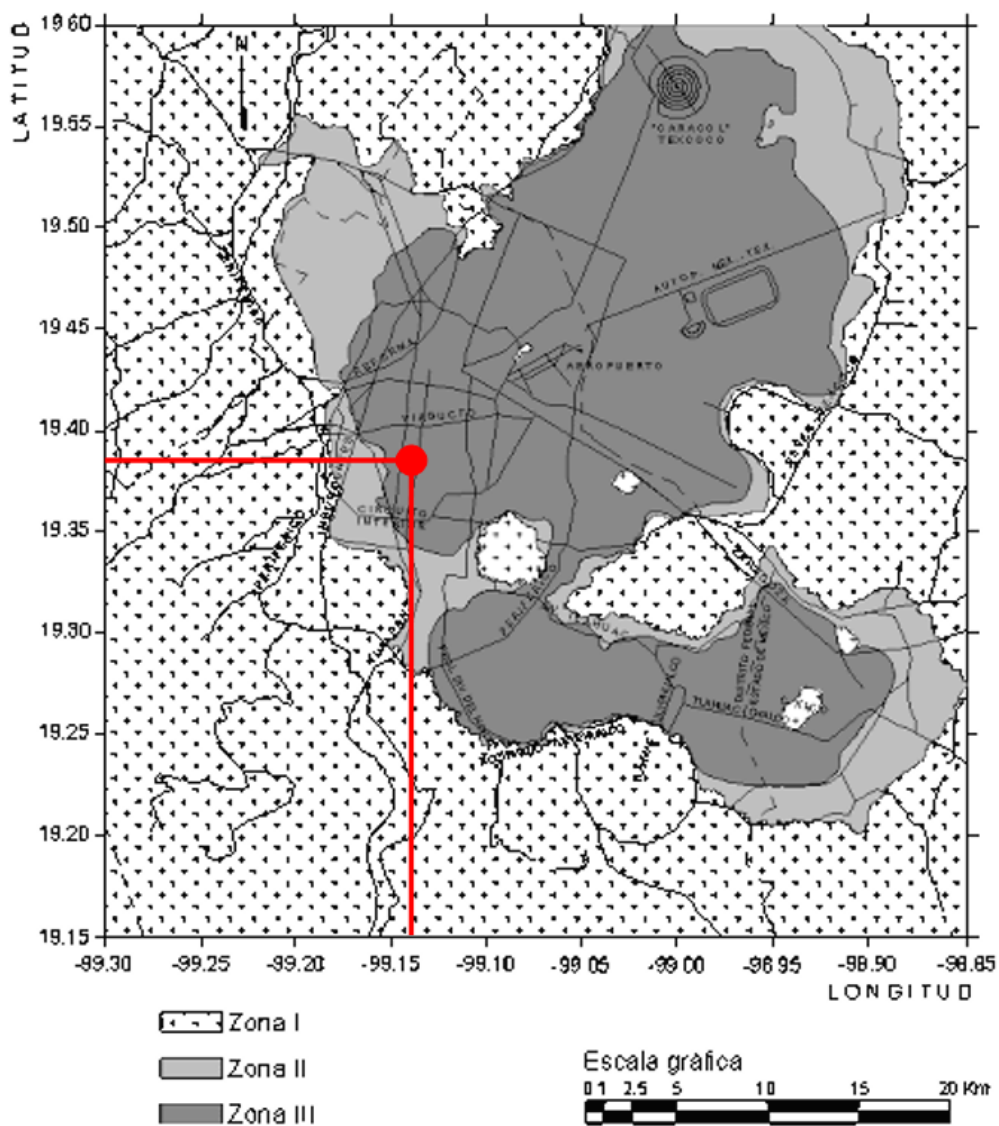


Figura 12. Ubicación de la estructura.

4.1. ESPECTROS DE DISEÑO

Con base en las NTC-DS [2], cuando se emplean los métodos de análisis estático y modal espectral, las acciones sísmicas de diseño se determinan a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID [4], para la ubicación específica del predio en estudio. Es necesario especificar los siguientes factores:

- a) Factor de comportamiento sísmico, Q (tabla 4.2.2 de las NTC-DS [2]):
 - Caso 0. Estructura cuyo sistema está conformado por marcos de acero con una ductilidad media, $Q = 3$.
 - Caso 1. Estructura con sistema dual formado por marcos de acero y contraventeos restringidos al pandeo, $Q = 4$.
 - Caso 2. Las normas no especifican el valor de Q para un sistema dual con amortiguadores viscosos, por lo tanto, se considera un $Q = 1$.
- b) Factor de importancia (Sección 1.4 y 3.3 de las NTC-DS [2]):
 - Todos los casos tendrán el mismo valor de 1, ya que se trata de una edificación del grupo B, común destinada a viviendas, oficinas o locales comerciales.
- c) Factor de irregularidad (Capítulo 5 de las NTC-DS [2]):
 - Todos los casos tendrán el mismo valor de 1, ya que la estructura es considerada como regular.
- d) Factor de hiperestaticidad, k_1 (Sección 3.5 de las NTC-DS [2]):
 - Caso 0. Estructura de acero que tiene tres o más crujeas en la dirección de análisis, $k_1 = 1.0$.
 - Caso 1. Estructura con sistema dual formado por marcos de acero y contraventeos restringidos al pandeo, $k_1 = 1.25$.
 - Caso 2. Las normas no especifican el valor de k_1 para un sistema dual con amortiguadores viscosos, por lo tanto, se considera un $k_1 = 1.0$.

Con lo anterior, se obtienen a través del SASID [4] el espectro elástico para el sitio de la construcción, los espectros de diseño para los casos 0-1 y los valores del periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés, T_s , aceleración máxima del terreno, a_0 , ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño, c , periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño, T_a y T_b , y el cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura, k (ver figura 13). Para el caso 2 el espectro de diseño se obtiene de una iteración presentada en la sección 8.1.

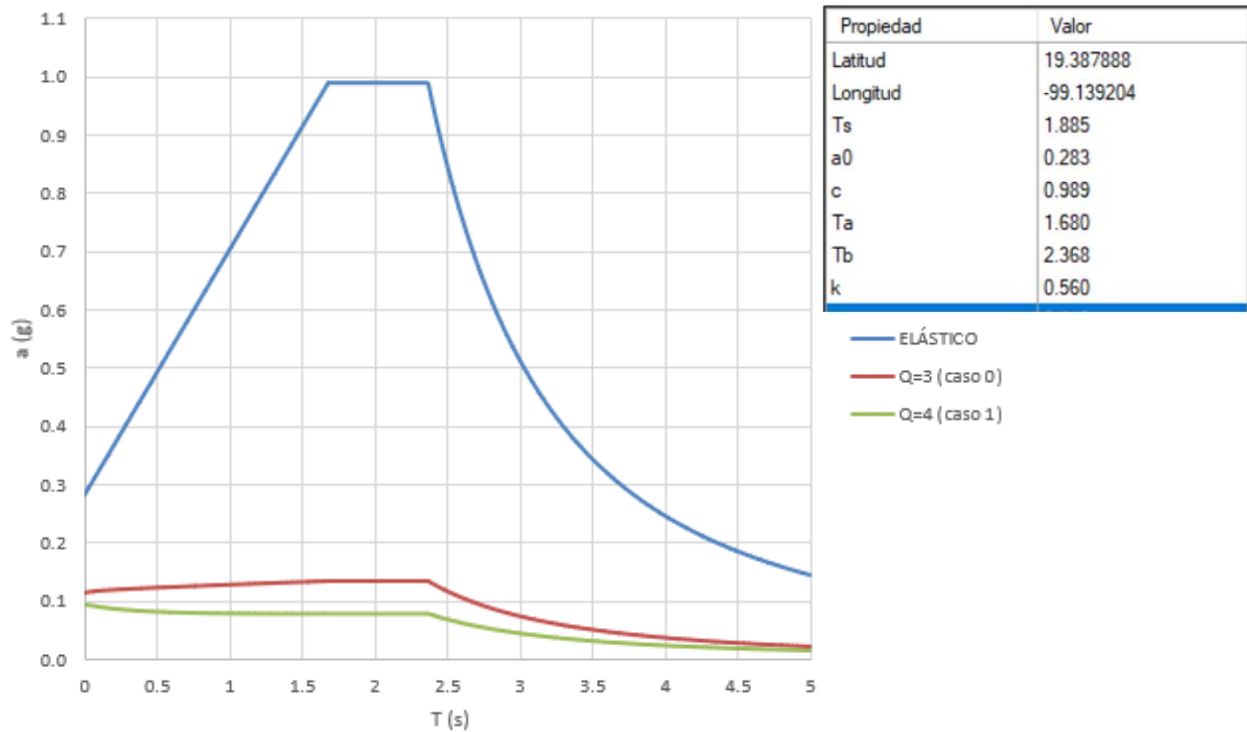


Figura 13. Espectros y datos obtenidos de SASID [4].

Para cumplir con el estado límite de seguridad contra colapso, los desplazamientos y distorsiones obtenidas con el espectro de diseño se multiplican por QR , con el fin de no exceder los valores de distorsión límite especificados en la tabla 1, según el sistema estructural. El valor de sobre-resistencia, R , se calcula, para el periodo fundamental de vibrar de la estructura, con la ecuación 6 [2].

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad \text{ec. 6}$$

donde:

k_1 = Factor de corrección por hiperestaticidad, obtenido previamente.

R_0 = Factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que es igual a:

- Caso 0 y 1. Sistema estructural de acero o compuesto con un factor de comportamiento Q de 3 o mayor, $R_0 = 2.0$.
- Caso 2. sistema estructural de acero o compuesto con un factor de comportamiento Q menor que 3, $R_0 = 1.75$.

k_2 = Factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, se obtiene de la ecuación 7.

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \quad \text{ec. 7}$$

donde:

T = Periodo fundamental de vibrar de la estructura.

T_a = Periodo característico que delimita la meseta del espectro de diseño, obtenido del SASID [4].

4.2. MOVIMIENTOS SÍSMICOS

Cuando se emplea el método de análisis dinámico no lineal paso a paso se requiere de parejas de acelerogramas de sismos reales ocurridos en la zona donde está ubicada la estructura. Con base en las NTC-DS [2] capítulo 6.2.1, para la evaluación del comportamiento sísmico de la estructura, ubicada en la zona de lago de la Ciudad de México con un periodo T_s en el sitio mayor que 2s, se deben usar no menos de doce parejas de acelerogramas de sismos independientes entre sí para hacer un análisis dinámico modal paso a paso.

Son utilizados los mismos registros propuestos por Sebastian [1], mismos que se obtuvieron de la Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes [24] de la misma zona en donde se supuso la ubicación de la estructura. Estos fueron procesados mediante una corrección de línea base y un filtrado tipo pasabanda. Se obtuvieron los espectros de pseudo-aceleración de las dos componentes horizontales y, con estos, el espectro combinado SRSS (la raíz cuadrada de la suma de los espectros elevados al cuadrado).

Como lo indican las NTC-DS [2] capítulo 6.2.1, los espectros se afectan de manera independiente por factores de escalamiento con el fin de que el promedio de sus ordenadas no sea menor que 1.3 veces las que corresponden al espectro elástico obtenido del SASID [4]. Es importante señalar que el espectro combinado SRSS sólo se utilizó para el escalamiento, mientras que, para el análisis dinámico no lineal paso a paso, se utilizó la componente mayor de cada uno de los registros, esto debido a que la estructura estudiada está conformada por marcos en 2D.

En la tabla 5 se muestra el nombre de las estaciones de donde se obtuvieron los registros, fecha del evento, aceleración máxima y factor de escala.

Tabla 5. Registros sísmicos seleccionados.

| Estación | Fecha del evento | Aceleración máxima (Gal) | Factor de escala |
|----------|------------------|--------------------------|------------------|
| BA49 | 25/04/1989 | 58.97 | 4 |
| CCCL | 19/09/2017 | 85.53 | 3 |
| CI05 | 19/09/2017 | 114.24 | 2 |
| CI05 | 25/04/1989 | 54.33 | 4 |
| CI05 | 30/09/1999 | 41.69 | 4 |
| CJ03 | 25/04/1989 | 40.72 | 4 |
| CO56 | 25/04/1989 | 72.99 | 4 |
| LI58 | 25/04/1989 | 40.93 | 5 |
| PCJR | 19/09/2017 | 98.67 | 3 |
| SCT1 | 19/09/1985 | 161.63 | 2.5 |
| SCT2 | 19/09/2017 | 91.68 | 3 |
| SI53 | 19/09/2017 | 177.56 | 2.5 |

En la figura 14 se muestra el resultado de los espectros escalados, su promedio y el espectro elástico obtenido del SASID [4] multiplicado por 1.3.

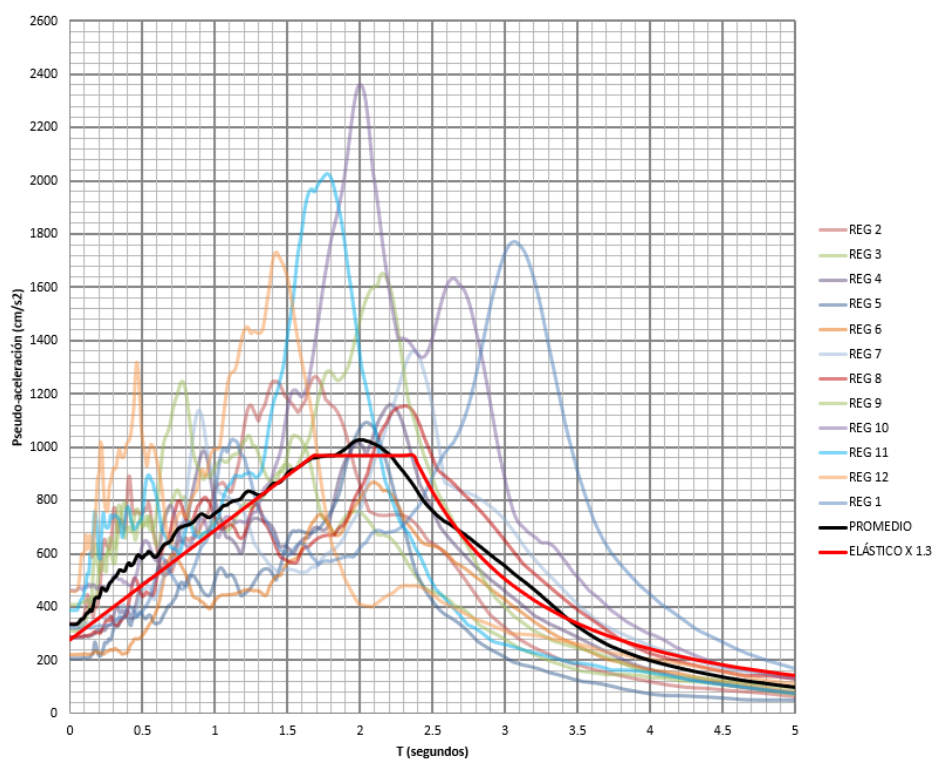


Figura 14. Espectros SRSS escalados.

5. MODELO NUMÉRICO

Para la revisión de la estructura y diseño de los amortiguadores viscosos, se optó por realizar un modelo numérico base, y con este, hacer adecuaciones para cada uno de los casos descritos anteriormente. La estructura se modeló y analizó en el programa ETABS [3] con las siguientes consideraciones:

- a) Las columnas y vigas fueron modeladas como elementos barra.
- b) Las bases de los marcos fueron modelados como empotrados.
- c) Los marcos como momento-resistentes.
- d) Se consideraron diafragmas infinitamente rígidos en el plano horizontal para que se cumpla la homogeneidad de desplazamientos de los nodos de cada nivel.
- e) Las columnas incluyeron deformaciones por flexocompresión, y las vigas por flexión. No se consideraron las deformaciones por carga axial en las vigas por el efecto de diafragma rígido. -
- f) Se realizaron análisis estáticos, modal espectral y dinámico no lineal tipo paso a paso, para observar el comportamiento de la estructura con y sin disipadores de energía sísmica.
- g) Los análisis se realizaron en el plano XZ, tratándose de un marco en 2D.
- h) Se especificó un marco ordinario, según el Instituto Americano de Construcciones de Acero (AISC por sus siglas en inglés) [25].
- i) Para modelar el amortiguamiento equivalente conforme a los periodos de la estructura, se hizo uso de una matriz de Rayleigh, añadiendo los primeros dos modos de vibrar con un amortiguamiento del 2.5% [2].
- j) Se eligió el método de integración de Newmark.
- k) Para el análisis dinámico no lineal paso a paso, se definieron articulaciones plásticas concentradas en columnas y vigas indicando las zonas de articulación de los elementos. Para el caso de las vigas, se definieron como deformaciones controladas por flexión y para las columnas como deformaciones controladas por flexocompresión. Por último, las articulaciones se asignaron a una distancia relativa de 0.05 y 0.95 del elemento.

5.1. CASOS DE CARGA

Las cargas son las acciones de diseño definidas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones [23]. En la tabla 6 se muestra la nomenclatura utilizada y la descripción para cada caso de carga.

Para el análisis dinámico no lineal paso a paso, se definió un caso de carga gravitacional de tipo no lineal estático, que incluyó carga muerta, sobrecarga muerta y carga viva

instantánea. Se definieron los 12 acelerogramas filtrados en el modelo multiplicados por los factores de escala mencionados en la sección 4.2.

Tabla 6. Casos de carga.

| Nomenclatura | Caso de carga | Descripción |
|---------------------|------------------------------|--|
| CM | Carga muerta | Carga de los elementos estructurales |
| SCM | Sobrecarga muerta | Carga de acabados y elementos que ocupan una posición permanente |
| CVM | Carga viva máxima | Carga por uso y ocupación. Para diseño estructural por fuerzas gravitacionales |
| CVA | Carga viva instantánea | Carga por uso y ocupación. Para diseño sísmico |
| SXE | Sismo en X análisis estático | Acción accidental con coeficiente para carga lateral |
| SXM | Sismo en X análisis modal | Acción accidental con espectro de diseño |
| CG | Carga gravitacional | Carga que representa el estado previo a un sismo. Incluye CM, SCM y CVA |
| REG1 | Registro 1 | Acción accidental con el registro sísmico 1 |
| REG2 | Registro 2 | Acción accidental con el registro sísmico 2 |
| REG3 | Registro 3 | Acción accidental con el registro sísmico 3 |
| REG4 | Registro 4 | Acción accidental con el registro sísmico 4 |
| REG5 | Registro 5 | Acción accidental con el registro sísmico 5 |
| REG6 | Registro 6 | Acción accidental con el registro sísmico 6 |
| REG7 | Registro 7 | Acción accidental con el registro sísmico 7 |
| REG8 | Registro 8 | Acción accidental con el registro sísmico 8 |
| REG9 | Registro 9 | Acción accidental con el registro sísmico 9 |
| REG10 | Registro 10 | Acción accidental con el registro sísmico 10 |
| REG11 | Registro 11 | Acción accidental con el registro sísmico 11 |
| REG12 | Registro 12 | Acción accidental con el registro sísmico 12 |

5.2. COMBINACIONES

Se crearon las combinaciones de acciones con los factores de carga establecidos en las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño

Estructural de las Edificaciones [23] sección 3.4. La tabla 7 muestra las combinaciones de carga.

Tabla 7. Combinaciones de carga.

| Combinación | Carga | Factor | Descripción |
|--------------------|--------------|---------------|---|
| Gravitacional | CM | 1.3 | Acciones permanentes y variables |
| | SCM | 1.3 | |
| | CVM | 1.5 | |
| Estático | CM | 1.1 | Acciones permanentes, variables y accidentales para análisis estático |
| | SCM | 1.1 | |
| | CVA | 1.1 | |
| | SXE | 1.1 | |
| Modal | CM | 1.1 | Acciones permanentes, variables y accidentales para análisis modal |
| | SCM | 1.1 | |
| | CVA | 1.1 | |
| | SXM | 1.1 | |

5.3. MODELO NUMÉRICO

En el modelo se definieron y asignaron los materiales y perfiles que se describen en la sección 3.1, así como los casos de carga descritos en la tabla 3 uniformemente distribuidas en todas las vigas de la estructura. Se definieron sus masas y los grados de libertad correspondientes a un marco 2D, obteniéndose el modelo base que se ilustra en la figura 15.

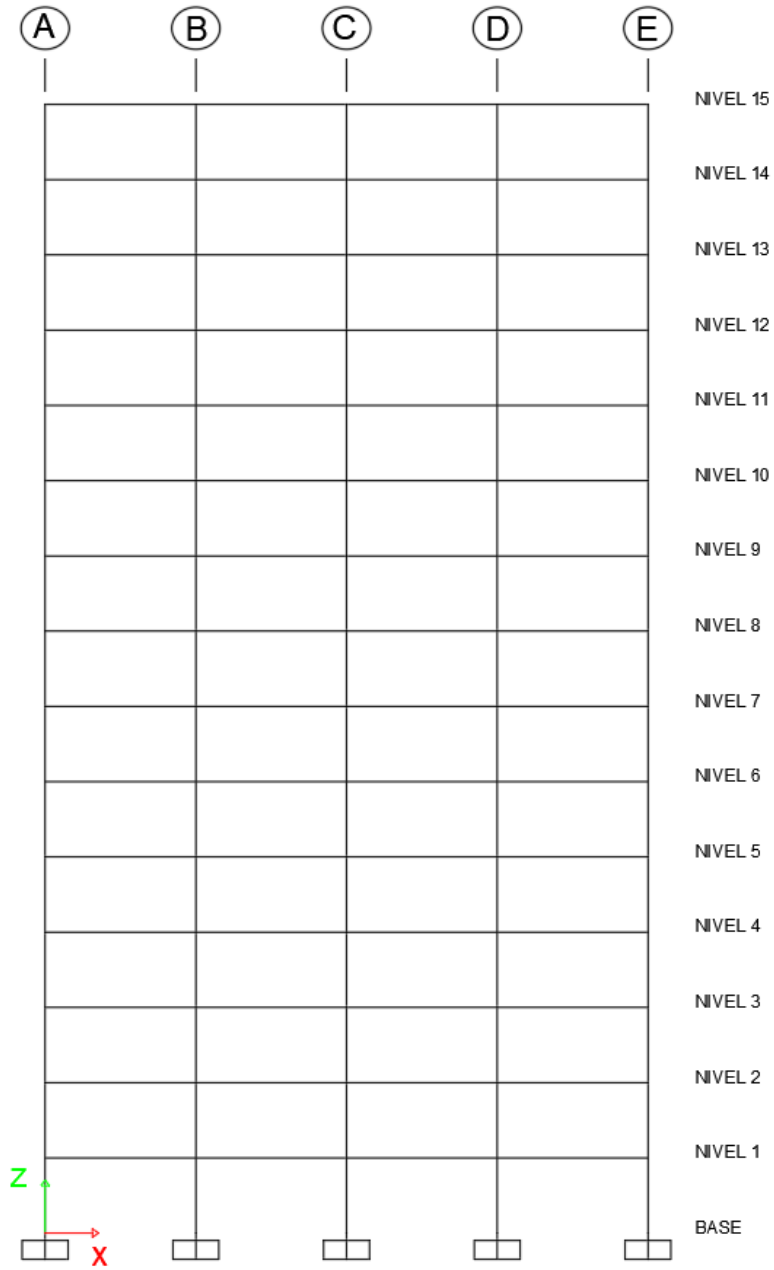


Figura 15. Modelo numérico en ETABS.

6. ANÁLISIS DE ESTRUCTURA CONVENCIONAL, SIN SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA (CASO 0)

Para verificar las ventajas y desventajas entre las metodologías de análisis y los casos de estudio, se consideran los desplazamientos, distorsiones y fuerzas cortantes como los principales indicadores para comparar los resultados. Para este caso no se realizan cambios al modelo base, ya que se busca analizar el comportamiento de la estructura sin ningún tipo de disipador de energía sísmica.

Empleando el programa ETABS [3], se obtuvo el periodo fundamental de la estructura con el que se obtiene el valor de R (ver figura 16).

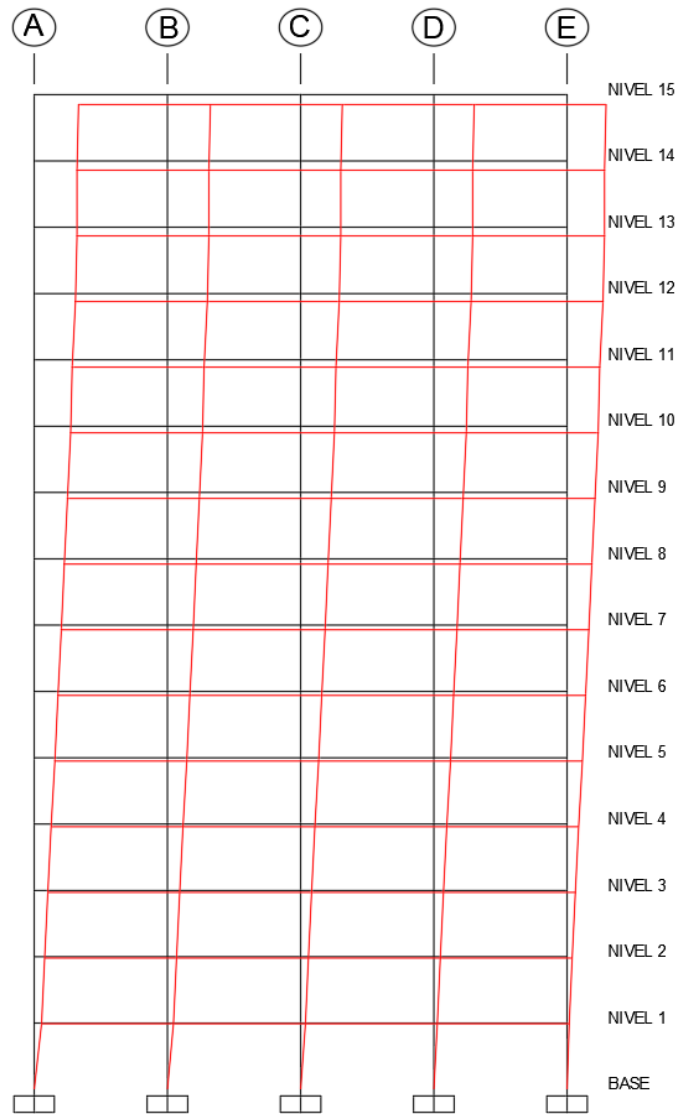


Figura 16. Modo fundamental de vibrar del Caso 0 con un periodo $T = 2.48$ s.

6.1. SOBRESISTENCIA

Para los análisis estático y modal espectral, los desplazamientos y distorsiones obtenidas con el espectro de diseño se multiplican por $Q.R$.

El valor de sobre-resistencia, R , se calculó para el periodo fundamental de vibrar de la estructura con la ecuación 6:

donde:

$$k_1 = 1.0$$

$$R_0 = 2.0$$

$k_2 =$ se obtiene con la ecuación 7.

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{2.478s}{1.680s} \right)^{\frac{1}{2}} \right] = -0.0107 > 0$$

entonces:

$$k_2 = 0$$

Y:

$$R = 1.0 \times 2.0 + 0 = 2.0$$

6.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

El análisis estático se realizó con el fin de comparar las diferentes metodologías, sin olvidar que en las NTC-DS [2] se especifica que este método se aplicará en estructuras de una altura no mayor que 30 m.

Con el periodo fundamental de vibrar del sistema estructural se obtuvo la ordenada del espectro de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, $a = 0.12 g$ (ver figura 17).

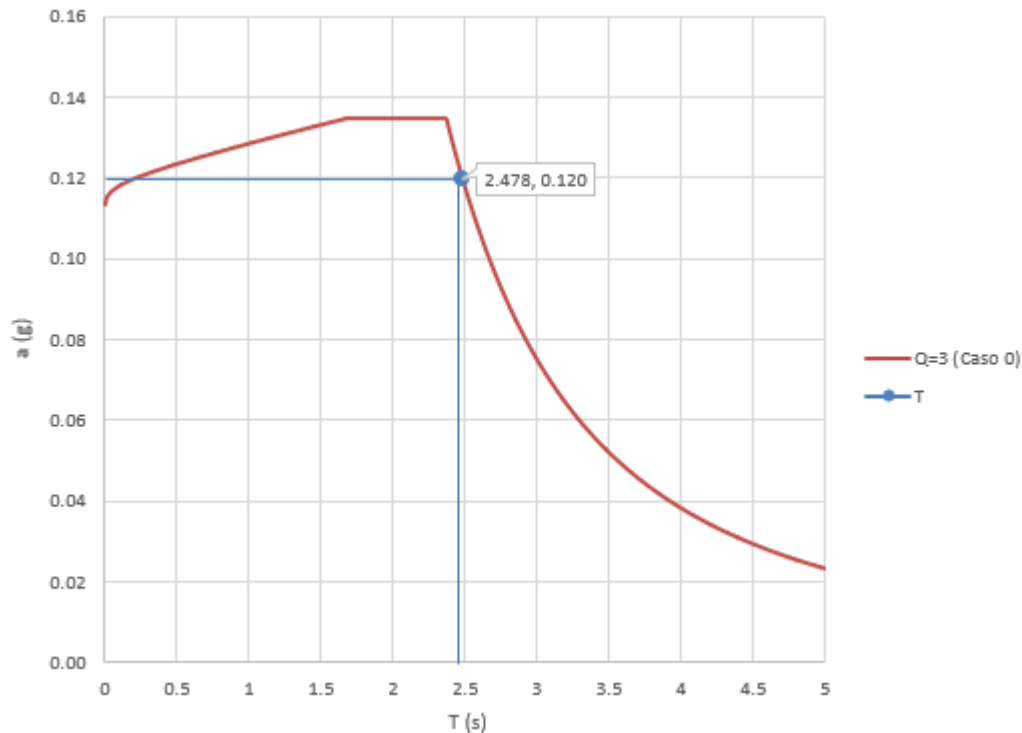


Figura 17. Obtención de la ordenada espectral para un periodo $T = 2.48$ s (Caso 0).

En el modelo numérico de ETABS [3], se especificó el caso de carga de sismo en “X” para el análisis estático (SXE), dándole un coeficiente para carga lateral $c = 0.12 g$, que es igual a la pseudo-aceleración obtenida en la figura 17.

Se realizó el análisis y se obtuvieron los perfiles de desplazamiento y distorsiones de entrepiso, recordando que estos valores se multiplicaron por $Q.R$, y los perfiles de cortante.

Se consideró:

- $Q = 3$
- $R = 2$

En la figura 18 se pueden ver los perfiles de desplazamiento, distorsión de entrepiso y fuerza cortante, para el caso de las distorsiones, se observa que estas sobrepasan de manera considerable el límite establecido por la normatividad vigente.

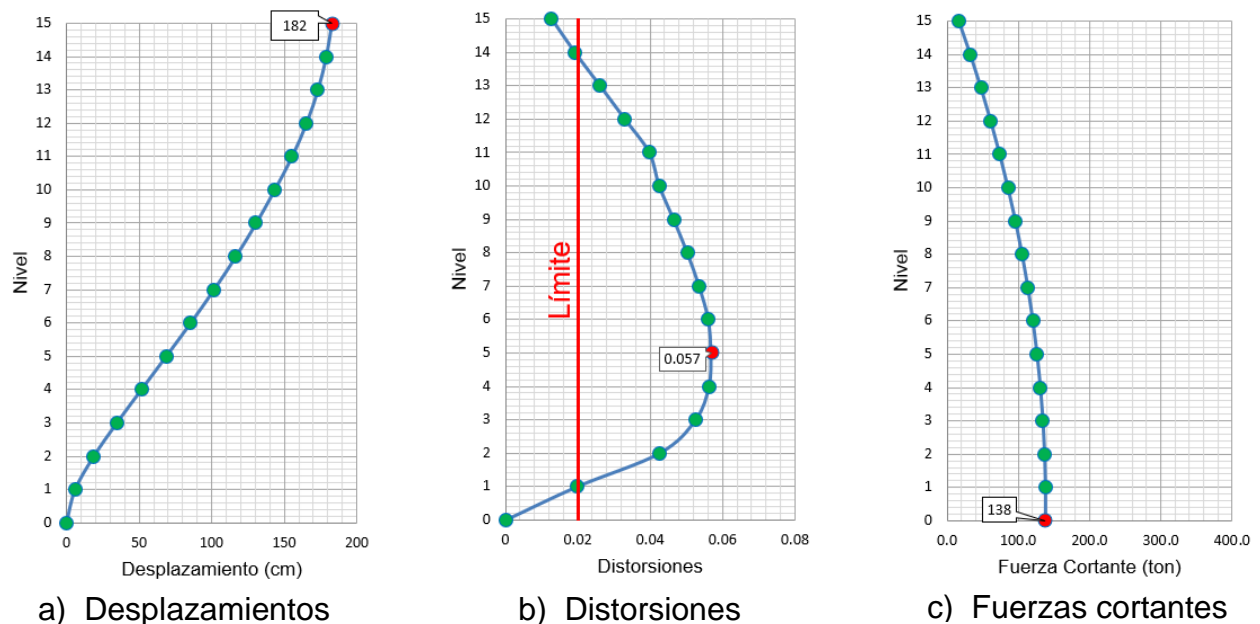


Figura 18. Resultados del análisis estático para el Caso 0.

6.3. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Con base en la sección 6.1 de las NTC-DS [2] se deberán de incluir el efecto de los modos naturales de vibrar que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos modales sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura. Estos modos se muestran en la tabla 8.

Tabla 8. Participación de masa modal (Caso 0).

| Modo | Periodo (s) | Participación de masa modal en la dirección x | Masa modal acumulada |
|------|-------------|---|----------------------|
| 1 | 2.478 | 0.7712 | 0.7712 |
| 2 | 0.804 | 0.1016 | 0.7828 |
| 3 | 0.447 | 0.0405 | 0.9133 |
| 4 | 0.293 | 0.0242 | 0.9375 |

Se puede observar que para cumplir con la masa modal efectiva acumulada mayor a 90 por ciento, sólo se requiere de los primeros tres modos de vibrar. Estos se representan en la figura 19.

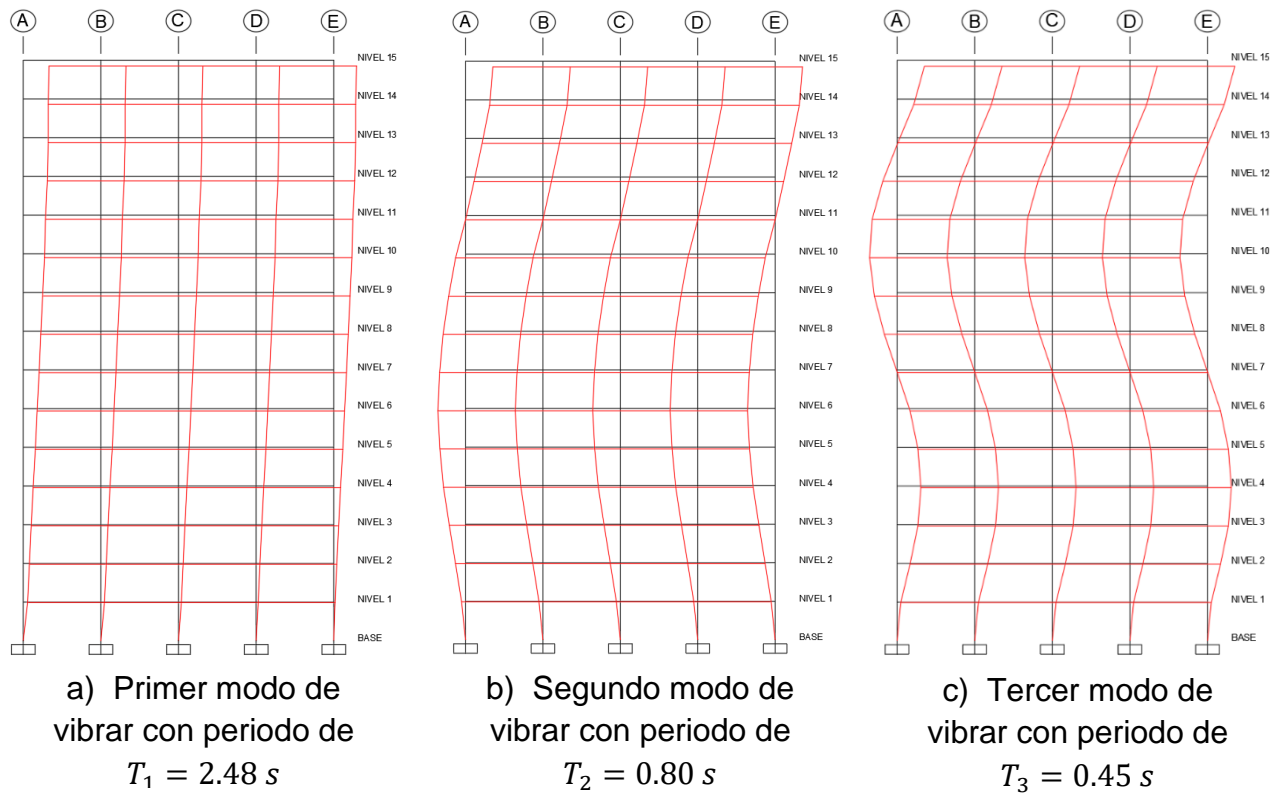


Figura 19. Principales modos naturales de vibrar del Caso 0.

Se introdujo el espectro de la figura 17 al Programa ETABS [3] y se realizó el análisis estructural. Con ello, se obtuvieron las gráficas de la figura 20 con los resultados de desplazamientos y distorsiones de entrepiso, multiplicadas por Q y por R , y el perfil de cortante. Se puede observar que, con este análisis las distorsiones disminuyen al compararlas con el análisis anterior, sin dejar de lado que también sobrepasan de manera considerable el límite establecido por la normatividad vigente. También se ven reducidos los desplazamientos y las fuerzas cortantes.

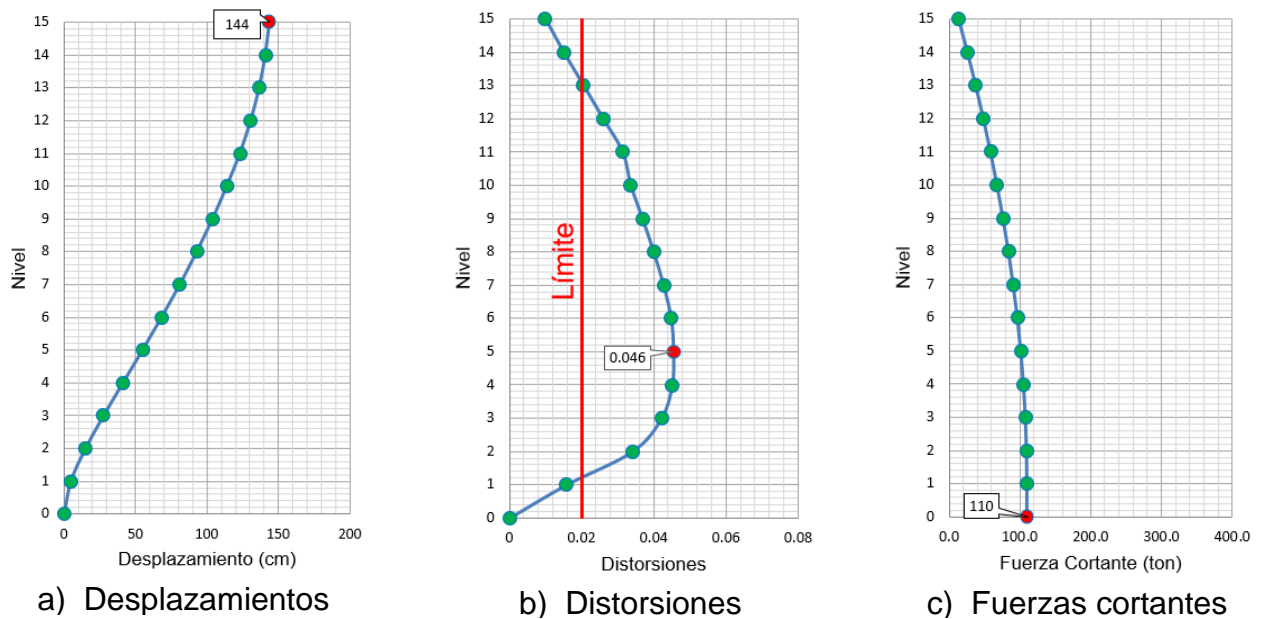
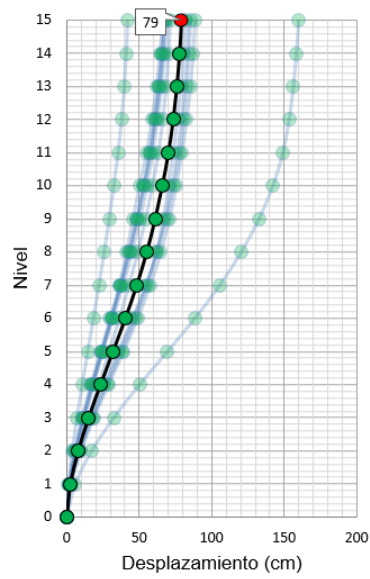


Figura 20. Resultados del análisis modal espectral para el Caso 0.

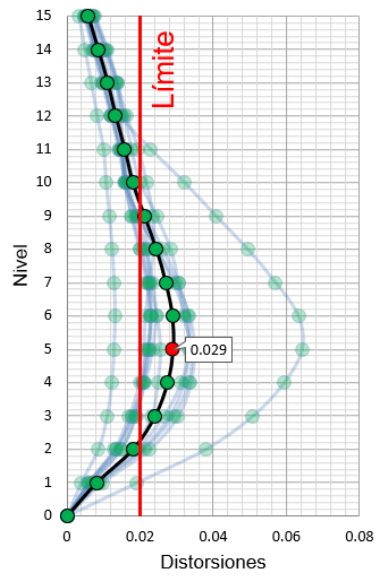
6.4. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIPO PASO A PASO

Para el análisis de los 12 registros de movimientos sísmicos, inicialmente se define en el modelo numérico el caso de carga gravitacional de tipo no lineal estático, agregándole la carga muerta, sobrecarga y carga viva instantánea, representando el estado previo a un sismo.

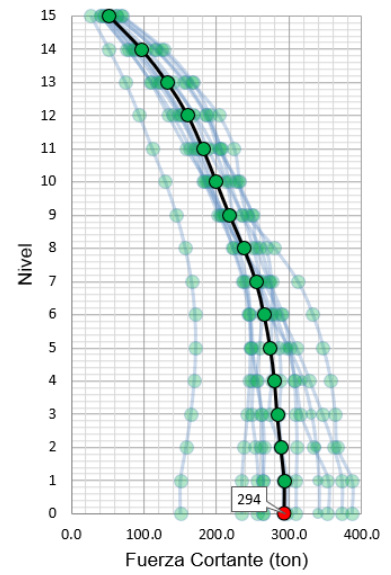
En la figura 21 se muestra los perfiles desplazamientos, distorsiones de entrepiso y fuerza cortante para cada uno de los movimientos sísmicos y su promedio. Se puede observar que, de este análisis resultan distorsiones considerablemente menores que los dos análisis previos, aunque siguen excediendo el límite establecido por la normatividad. Los resultados de los desplazamientos también están muy por debajo de los antes obtenidos. Caso contrario con las fuerzas cortantes, ya que en este análisis se presentan los valores más altos.



a) Desplazamientos



b) Distorsiones



c) Fuerzas cortantes

Figura 21. Resultados del análisis dinámico no lineal tipo paso a paso para el Caso 0.

**7. ANÁLISIS DE ESTRUCTURA
CON CONTRAVENTEOS
RESTRINGIDOS AL PANDEO
(CASO 1)**

Empleando el programa ETABS [3], se obtuvo el periodo fundamental de la estructura (ver figura 22).

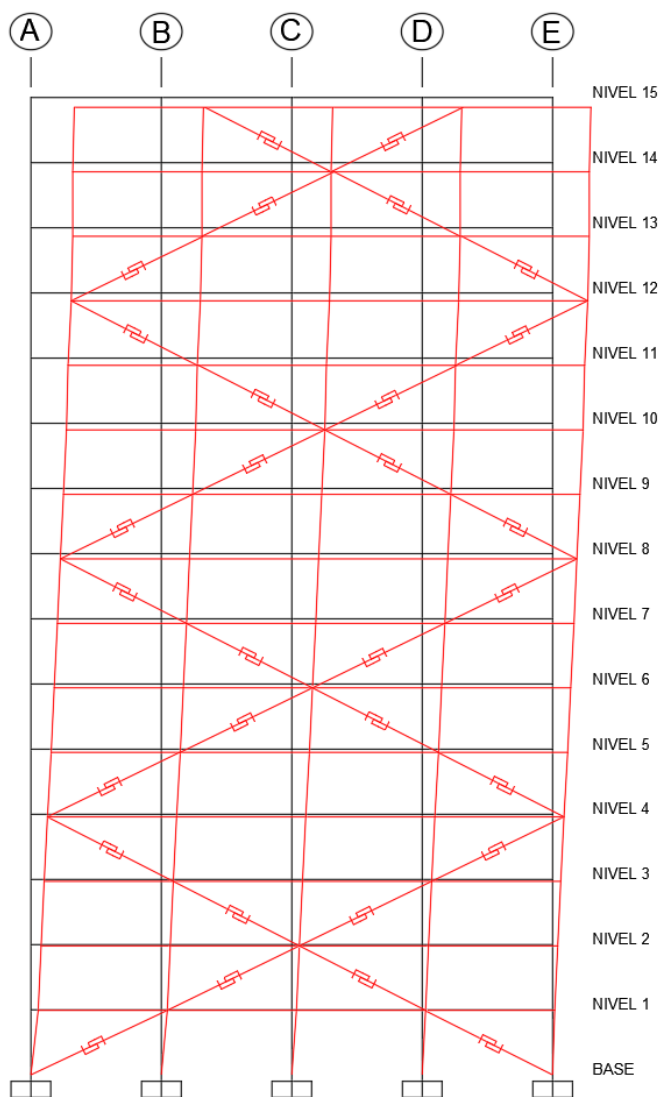


Figura 22. Modo fundamental de vibrar con un periodo $T = 1.36$ s (Caso 1)

7.1. SOBRESISTENCIA

El valor de sobre-resistencia, R , se calculó para el periodo fundamental de vibrar de la estructura con la ecuación 6.

donde:

$$k_1 = 1.25$$

$$R_0 = 2.0$$

k_2 = se obtiene como:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{1.355s}{1.680s} \right)^{\frac{1}{2}} \right] = 0.051$$

Entonces:

$$R = 1.25 * 2.0 + 0.051 = 2.551$$

7.2. ANÁLISIS ESTÁTICO

Con el periodo fundamental de vibrar del sistema estructural $T = 1.36 s$ se obtiene la ordenada del espectro de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, $a = 0.079 g$ (ver figura 23).

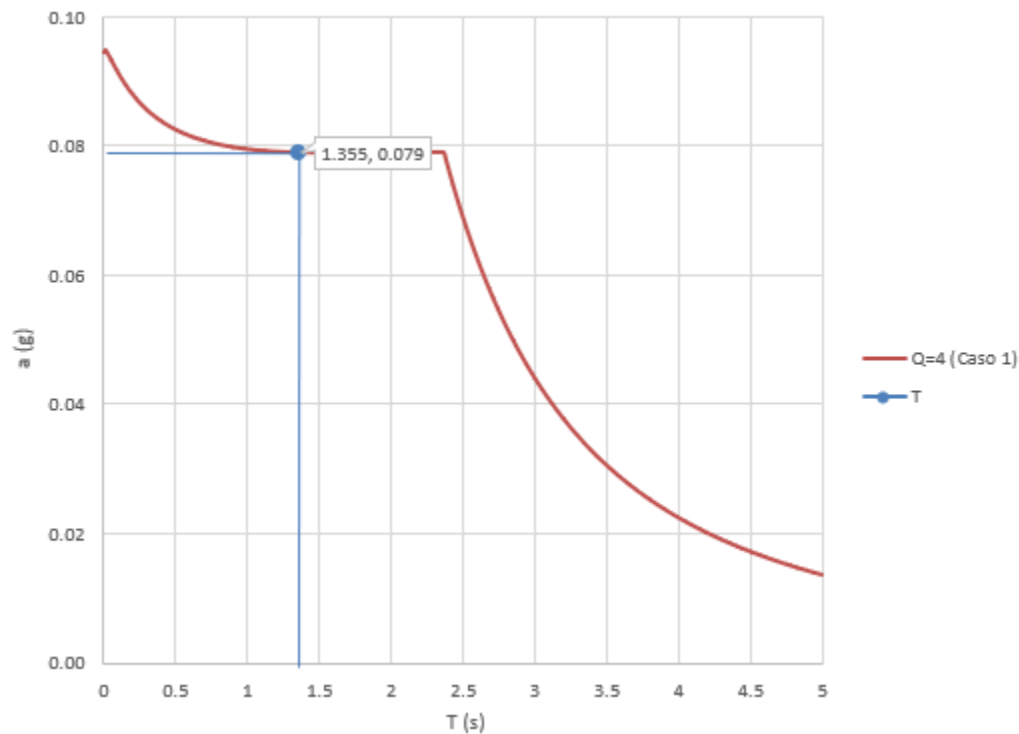


Figura 23. Obtención de la ordenada espectral para un periodo $T = 1.36 s$ (Caso 1).

Se calcularon los perfiles de desplazamiento y distorsión de entrepiso y se multiplicaron por Q y por R , donde:

- $Q = 4$
- $R = 2.551$

Además, se obtuvo el perfil de fuerza cortante. Todos ellos se grafican en la figura 24. Se puede ver que, al implementar los CRP las distorsiones se reducen de manera considerable, al grado que cumplen con el límite establecido por la normatividad vigente. De la misma manera los desplazamientos y las fuerzas cortantes presentan resultados muy por debajo de los obtenidos en el Caso 0.

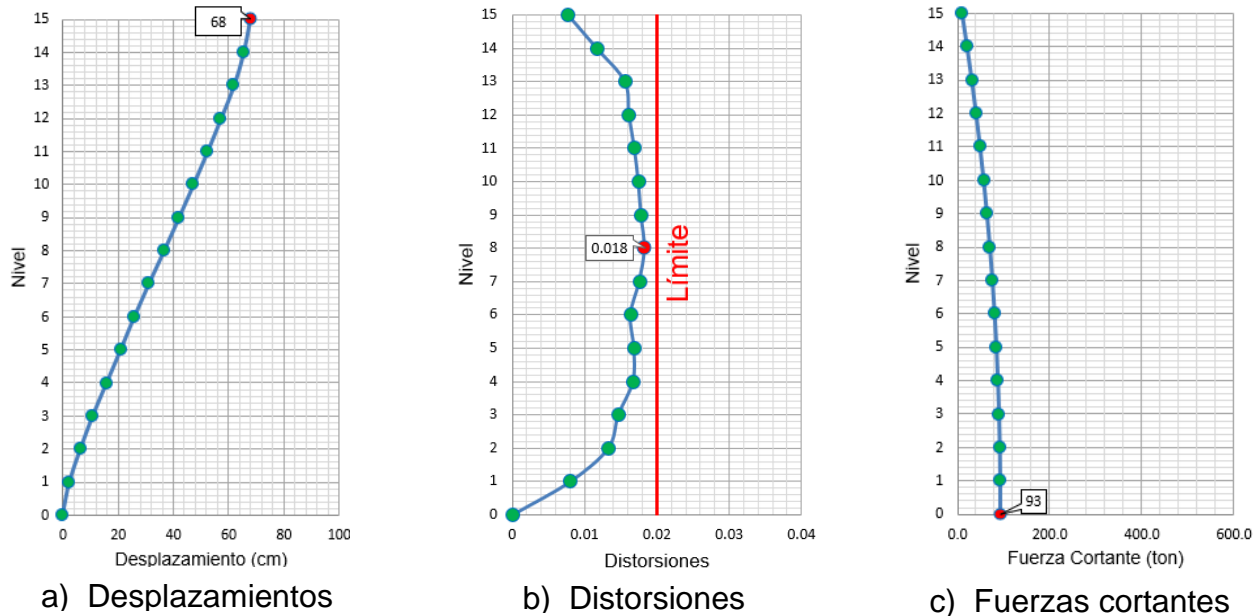


Figura 24. Resultados del análisis estático para el Caso 1.

7.3. ANÁLISIS DINÁMICO MODAL

Tabla 9. Participación de masa modal (Caso 1).

| Modo | Periodo (s) | Participación de masa modal en la dirección x | Suma de participación modal |
|------|-------------|---|-----------------------------|
| 1 | 1.355 | 0.7381 | 0.7381 |
| 2 | 0.494 | 0.1308 | 0.8689 |
| 3 | 0.289 | 0.0472 | 0.9161 |
| 4 | 0.199 | 0.0261 | 0.9422 |

Se obtuvo la participación modal de la estructura con CRP, que se muestra en la tabla 9. Se puede observar que, para cumplir con la masa modal efectiva acumulada mayor a 90 por ciento, sólo se requiere de los primeros tres modos de vibrar. Estos se representan en la figura 25.

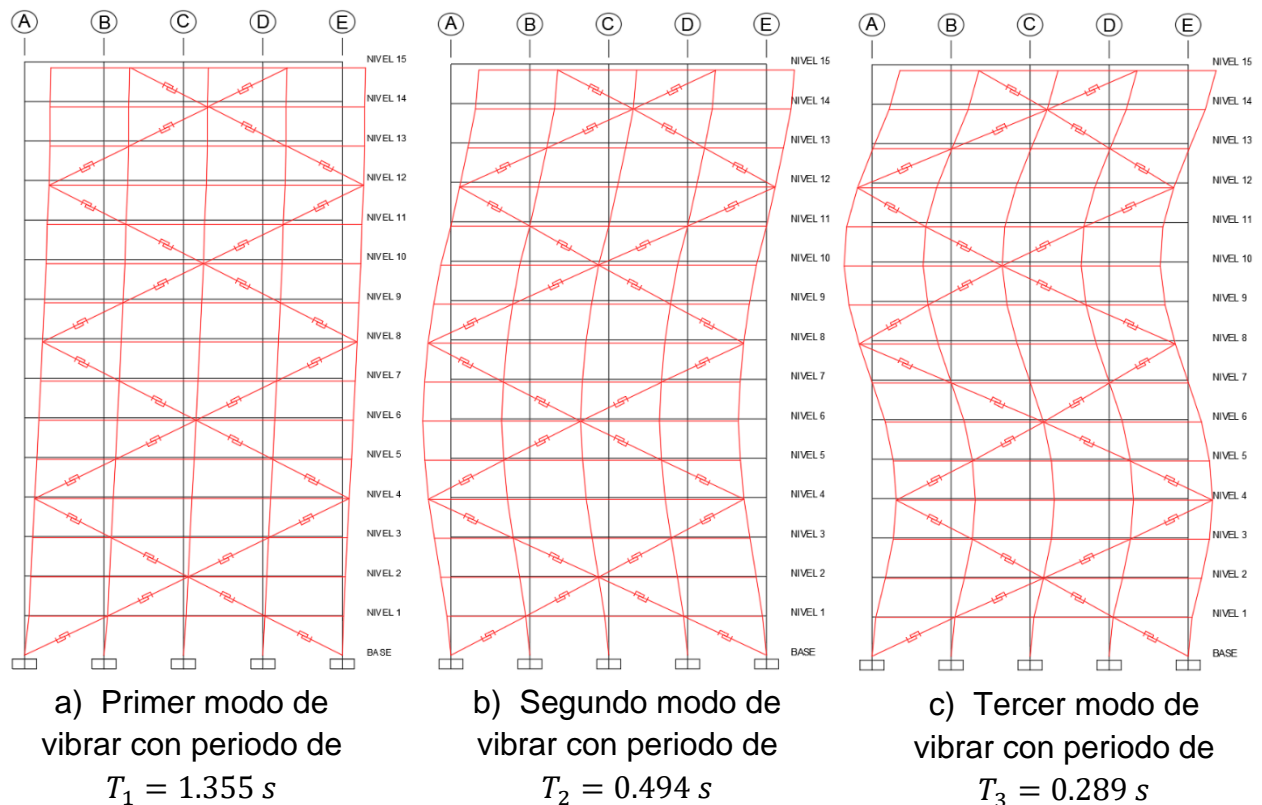


Figura 25. Principales modos naturales de vibrar del Caso 1.

Se realizó el análisis para calcular los desplazamientos y las distorsiones de entrepiso, recordando que estos valores se tienen que multiplicar por Q y R :

Siendo:

- $Q = 4$
- $R = 2.551$

También se obtuvo el perfil de fuerza cortante. La respuesta se presenta en la figura 26. Se puede observar que, con este análisis las distorsiones de entrepiso muestran resultados considerablemente menores en comparación con el análisis estático, cumpliendo con el límite establecido por la normatividad vigente. Los desplazamientos y las distorsiones también presentan resultados menores.

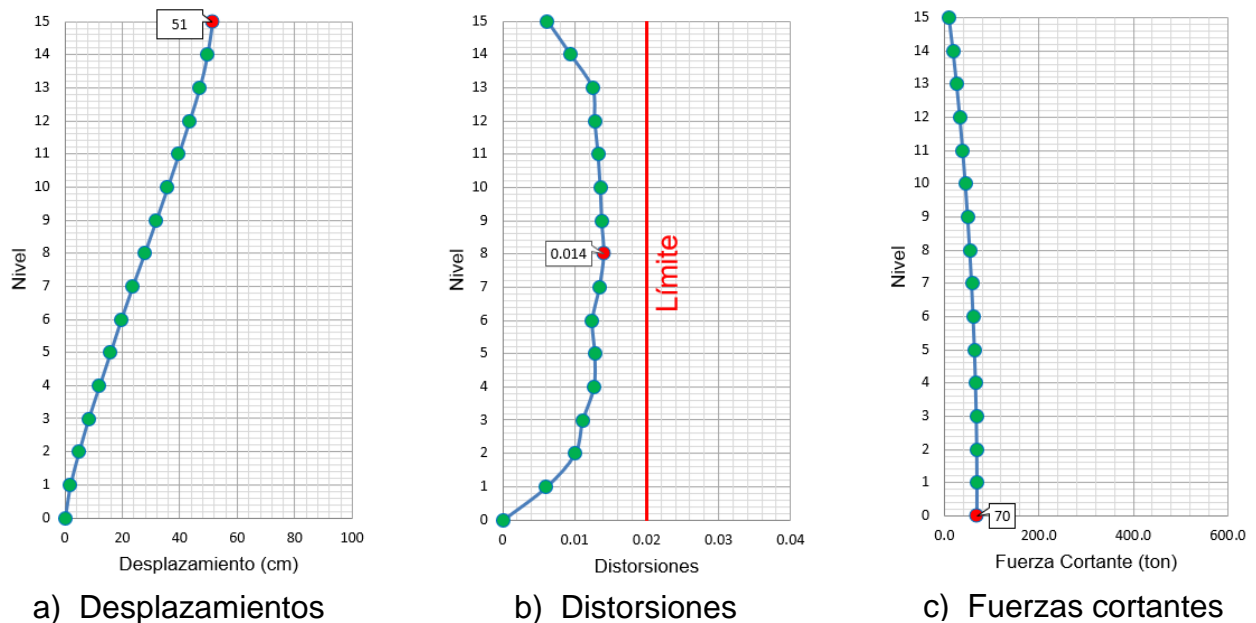
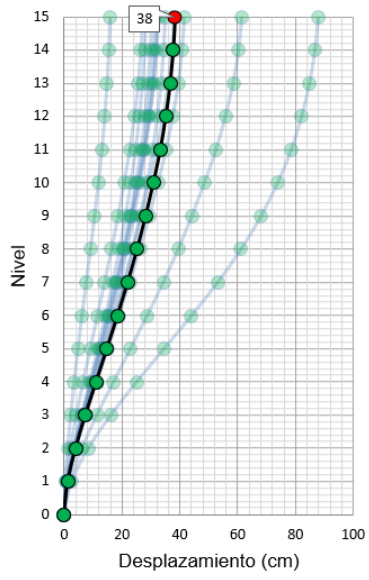


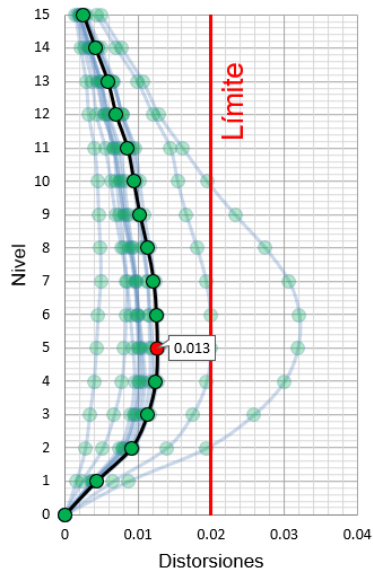
Figura 26. Resultados del análisis modal espectral para el Caso 1.

7.4. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIPO PASO A PASO

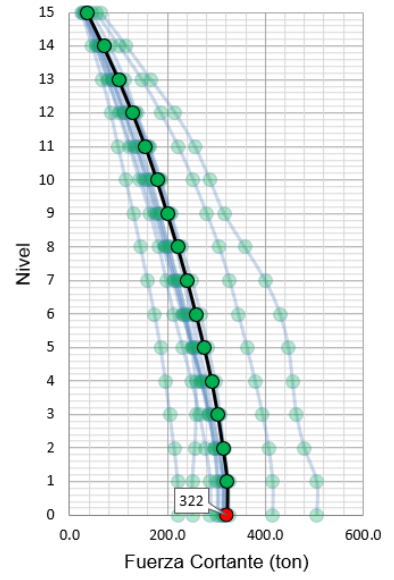
Tras realizar los análisis para cada registro sísmico, se obtuvieron los perfiles de desplazamientos, distorsiones y fuerza corta que se muestran en la figura 27. Se puede observar que, el promedio de las distorsiones es apenas menor que los resultados que se obtienen del análisis modal, cumpliendo con el límite establecido por la normatividad. Los resultados de los desplazamientos también están por debajo de los otros análisis. Caso contrario con las fuerzas cortantes, ya que en este análisis se presentan valores varias veces más altos.



a) Desplazamientos



b) Distorsiones



c) Fuerzas cortantes

Figura 27. Resultados del análisis dinámico no lineal tipo paso a paso para el Caso 1.

8. ANÁLISIS DE ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (CASO 2)

8.1. ESPECTRO DE DISEÑO

Como se mencionó en la sección 4.1, para este caso se genera el espectro de diseño reducido por el factor β , que toma en cuenta el amortiguamiento suplementario que aportan los disipadores de tipo viscoso. Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, a , se determinan en función del periodo de vibrar de la estructura, T , con la ecuación 8 [2].

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad \text{ec. 8}$$

donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \quad \text{ec. 9}$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\delta}\right)^\lambda\right] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\delta}\right)^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\delta}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\epsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad \text{ec. 10}$$

siendo:

a = Ordenada del espectro elástico de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad.

a_0 = Valor de a que corresponde a $T = 0$.

β = Factor de reducción por amortiguamiento suplementario debido al uso de disipadores de energía.

c = Ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño.

p = Variable usada para el cálculo de a y Q' .

T = Periodo fundamental de vibrar de la estructura.

T_a, T_b = Periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño.

k = Cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura.

δ = Fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño.

Los parámetros λ , ε y τ , son función del periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés, T_s , se obtienen en la tabla 3.1.1 de las NTC-DS [2]. El coeficiente de aceleración del terreno a_0 , el coeficiente c , el coeficiente k y los periodos característicos T_a y T_b de la meseta espectral, así como el periodo dominante del sitio T_s , se obtienen de SASID [4]. El valor de T se considera con la estructura sin ningún disipador de energía sísmica, siendo $T = 2.48s$ como en el Caso 0.

Para obtener δ se realiza una iteración hasta lograr que el espectro de diseño se reduzca lo necesario para que las distorsiones resultantes del análisis modal espectral cumplan con lo establecido en la normatividad vigente. Una vez conocido el valor de δ , se diseñan los amortiguadores viscosos que proporcionan el amortiguamiento suplementario objetivo.

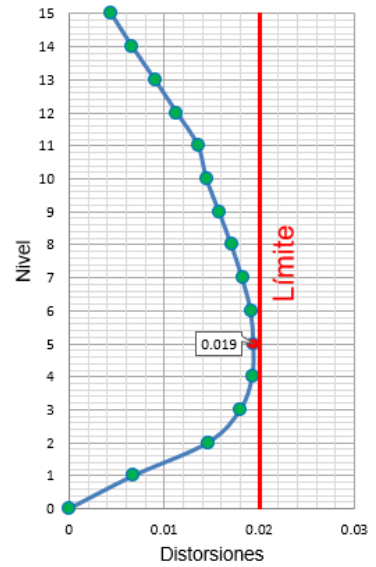
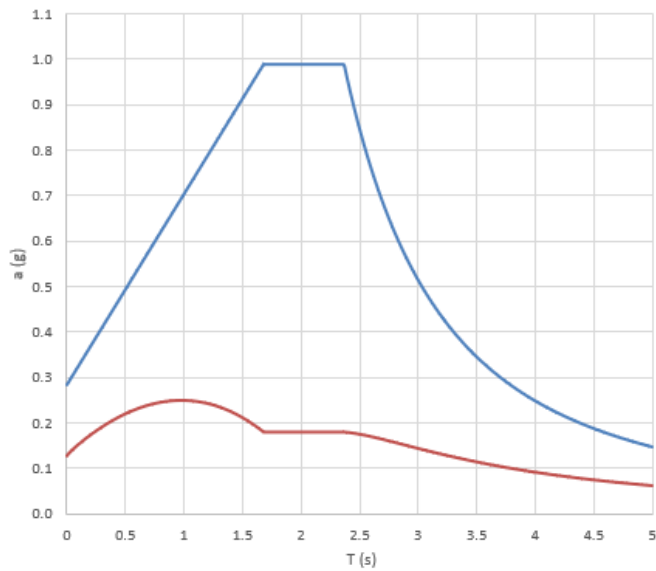
Todos los valores se enlistan a continuación:

- $a_0 = 0.283$
- $c = 0.989$
- $T = 2.478s$
- $T_a = 1.680s$
- $T_b = 2.368s$
- $k = 0.560$
- $\lambda = 0.50$
- $\varepsilon = 1.20$
- $\tau = 1.00$
- $T_s = 1.885s$

8.2. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

En este caso se realiza primero el análisis dinámico modal debido a que con este se obtiene el espectro de diseño. Posteriormente, con el fin de comparar las metodologías se realiza el análisis estático.

El espectro modificado y el perfil de distorsiones de entrepiso se muestran en la figura 28. Se puede observar que, con el espectro modificado obtenido de las iteraciones, las distorsiones de entrepiso cumplen con el límite establecido por las NTC-DS [2], esto con la fracción de amortiguamiento crítico $\delta = 0.50$.

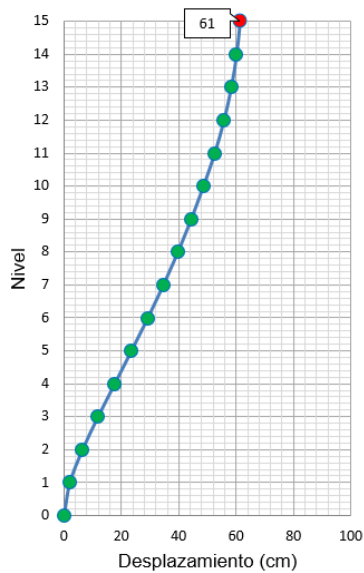


a) Espectro de diseño con amortiguamiento suplementario

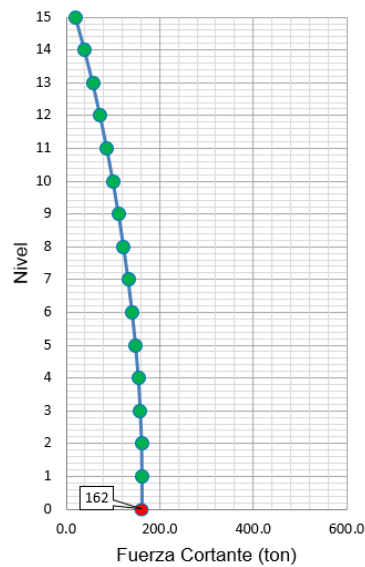
b) Distorsiones

Figura 28. Espectro de diseño con amortiguamiento suplementario y distorsiones resultantes.

También se obtienen los perfiles de desplazamiento y fuerza cortante que se muestran en la figura 29. Se puede observar que, los resultados son mayores que los del Caso 1, con poca diferencia para los desplazamientos. Mientras que las fuerzas cortantes presentan resultados con una diferencia considerable.



a) Desplazamientos



b) Fuerzas cortantes

Figura 29. Resultados del análisis modal espectral para el Caso 2.

8.3. ANÁLISIS ESTÁTICO

Con el periodo fundamental de vibrar del sistema estructural $T = 2.48 \text{ s}$ se obtiene la ordenada del espectro de diseño como fracción de la aceleración de la gravedad, $a = 0.175g$ (ver figura 30).

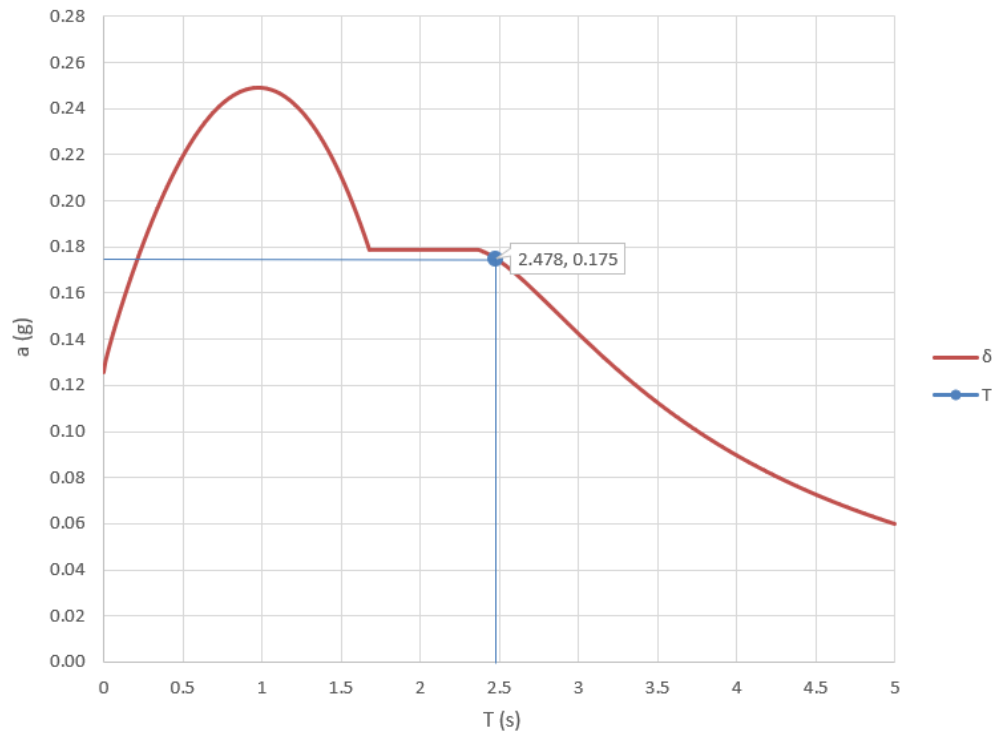


Figura 30. Obtención de la ordenada espectral para un periodo $T = 2.48 \text{ s}$ (Caso 2).

Se obtuvieron los perfiles de la figura 31. Se puede apreciar que, para este análisis las distorsiones no cumplen con lo establecido en la normatividad. Los desplazamientos y las fuerzas cortantes también presentan resultados considerablemente mayores.

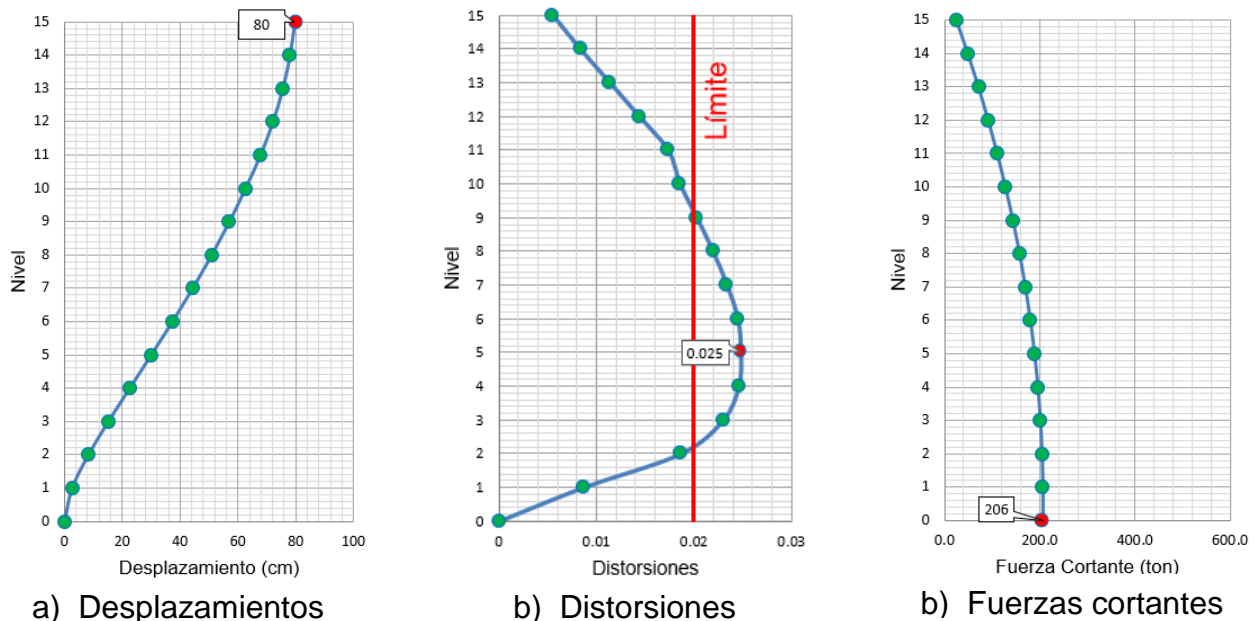


Figura 31. Resultados del análisis estático para el Caso 2.

8.4. DISEÑO DE LOS AMORTIGUADORES VISCOSOS

Para el diseño de los amortiguadores se emplea el procedimiento para dispositivos dependientes de la velocidad, propuesto por la ASCE/SEI 41-17 [26]. Se busca igualar el resultado de la fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño, δ , que se obtuvo del análisis modal, con δ_{effect} que se obtiene con la ecuación 11, siendo este último el valor del amortiguamiento de la estructura con los dispositivos.

$$\delta_{effect} = \delta_{estr} + \frac{T \sum_i C_i \cos^2 \theta_i \phi_{ri}^2}{4\pi \sum_j \left(\frac{w_j}{g}\right) \phi_j^2} \quad \text{ec. 11}$$

donde:

δ_{effect} = Amortiguamiento efectivo de la estructura con los dispositivos.

δ_{estr} = Amortiguamiento de la estructura igual a 0.02 [26].

T = Periodo fundamental de vibrar de la estructura.

C_i = Constante de amortiguamiento para el dispositivo i .

θ_i = Ángulo de inclinación del dispositivo i a la horizontal.

ϕ_{ri} = Desplazamiento relativo del primer modo entre los extremos del dispositivo i en la dirección horizontal.

w_j = Peso del nivel j.

g = Valor de la gravedad.

ϕ_j = Desplazamiento del primer modo del nivel j.

El valor de la constante de amortiguamiento de cada dispositivo, C_i , se obtiene realizando una iteración hasta lograr que el valor del amortiguamiento efectivo de la estructura con los dispositivos, δ_{effect} , iguale al de la fracción de amortiguamiento crítico para el que se establece el espectro de diseño, $\delta = 0.50$.

Los valores de los desplazamientos relativos entre los extremos de cada dispositivo, ϕ_{ri} , el peso de cada nivel, w_j , y los desplazamientos de cada nivel, ϕ_j , se obtienen del modelo numérico. Estos valores se muestran en la tabla 10.

Tabla 10. Valores de ϕ_j , ϕ_{ri} y w_j .

| Nivel | ϕ_j | ϕ_{ri} | w_j (kN) |
|--------------|----------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| 1 | 0.033 | 0.033 | 774.1 |
| 2 | 0.104 | 0.071 | 774.1 |
| 3 | 0.192 | 0.088 | 774.1 |
| 4 | 0.286 | 0.094 | 774.1 |
| 5 | 0.381 | 0.095 | 774.1 |
| 6 | 0.474 | 0.094 | 774.1 |
| 7 | 0.564 | 0.089 | 774.1 |
| 8 | 0.647 | 0.083 | 774.1 |
| 9 | 0.724 | 0.077 | 774.1 |
| 10 | 0.793 | 0.070 | 774.1 |
| 11 | 0.857 | 0.064 | 774.1 |
| 12 | 0.910 | 0.053 | 774.1 |
| 13 | 0.951 | 0.041 | 774.1 |
| 14 | 0.980 | 0.030 | 774.1 |
| 15 | 1.000 | 0.020 | 774.1 |

Los valores restantes se enlistan a continuación:

- $\delta_{estr} = 0.02$
- $T = 2.48s$
- $\cos\theta_i = 0.894$
- $g = 9.81 \frac{m}{s^2}$

Se diseñan los dispositivos con constantes de amortiguamiento relativas por nivel como se describen en la tabla 11, esto con el fin de tener una relación entre los amortiguadores viscosos equivalente a la de los contraventeos restringidos al pandeo del Caso 1.

Tabla 11. Valores de constantes de amortiguamiento relativas.

| Nivel | C_i relativo |
|--------------|----------------------------------|
| 1 | 1.00 |
| 2 | 1.00 |
| 3 | 1.00 |
| 4 | 0.80 |
| 5 | 0.80 |
| 6 | 0.80 |
| 7 | 0.60 |
| 8 | 0.60 |
| 9 | 0.60 |
| 10 | 0.40 |
| 11 | 0.40 |
| 12 | 0.40 |
| 13 | 0.20 |
| 14 | 0.20 |
| 15 | 0.20 |

Esto significa, por ejemplo, que la constante de amortiguamiento, C_i , de los dispositivos de los niveles 4, 5 y 6 son 20% menores a las de los niveles 1, 2 y 3.

De manera iterativa, se varía el valor de la constante de amortiguamiento de cada dispositivo, C_i , con la finalidad de alcanzar el amortiguamiento objetivo, $\delta_{effect} = 0.50$. La tabla 12 muestra los resultados que se obtuvieron.

Tabla 12. Cálculo de C_i .

| Nivel | C_i relativo | C_i (kN- s/m) | Disp. | $\cos\theta_i$ | ϕ_j | ϕ_{ri} | w_j (kN) | $C_i \cos^2\theta_i \phi_{ri}^2$ | $\left(\frac{w_j}{g}\right) \phi_j^2$ |
|-------------|-------------------|--------------------|-------|----------------|----------|-------------|---------------|----------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 1.00 | 15496.69 | 2 | 0.894 | 0.033 | 0.033 | 774.14 | 26.75 | 0.09 |
| 2 | 1.00 | 15496.69 | 2 | 0.894 | 0.104 | 0.071 | 774.14 | 124.63 | 0.85 |
| 3 | 1.00 | 15496.69 | 2 | 0.894 | 0.192 | 0.088 | 774.14 | 190.66 | 2.90 |
| 4 | 0.80 | 12397.35 | 2 | 0.894 | 0.286 | 0.094 | 774.14 | 175.35 | 6.44 |
| 5 | 0.80 | 12397.35 | 2 | 0.894 | 0.381 | 0.095 | 774.14 | 178.81 | 11.43 |
| 6 | 0.80 | 12397.35 | 2 | 0.894 | 0.474 | 0.094 | 774.14 | 174.05 | 17.76 |
| 7 | 0.60 | 9298.01 | 2 | 0.894 | 0.564 | 0.089 | 774.14 | 118.39 | 25.07 |
| 8 | 0.60 | 9298.01 | 2 | 0.894 | 0.647 | 0.083 | 774.14 | 103.32 | 33.04 |
| 9 | 0.60 | 9298.01 | 2 | 0.894 | 0.724 | 0.077 | 774.14 | 87.20 | 41.33 |
| 10 | 0.40 | 6198.68 | 2 | 0.894 | 0.793 | 0.070 | 774.14 | 47.88 | 49.65 |
| 11 | 0.40 | 6198.68 | 2 | 0.894 | 0.857 | 0.064 | 774.14 | 40.94 | 58.02 |
| 12 | 0.40 | 6198.68 | 2 | 0.894 | 0.910 | 0.053 | 774.14 | 27.39 | 65.36 |
| 13 | 0.20 | 3099.34 | 2 | 0.894 | 0.951 | 0.041 | 774.14 | 8.33 | 71.38 |
| 14 | 0.20 | 3099.34 | 2 | 0.894 | 0.980 | 0.030 | 774.14 | 4.34 | 75.89 |
| 15 | 0.20 | 3099.34 | 2 | 0.894 | 1.000 | 0.020 | 774.14 | 1.89 | 78.95 |
| SUMA | | | | | | | | 1309.93 | 538.14 |

donde, con la ecuación 11, se llega a:

$$\delta_{effect} = 0.02 + \frac{2.478 \text{ s}}{4\pi} \times \frac{1309.93 \text{ kNs/m}}{538.14 \text{ kNs}^2/\text{m}} = 0.50$$

Se comprueba que los valores de las constantes de amortiguamiento de cada dispositivo, C_i , logran que el amortiguamiento efectivo de la estructura con los dispositivos, δ_{effect} , pueda igualar el objetivo.

La figura 32 muestra una imagen del modelo numérico equipado con los disipadores viscosos.

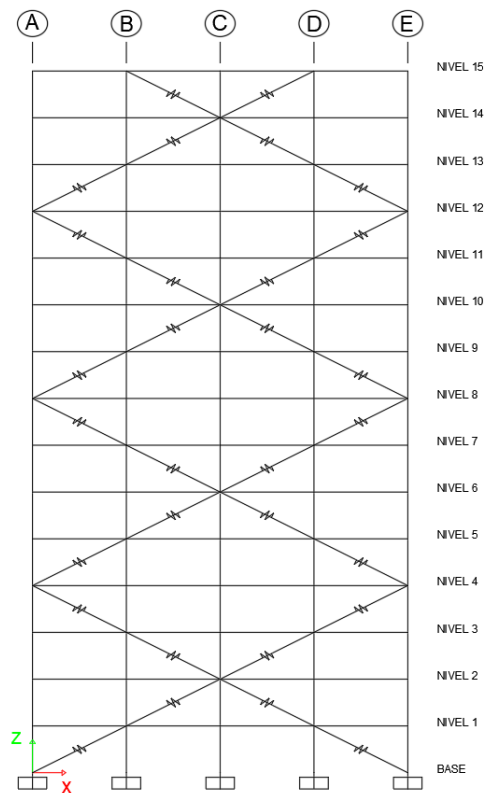
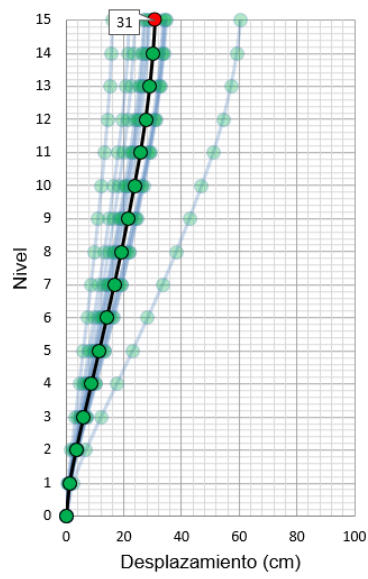


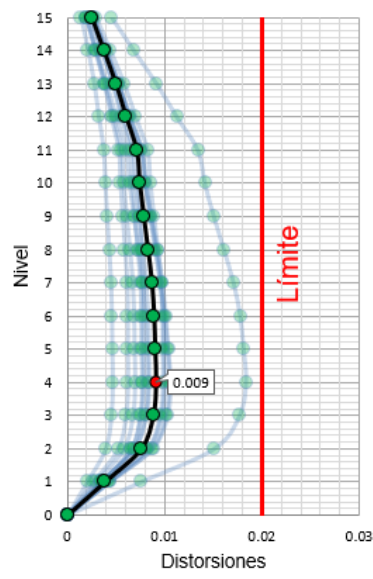
Figura 32. Modelo numérico con amortiguadores viscosos.

8.5. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL TIPO PASO A PASO

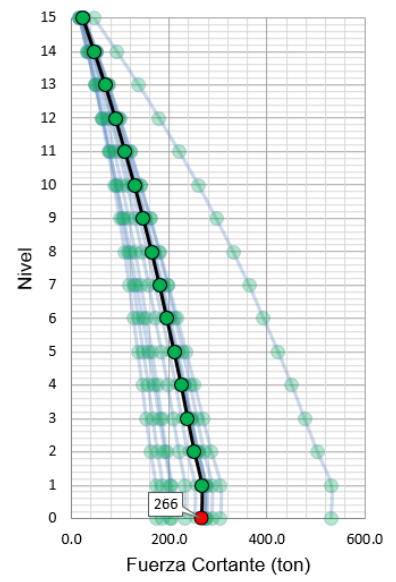
La figura 33 muestra los perfiles de respuesta obtenidos del análisis dinámico tipo paso a paso. Se puede observar que, el promedio de las distorsiones es por mucho, menor que los resultados que se obtienen de los análisis modal y estático, cumpliendo con el límite establecido por la normatividad, los desplazamientos también están muy por debajo de los resultados anteriores, y como en todos los casos, este análisis presenta los resultados más altos de fuerzas cortantes.



a) Desplazamientos



b) Distorsiones



c) Fuerzas cortantes

Figura 33. Resultados del análisis dinámico no lineal tipo paso a paso para el Caso 2.

9. ANÁLISIS COMPARATIVO DE METODOLOGÍAS

En este capítulo se muestran un resumen de los resultados obtenidos en los tres casos de estudio, comparando y analizando las diferentes metodologías de análisis que se emplearon.

9.1. ESTRUCTURA SIN SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA (CASO 0)

Los datos presentados en la figura 34 se obtuvieron del análisis estático, modal espectral y dinámico no lineal tipo paso a paso. Se muestran los perfiles de respuesta del Caso 0.

Se puede observar que, los desplazamientos máximos del análisis modal espectral y dinámico paso a paso son 79% y 43%, respectivamente, los obtenidos del análisis estático, mientras que, para las distorsiones máximas de entrepiso, estas diferencias son de 81% y 51% respectivamente. En otras palabras, el análisis dinámico paso a paso presenta resultados de prácticamente la mitad de los obtenidos con el estático para desplazamientos y distorsiones.

Finalmente, respecto a las fuerzas cortantes máximas, los porcentajes tienen variaciones significativas debido a que los resultados con el análisis estático y el modal espectral son 47% y 37%, respectivamente, los obtenidos del análisis dinámico paso a paso. Siendo ahora que la relación que hay entre el análisis estático y el dinámico paso a paso se invierte, teniendo resultados del doble y no de la mitad como se venía presentando.

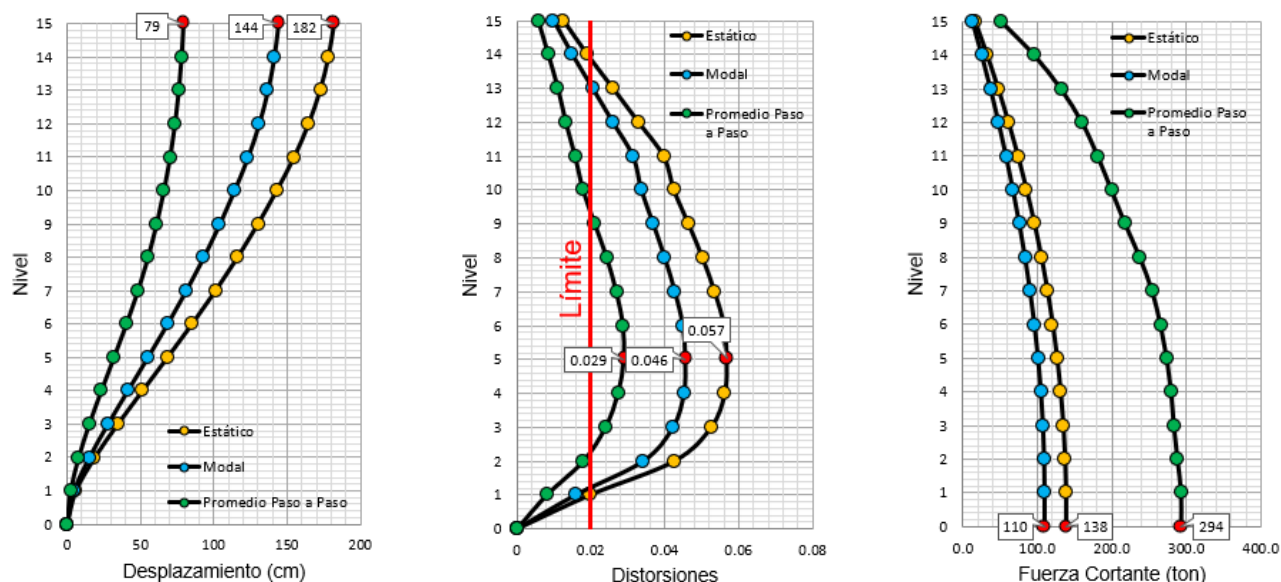


Figura 34. Comparación de resultados por cada método de análisis para el Caso 0.

9.2. ESTRUCTURA CON CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO (CASO 1)

En la figura 35 se compran los resultados de la respuesta obtenidos con los tres tipos de análisis realizados. Se puede observar que, los desplazamientos máximos del análisis modal espectral y dinámico paso a paso son 75% y 56%, respectivamente, los obtenidos

del análisis estático, mientras que, para las distorsiones máximas de entrepiso, estas diferencias son de 78% y 72% respectivamente. Por lo tanto, el análisis dinámico paso a paso presenta resultados de poco más de la mitad de los obtenidos con el estático para desplazamientos, mientras que, para las distorsiones la diferencia entre los análisis es considerablemente menor.

Finalmente, respecto a las fuerzas cortantes máximas, los porcentajes tienen diferencias realmente significativas debido a que los resultados con el análisis estático y el modal espectral son 29% y 22%, respectivamente, los obtenidos del análisis dinámico paso a paso. Tendiendo diferencias en los resultados de más de 4 veces entre el análisis modal y el dinámico paso a paso.

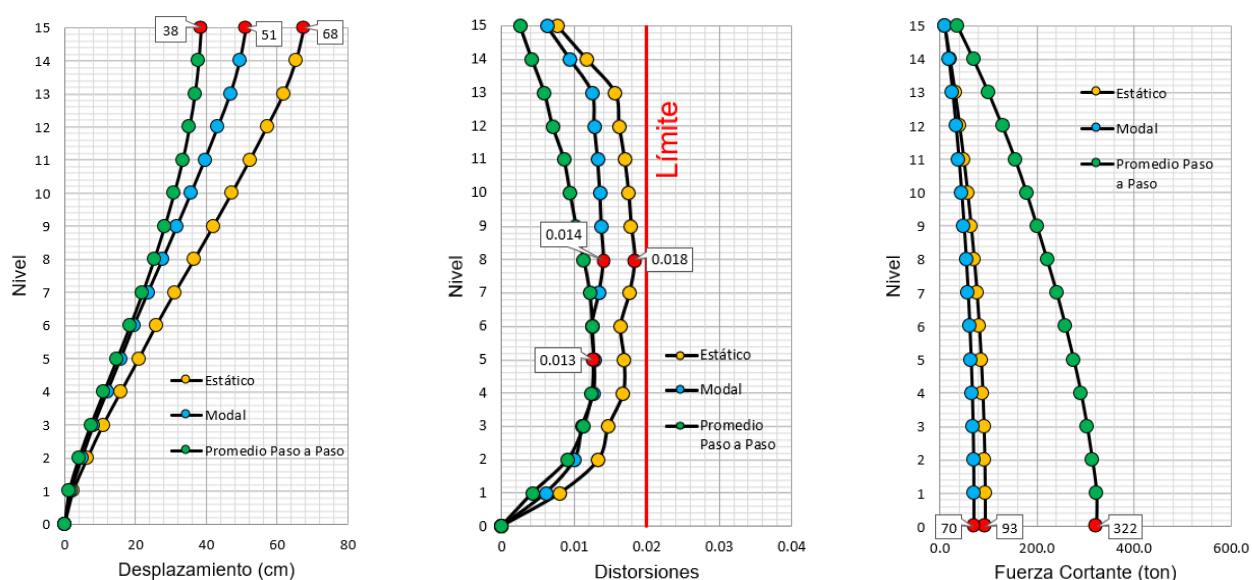


Figura 35. Comparación de resultados por cada método de análisis para el Caso 1.

9.3. ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (CASO 2)

En la figura 36 se presentan y comparan los resultados de la respuesta obtenidos con los tres tipos de análisis realizados. Se puede observar que, los desplazamientos máximos del análisis modal espectral y dinámico paso a paso son 76% y 39%, respectivamente, los obtenidos del análisis estático, mientras que, para las distorsiones máximas de entrepiso, estas diferencias son de 76% y 36% respectivamente. Finalmente, respecto a las fuerzas cortantes máximas, los porcentajes tienen diferencias significativas debido a que los resultados con el análisis estático y el modal espectral son 77% y 61%, respectivamente, los obtenidos del análisis dinámico paso a paso. Por lo tanto, se continúa con la misma tendencia en los resultados que en los casos anteriores.

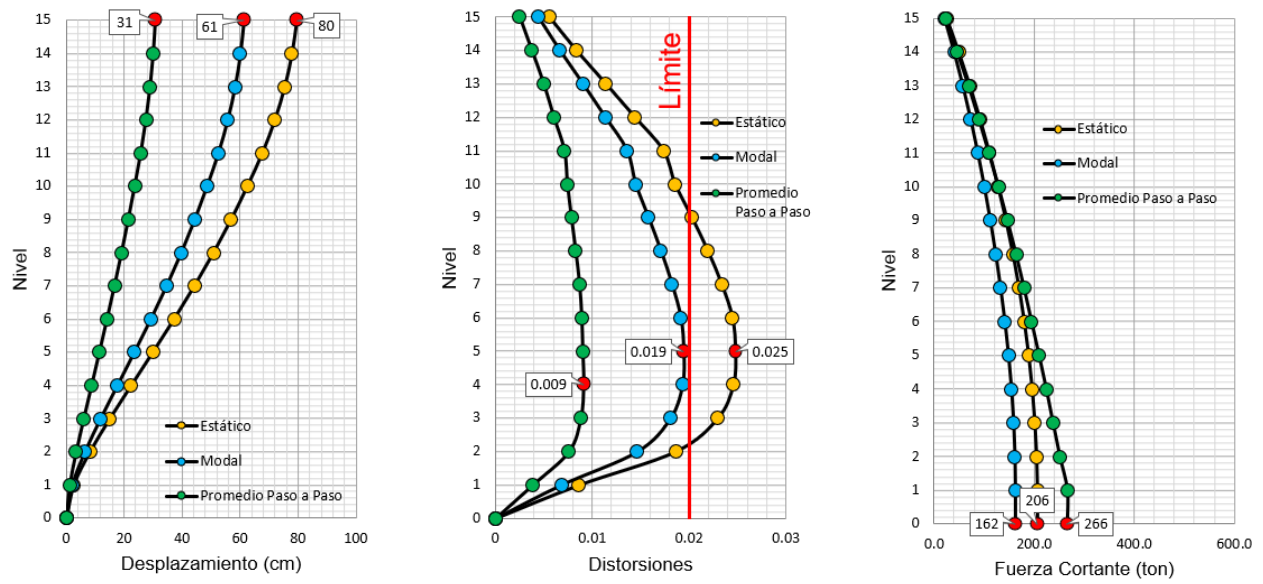


Figura 36. Comparación de resultados por cada método de análisis para el Caso 2.

10. ANÁLISIS COMPARATIVO DE CASOS

Los resultados presentados en las siguientes secciones tienen el objetivo de comparar el comportamiento de la estructura con y sin disipadores de energía sísmica, mostrando los resultados de cada método de análisis empleado.

10.1. DESPLAZAMIENTOS

La figura 37 muestra los desplazamientos máximos para cada caso de estudio. Para el análisis dinámico no lineal paso a paso, se muestra únicamente el promedio de los desplazamientos demandados por todos los movimientos sísmicos.

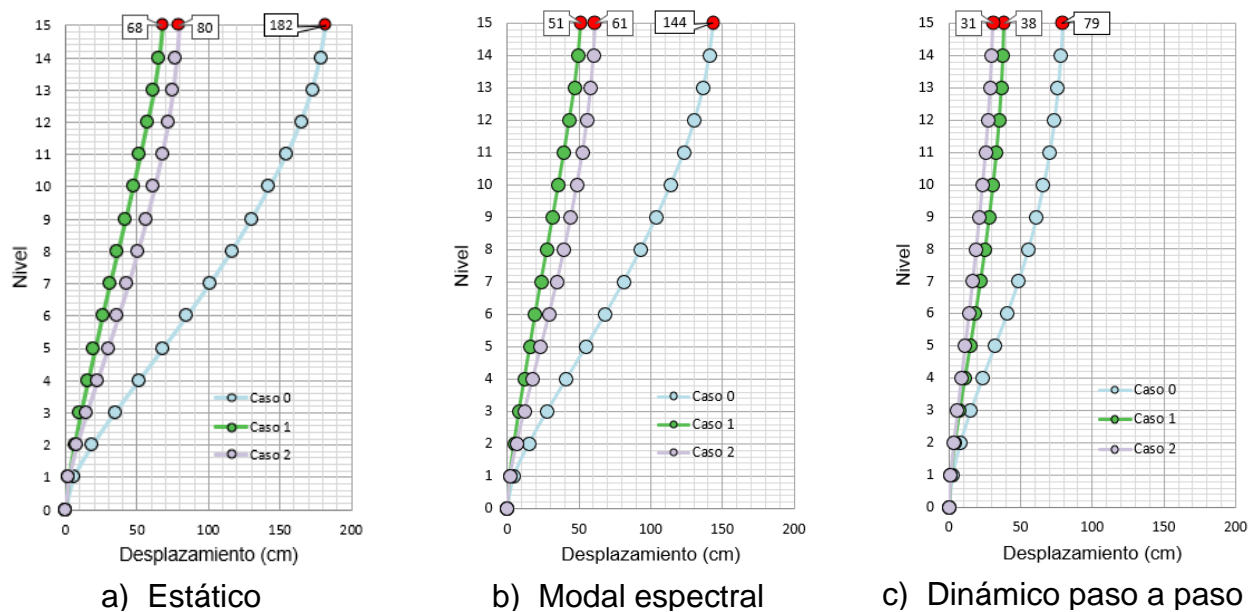


Figura 37. Comparación de desplazamientos para los tres casos de estudio.

Se puede observar que los desplazamientos alcanzaron una reducción en la azotea con CRP del 52%, mientras que, con por amortiguadores viscosos los desplazamientos se redujeron un 61% en comparación a la estructura sin sistemas de protección sísmica. Esto según el análisis dinámico tipo paso a paso.

10.2. DISTORSIONES DE ENTREPISO

De manera similar, la figura 38 compara las distorsiones de entrepiso para cada caso estudiado. Se puede apreciar que, según el análisis dinámico tipo paso a paso, las distorsiones con CRP fueron 55% menores que aquellas con la estructura convencional. La diferencia aumentó a 69% en el caso con disipadores viscosos.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

11.1. CONCLUSIONES

De acuerdo con los objetivos que se plantearon al inicio del proyecto, se puede concluir que, al realizar los análisis estático y modal espectral, se mostró que cada uno de ellos presenta resultados diferentes a los que se obtienen con análisis dinámico no lineal tipo paso a paso; que es considerado como el método más racional.

Al comparar los diferentes casos de estudio, se pudo ver que, implementando los contraventeos restringidos al pandeo y los amortiguadores viscosos, los desplazamientos y distorsiones de entrepiso se redujeron significativamente en la estructura estudiada. Lo contrario ocurrió con las fuerzas cortantes, ya que éstas no se redujeron, de hecho, con los CRP se vieron aumentadas.

Para el caso de la estructura sin sistemas de protección sísmica, no se cumplió con el estado límite de seguridad contra colapso. Las distorsiones de entrepiso obtenidas con el análisis dinámico no lineal tipo paso a paso excedieron las máximas permisibles de 0.02 establecidas en la normatividad.

Para el caso de la estructura con contraventeos restringidos al pandeo, las fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico no lineal tipo paso a paso se vieron incrementadas pudiendo afectar la estructura o la cimentación.

Se pudo ver que la metodología para el diseño de los amortiguadores viscosos es práctica y funcional.

Para el caso de la estructura con amortiguadores viscosos, las distorsiones de entrepiso obtenidas del análisis dinámico no lineal tipo paso a paso son considerablemente menores a las permitidas en las normas. Por lo tanto, se podría reducir la capacidad de los dispositivos con el objetivo de economizar sin comprometer la seguridad de la estructura.

Los disipadores de tipo CRP y los amortiguadores viscosos son dispositivos fáciles de modelar y analizar para mejorar el comportamiento de las estructuras en la Ciudad de México.

Es importante resaltar que las conclusiones de esta tesis no son generales, pues sólo se estudió una estructura muy particular. Se debe tener cuidado ya que las observaciones son muy específicas de esta tesis. Para entender mejor los beneficios de los sistemas de protección sísmica se tendrán que estudiar más estructuras.

11.2. RECOMENDACIONES

Este estudio se llevó a cabo con un marco de acero en 2D, por lo que se recomienda tener en cuenta para futuros estudios realizar los análisis implementando estructuras de otros materiales, en 3D o en otros sistemas estructurales.

No se consideró la interacción suelo estructura, pero se recomienda ser considerada en estudios futuros.

Sólo se estudian dos tipos de dispositivos, pero existen otros sistemas de protección sísmica que se pueden implementar en la estructura con el fin de identificar la opción que tiene mejores resultados.

Con el fin de reducir las fuerzas cortantes, se recomienda implementar diferentes configuraciones de los dispositivos, considerando otras ubicaciones, materiales y secciones.

Para identificar la mejor propuesta, se recomienda tener en cuenta los estudios económicos para cada uno de los casos estudiados, ya que la variación en la fuerza cortante podría aumentar los costos de la cimentación.

En este estudio se utilizaron registros de aceleraciones de una zona de la Ciudad de México, por lo que se recomienda utilizar otras ubicaciones que correspondan a otras zonas geotécnicas. Esto con el fin de observar diferencias en la respuesta de las estructuras debidas a efectos de sitio.

Se puede decir que implementar sistemas de protección sísmica son técnicas de interés que se recomiendan utilizar para la rehabilitación de estructuras existentes, así como en estructuras nuevas en México.

REFERENCIAS

- [1] Sebastian Salinas, M. (2018). Respuesta sísmica de una estructura equipada con contraventeos convencionales y restringidos al pandeo colocados de manera alternada. Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM. México.
- [2] Jefatura de Gobierno. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. En la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda y Secretaría de Obras y Servicios, Gaceta Oficial de la Ciudad de México (págs. 44-83). Ciudad de México.
- [3] ETABS v18.1.1. (2019). Computers and Structures Inc. Structural Software. EU.
- [4] Instituto para la Seguridad de las Construcciones en la Ciudad de México. (2020). Normas Técnicas Complementarias y SASID. Obtenido de <https://www.isc.cdmx.gob.mx/servicios/servicio/normas-tecnicas-complementarias-y-sasid>.
- [5] Pérez, I. (2018). Cinturón de Fuego, zona de sismos y volcanes. Obtenido de <http://ciencia.unam.mx/leer/807/cinturon-de-fuego-zona-de-sismos-y-volcanes->.
- [6] López, M. (2010). El cinturón de fuego o circumpacífico. Obtenido de <http://cienciamasciencia.blogspot.com/2010/05/el-cinturon-de-fuego-o-circumpacifico.html>.
- [7] Servicio Sismológico Nacional, Instituto de Geofísica, & UNAM. (2015). Zona de subducción mexicana y su potencial para un sismo mayor. México.
- [8] González-Huizar, H. (2019). Los Grandes Terremotos en México. Obtenido de https://www.researchgate.net/figure/Figura-7-Mapa-de-las-placas-tectonicas-que-interactuan-en-Mexico-Las-flechas-rojas_fig7_336409467
- [9] Servicio Geológico Mexicano. (22 de marzo de 2017). Recuperado el 2020, de Sismología de México: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html>
- [10] Coordinación Nacional de Protección Civil. (2014). Metodología para la evaluación de la seguridad estructural de edificios. Obtenido de http://www.files.cenapred.gob.mx/es/ReunionNacionalGeologicos2014/RedNacionalEvaluadores/EvaluacionEdificios/2014Evaluaciondeedificios_02-Sismicidad.pdf
- [11] Villarreal Castro, G., & Oviedo Sarmiento, R. (2009). Edificaciones con Disipadores de Energía. Lima, Perú.
- [12] Kumar Chopra, A. (2014). Dinámica de Estructuras. México: Pearson.

- [13] Salazar Valdivia, R. M. (2001). Dispositivos para el control de vibraciones. Tesis de licenciatura. Facultad de Ciencias de la Tierra, Universidad Austral de Chile. Chile.
- [14] Rodríguez Corona, V. (2019). Diseño de Disipadores de Energía Sísmica del Tipo Contraventeos Restringidos al Pandeo (CRP). Tesis de licenciatura. Facultad de Ingeniería, UNAM. México.
- [15] Andrés Oviedo, J., & Del Pilar Duque, M. (2009). Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. Medellín.
- [16] Peter Clark, I. A., Kazuhiko Kasai, Eric Ko, Isao Kimura. (1999). Design Procedures for Buildings Incorporating Hysteretic Damping Devices. Santa Barbara, California.
- [17] Uang, C. M., Nakashima, M. (2004). Steel Buckling-restrained braced frames. En Y. Bozorgnia, & V. V. Bertero, Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering. CRC Press.
- [18] Guerrero, H., Terán-Gilmore, A., Ji, T., Escobar, J. A., (2017). Evaluation of the economic benefits of using Buckling-restrained in hospital structures located in very soft soils. Engineering Structures. 136:406-19.
- [19] P. Taylor, D. (2003). History, Design, and Applications of Fluid Dampers in Structural Engineering. North Tonawanda, NY.
- [20] Symans M.D., Charney F.A., Whittaker A.S., Constantinou M.C., Kircher C.A., Johnson M.W. y McNamara R.J. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. Journal of Structural Engineering.
- [21] Moreno Vega, A (2019). Respuesta sísmica de estructuras con amortiguadores viscosos no lineales, en la zona del lago de la Ciudad de México. Tesis de maestría. Ciudad Universitaria, UNAM. México.
- [22] Jefatura de Gobierno. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. En la Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda y Secretaría de Obras y Servicios, Gaceta Oficial de la Ciudad de México (págs. 10-43). Ciudad de México.
- [23] Jefatura de Gobierno. (2017). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. En la

Secretaría de Desarrollo Urbano y Vivienda y Secretaría de Obras y Servicios, Gaceta Oficial de la Ciudad de México (págs. 689-700). Ciudad de México.

[24] Base Mexicana de Datos de Sismos Fuertes. (2000). Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., Ciudad de México.

[25] American Institute of Steel Construction. (2010). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois: AISC

[26] ASCE, & SEI. (2017). Chapter 15 Design Requirements for Structures with Supplemental Energy Dissipation. En ASCE, & SEI, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (págs. 249-257).