



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN

**DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON
AMORTIGUADORES VISCOSOS**

TESIS

Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

RAQUEL JIMÉNEZ CARDOSO

DIRECTOR DE TESIS

DR. DARÍO RIVERA VARGAS



“Por mi Raza Hablará el Espíritu”

Ciudad de México, abril 2024



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.

Agradecimientos

Agradecimientos a la máxima casa de estudios UNAM

Gracias a la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarme todo el apoyo académico durante mi estancia como universitario.

Agradecimientos al programa PIUC UNAM

Gracias al Programa Universitarios de Diversidad Cultural e Interculturalidad por el apoyo en todo el proceso de los estudios universitarios, así como en este último proceso de titulación.

Agradecimiento al proyecto PAPIIT

Gracias a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101921 "Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones".

Agradezco a toda mi familia que me apoyo en este proceso y sobre todo en las situaciones más adversas.

Agradezco el apoyo de mi estimada amiga Selen Zambrano.

Agradezco al gran corazón Rosa Villicaña en este todo este proceso como amiga y madre.

Por último, agradezco al Dr. Darío Rivera Vargas como tutor de este trabajo que sin su apoyo y gran paciencia no hubiera sido posible plasmar este trabajo, gracias por la guía y el conocimiento compartido.

CONTENIDO

<i>Agradecimientos</i>	2
CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN.....	5
1.1 Antecedentes	5
1.2 Objetivo y alcance de la investigación	6
1.3 Descripción del contenido	6
CAPITULO 2. DAÑOS POR SISMO EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.....	7
2.1 Sismicidad en la República Mexicana	7
2.2 Zonificación sísmica en la Ciudad de México.....	9
2.3 Sismos históricos.....	11
2.4 Daños estructurales	12
2.5 Daños no estructurales.....	16
2.6 Reflexión	18
CAPITULO 3. AMORTIGUADORES VISCOSOS	20
3.1 Conceptos de disipación de energía	20
3.2 Tipos de disipadores	20
3.3 Amortiguadores viscosos.....	21
3.3.1 Fabricación y comportamiento	22
3.3.2 Instalación en edificios y mantenimiento	24
3.3.3 Uso en esquemas de rehabilitación	24
3.3.4. Ventajas y desventajas.....	26
3.4. Criterios básicos de modelación y diseño.....	27
3.4.1 Modelación de amortiguadores viscosos.....	27
3.4.2 Amortiguadores viscosos en sistemas de varios grados de libertad.....	29
3.4.3 Distribución de amortiguadores en el edificio.....	33
CAPITULO 4. PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON AMORTIGUADORES VISCOSOS.....	34
4.1 Diseño por desempeño	34
4.2 Diseño basado en desplazamiento	35
4.2.1 Edificios sin amortiguadores	36
4.2.2 Edificios con amortiguadores.....	41
4.3 Propuesta de diseño basada en desplazamientos.....	41

4.3.1 Descripción del procedimiento	41
4.3.2 Diseño del sistema primario	42
4.3.3 Diseño del sistema secundario	46
4.4. Aplicaciones	48
4.4.1 Descripción del edificio y espectro de diseño.....	48
4.4.2 Diseño por resistencia sin amortiguadores	51
4.4.4 Diseño basado en desplazamientos con amortiguadores (propuesta de diseño).....	65
4.4.5 Discusión de los resultados.....	77
CONCLUSIONES.....	80
REFERENCIAS.....	82

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes

Los sismos han tenido un impacto importante en las construcciones, al observarse deficiencias en su comportamiento estructural, de tal forma que se ha visto la conveniencia de desarrollar dispositivos de control de la respuesta dinámica para disminuir el impacto de los sismos en los edificios, tales como: hospitales escuelas, edificios de gran altura, entre otros; inclusive para la rehabilitación de las construcciones.

México se encuentra en una región altamente sísmica, en razón de la actividad tectónica de placas como: cocos, Norteamericana, del Pacífico, por mencionar algunas. De esta manera se han tenido registros sísmicos desde la Época Prehispánica, cuya información se encuentra plasmada en los códigos Maya y Aztecas. No obstante, en los últimos 50 años, se han presentado dos eventos sísmicos, que curiosamente se presentaron en la misma fecha, pero en diferentes años, 19 de septiembre de 1985 y 2017, los cuales provocaron daños severos y colapso de varios edificios, así como pérdidas de vidas humanas.

Como consecuencia de los daños estructurales observados en edificios en la ciudad de México durante los sismos de septiembre de 1985, los ingenieros de la práctica y académicos mexicanos se interesaron en técnicas del control de la respuesta sísmica, en particular la disipación pasiva de energía, como una solución viable para la rehabilitación de estructuras dañadas por sismos, así como una alternativa atractiva para el diseño estructuras nuevas (Tena, 2004).

A partir de finales de la década de los años ochenta se han utilizado en México disipadores pasivos de energía tanto para la rehabilitación sísmica de estructuras como para el diseño original de edificios en zona sísmica. Las primeras aplicaciones se dieron en la reestructuración sísmica de estructuras existentes con dispositivos tipo ADAS, como son los casos del Edificio Izazaga, el Hospital de Cardiología del Centro Médico Siglo XXI del IMSS y el Complejo de Oficinas Centrales del IMSS. Posteriormente se han utilizado además otras técnicas, como conexiones friccionantes, disipadores con materiales visco-elásticos y amortiguadores viscosos (Tena, 2004).

De igual forma se tiene conocimiento del edificio Fray Servando, que fue el primer proyecto de reestructuración en México donde se utilizarán amortiguadores Taylor. Es un edificio irregular en planta de concreto reforzado de 15 niveles, ubicado en la zona centro de la ciudad de México. (Martínez, 2003).

Ahora bien, a raíz de los sismos de 2017 se contaba con algunos edificios con la incorporación de sistemas de control de respuesta sísmica, aisladores y amortiguadores viscosos, lo que permitió observar un comportamiento satisfactorio, que en términos de desempeño, se consideró que los edificios cumplieron con el nivel de ocupación inmediata (Alcocer y Rivera, 2022). Lo anterior motivo que en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RCDF, 2017), a través de sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2020), se incorporaron criterios de diseño básicos sobre el uso de estas tecnologías en los edificios.

En el caso particular de los amortiguadores viscosos, tiene mayor aplicación ante diversas características dinámicas del suelo y de la estructura en comparación con los aisladores de base que tienen ciertos alcances. En consecuencia, sería ideal que un mayor número de edificios contaran con estos dispositivos para una mejor protección, como se observó en algunos edificios con estas tecnologías durante el sismo de 2017. Sin embargo, se tiene incertidumbre sobre su uso, en parte por la dificultad en la comprensión adecuada de los criterios básicos de diseño, pese a que existen varios trabajos en la literatura con los de Constantinou y Symans (1992), Ramírez et al. (2000), Mackay-Lyons et al. (2012), entre otros.

En consecuencia, se requieren procedimientos digeribles tanto en comprensión de la teoría de los amortiguadores viscosos como en la aplicación de los criterios básicos de diseño.

1.2 Objetivo y alcance de la investigación

El objetivo de este proyecto de investigación radicó en proponer un procedimiento de diseño sísmico simplificado para edificios a base de marcos de concreto reforzado con amortiguadores viscosos, con el propósito de ilustrar la aplicación de sus criterios básicos de diseño.

Así mismo, revisar el estado del arte de las ventajas de los amortiguadores para mejorar las respuestas sísmicas de los edificios.

La investigación se limitó al estudio de un edificio de concreto reforzado estructurado a base de marcos, de planta y elevación regular ubicada en la ciudad de México.

1.3 Descripción del contenido

En el capítulo 1 se aborda los antecedentes sobre los efectos de los sismos en las construcciones, principalmente los eventos de 1985 y 2017, dejando visibles deficiencias de análisis y diseño estructural. Con ello se investiga la consideración de tecnologías de control de la respuesta sísmica como los amortiguadores viscosos para contrarrestar la respuesta sísmica en las edificaciones y lograr un menor impacto de daño en la misma. Esto de acuerdo a Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RCDF-2017), a través de sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-Sismo. 2020).

En el segundo capítulo se refiere a los daños por sismo en edificios de concreto reforzado. Se hace notar debido a las características geológicas de la República Mexicana en la cual se ubican e intersecan diferentes placas tectónicas identificadas como: Norteamericana, Rivera, Pacífico, Caribe y Cocos, se caracteriza como un territorio de alta sismicidad como se regionaliza en el Manual de Diseño Obras Civiles, (2015), por tal motivo, gran parte de las estructuras será susceptible a daños durante eventos sísmicos. Lo cual se corrobora con el registro de los sismos

históricos por ejemplo el de 1985 y 2017 con una magnitud de 8.1 y 7.1 grados Richter, respectivamente. Los daños más frecuentes se presentaron en columnas, la falla y colapso por escasez de rigidez en la planta baja, denominada como piso blando o flexible, el cortante en columnas y trabes.

En el capítulo 3 aborda los conceptos básicos de los amortiguadores viscosos en cuanto a su comportamiento, así como su fabricación e instalación. De igual forma se describen las ventajas y desventajas de este tipo de dispositivos. También se comentan los criterios de modelación y aspectos básicos de diseño.

En el cuarto capítulo se enfoca a describir la propuesta de procedimiento de diseño sísmico de edificios con amortiguadores viscosos. Previamente se comentan algunos conceptos del diseño sísmico basado en desempeño. Posteriormente se ilustra la aplicación a través de un prototipo de edificio de concreto reforzado para ello se consideran tres casos:

1. Diseño por resistencia sin amortiguadores
2. Diseño basado en desplazamientos sin amortiguamiento y
3. Diseño basado en desplazamientos con amortiguadores viscosos.

En este último caso se ilustra el procedimiento de diseño, dividido en dos partes: diseño del sistema primario y diseño del sistema secundario.

En el quinto capítulo se comentan las conclusiones derivadas de este trabajo, así como las recomendaciones de estudios a futuro.

CAPITULO 2. DAÑOS POR SISMO EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO.

2.1 Sismicidad en la República Mexicana

La República Mexicana presenta varias zonas de actividad sísmica debido a la interacción de diferentes placas tectónicas identificadas como: Norteamericana, Rivera, Pacífico, Caribe y Cocos (Figura 2.1). En consecuencia, conforme al trabajo de Zúñiga et al. (1997), el territorio nacional se puede dividir en las unidades sísmo genéticas que se ilustra en el mapa de la figura 2.1.



Figura 2.1. Definición de regiones sísmicas (Zuñiga et al., 1997).

Las regiones sísmicas que han provocado terremotos de gran intensidad son MVB, IN1, IN2 y SUB2 (Figura 2.1). En la región MVB se producen sismos locales que se asocian a la existencia de fallas geológicas a lo largo del cinturón volcánico mexicano, sobre el valle de México; uno de los sismos importantes es el correspondiente al 12-noviembre-1912 ($M=6.9$), en el municipio de Acambay, Estado de México. Mientras que la región IN1, los sismos se caracterizan por el hecho de que la placa de Cocos experimenta un mecanismo de intraplaca en la que la magnitud registrada disminuye con la distancia a partir de la zona de subducción con una falla inversa a una profundidad entre 30 y 60 km; uno de los sismos representativos de esta región fue el de 19-septiembre-2020 ($M=7.1$), Axochiapan, Morelos. En tanto, la región IN2, los sismos son producidos por el deslizamientos de la placa Norteamericana con respecto a las placas oceánicas, presentando un mecanismo de falla normal a una profundidad mayor de 602 km; como ejemplo se tiene el evento de 1864 ($M=7.4$), en la zona de Puebla-Veracruz.

Los sismos de subducción de la región SUB2, son generadas por el hundimiento de la placa de cocos y Rivera bajo la placa Norteamericana, y han generado históricamente las más severas consecuencias para la Ciudad de México; ejemplo de ello, fue el sismo del 19-septiembre-1985 ($M=8.1$), en las costas de Michoacán,

Por consiguiente, derivado de este análisis de las regiones sísmicas del país, se ha podido derivar un mapa de regionalización sísmica, como el que presenta el Programa de Diseño Sísmico, (**PRODISIS**) de la Comisión Federal de electricidad, Manual de Obras Civiles, (**CFE, MDOC, 2015**), figura 2.2, que permite identificar las zonas de mayor peligro sísmico, como consecuencia de las intensidades sísmicas que se han podido registrar con la real acelerografía con la que se cuenta hoy en día.

En dicho mapa se muestran cinco zonas sísmicas, siendo la de mayor peligro sísmico la correspondiente a la zona D, mientras que la de menor peligro sísmico es la zona A.

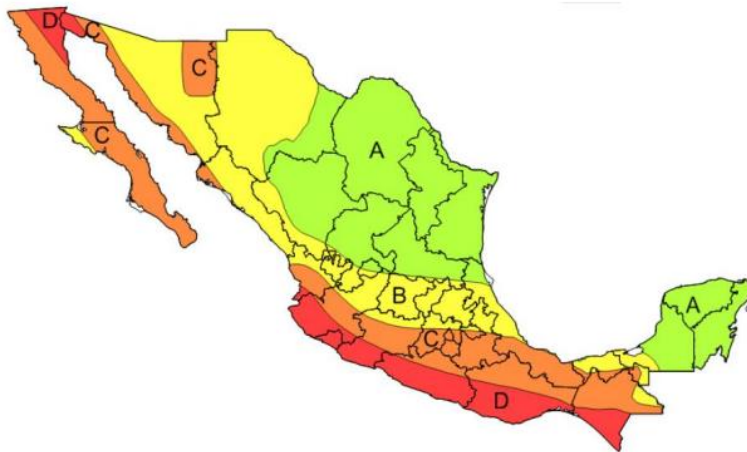


Figura 2.2. Modelo de Regionalización sísmica de la República Mexicana, PRODISIS, (MSOC, 2015).

2.2 Zonificación sísmica en la Ciudad de México.

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción e Cimentaciones (NTC-Diseño y Construcción de Cimentaciones), la Ciudad de México se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados;
- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y

c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En la figura 2.3 se muestran las porciones de la Ciudad de México cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

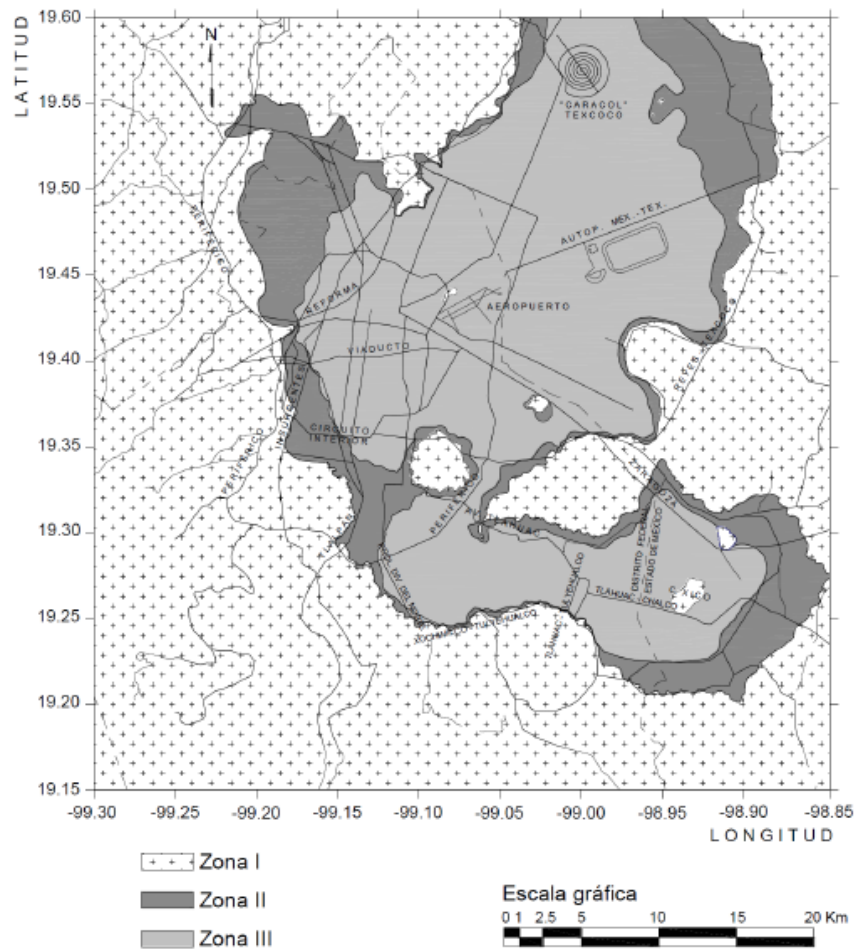


Figura 2.3 Zonificación geotécnica.

Para identificar la zonificación geotecnia del predio en interés el mapa es muy útil y se debe de complementar con su respectivo estudio de Mecánica de Suelos y estudios adicionales si lo requiere como se mencionó en la NTC-Diseño y Construcción de Cimentaciones. Existe una relación entre la zonificación geotécnica y el periodo de suelo (T_s), por ejemplo, se maneja un periodo máximo de 0.5 segundos para la zona I (Lomas), un rango de 0.5seg. a 1.0seg., para la zona II (Transición) y por último un periodo mayor a 1.0seg. Para la zona III (Lacustre).

Para el análisis de una estructura se debe contar con las acciones sísmicas para determinar las fuerzas a las que será sometida la estructura, esta información es proporcionada en el espectro de diseño sísmico el cual se obtiene a través del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), que se cita en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sísmico en el capítulo 3. Espectros para diseño sísmico, en el apartado 3.1.1.

Para generar el espectro de diseño sísmico es necesario proporcionar al programa datos de la estructura como factor de; importancia, de irregularidad, de comportamiento sísmico y factor de hiperestaticidad.

2.3 Sismos históricos

Para complementar en tema de la sismicidad en México, se comenta brevemente los sismos más representativos que han ocurrido hasta el momento, en la Tabla 1.1 se citan algunos más.

19-nov-1912 (M=6.9) a 15 km al Noreste de Atlacomulco, México, Latitud: 19.93°, Longitud: - 99.83°.

Este sismo ha sido caracterizado como un sismo intraplaca, ubicado en la placa tectónica de Norteamérica, y se considera como uno de los sismos más importantes en la historia sismológica de México.

Causó daños materiales en Acambay y Tixmadejé, se tiene el reporte de que más de 100 personas perdieron la vida. Se perdieron edificios de gran valor arquitectónico como la antigua Iglesia, se construyeron nuevas edificaciones que cambiaron la imagen del municipio.

3-enero-1920 (M=6.4) a 13 km al Norte de Huatusco, Veracruz, Latitud: 19.27°, Longitud: - 96.97°.

Este temblor ha sido caracterizado como uno de los sismos corticales intraplaca que más víctimas humanas ha causado en México.

El sismo fue sentido fuertemente en la Ciudad de México y ocasionó graves daños en la Ciudad de Xalapa, Veracruz.

Este sismo dio lugar, no solo a una avalancha de lodo, también a una serie de deslizamientos y derrumbes en las montañas, alumbramiento de manantiales, inundaciones de lodo, hundimientos locales, y severos daños materiales en la zona epicentral y sus cercanías. Se calcula que este evento sísmico causó la muerte de aproximadamente 650 personas. Las localidades de Teocelo y Coatepec también tuvieron daños significativos. La avalancha de lodo dejó sedimentos lodosos de hasta 40 a 65 m de profundidad (Flores y Camacho, 1922). En la Tabla 2.1 se citan algunos sismos históricos en la República Mexicana.

Tabla 2.1 Sismos históricos en la República Mexicana.

7-junio -1911 (M=7.6)	a 59 km al suroeste de CD Lázaro Cárdenas, Michoacán, latitud: 17.5°, longitud: -102.5°
14-enero-1931(M= 7.8)	a 30 km al Oeste de Miahuatlán, Oaxaca, Latitud: 16.34°, Longitud: -96.87°
3-junio-1932 (M= 8.2)	a 4 km al Sureste de Casimiro Castillo, Jalisco, Latitud: 19.57°, Longitud: -104.42°
28-julio-1957 (M=7.8)	a 47 km al Noreste de San Marcos, Guerrero, Latitud: 17.11°, Longitud: -99.1°
14-marzo-1979 (M= 7.4)	a 24 km al Norte de Petatlán, Guerrero, Latitud: 17.75°, Longitud: -101.263°
19-septiembre-1985 (M= 8.1)	a 45 km al Noroeste de La Mira, Michoacán, Latitud: 18.419°, Longitud: -102.468°
7-septiembre-2017 (M= 8.2)	a 140 km al Suroeste de Pijjiapan, Chiapas, Latitud: 14.761°, Longitud: -94.103°
19-septiembre-2017 (M= 7.1)	a 8 km al Noroeste de Chiautla de Tapia, Puebla, Latitud: 18.3297°, Longitud: -98.6712°

2.4 Daños estructurales

Para establecer una buena concepción del diseño sísmico de edificios de concreto reforzado y la incorporación de dispositivos de control de la respuesta dinámica, como los amortiguadores viscosos, es importante revisar los estudios de campo sobre las causas y tipos de daños estructurales más comunes.

Existen diferentes trabajos de literatura sobre los daños que se han observado en los edificios durante la ocurrencia de sismos de alta intensidad, como son: JICA (1996), AMIS.EERI (2006), TERAN (2011), entre otros. En dichos escritos se comentan las lecciones que tienden a repetirse en los terremotos y dejan establecido algunos patrones consistentes. En lo que sigue se describe algunos tipos de falla que han sido comunes de sismo a sismo.

El colapso de los edificios se debe generalmente a la insuficiente resistencia a carga lateral de los efectos verticales de soporte como son columnas y muros.

Falla por flexo compresión en columnas

Este tipo de falla suele presentarse cuando el acero longitudinal es escaso y los niveles de esfuerzo en el elemento rebasan la capacidad de fluencia del acero en tensión, pandeo del acero longitudinal, provocando grietas horizontales, verticales y/o diagonales en la columna, para el caso del concreto al presentarse los esfuerzos a compresión de igual forma se rebasa la capacidad de compresión de este, al momento de trabajar la columna en flexión y compresión.



Figura 2.4 Falla a flexocompresión en columna. ISCDF (2017).

Falla por cortante en columnas

Este tipo de falla suele presentarse cuando el acero transversal es muy escaso tendiendo a falla y con ello el concreto deja de estar confinado por el mismo acero trasversal lo cual empieza a falla el concreto presentándose las fisuras en diagonal y rotura de los estribos.



Figura 2.5 Falla a cortante en columna. ISCDF (2017).

Falla por cortante en trabes

Este tipo de falla suele presentarse por la tensión diagonal que provoca la fuerza cortante, esto se debe al escaso confinamiento del concreto por el refuerzo trasversal, estribos. Se presentan rotura del estribo y/o grietas diagonales.



Figura 2.6 Falla a cortante en trabe. Serrano R.L (2001).

Fallas en las conexiones trabe-columna

Este tipo de falla suele presentarse por la inadecuada conexión del acero de refuerzo longitudinal de trabes y columnas, falta de anclaje o adherencia para que el acero capaz de desarrollar los esfuerzos cíclicos ante la excitación sísmica, suelen presentarse grietas diagonales.



Figura 2.7. Fallas en nudos, conexión trabe-columna. ISCDF (2017).

Falla por golpeteo entre edificios

Este tipo de falla suele presentarse por no considerar la separación de colindancias entre las estructuras vecinas, refiriendo dejar la magnitud de desplazamiento que presentara la estructura en el ultimo nivel ante un evento sísmico esto para evitar que interactué o golpetee con las estructuras vecinas. Esto debe ser aplicado de igual forma para el caso contrario ósea las estructuras vecinas.

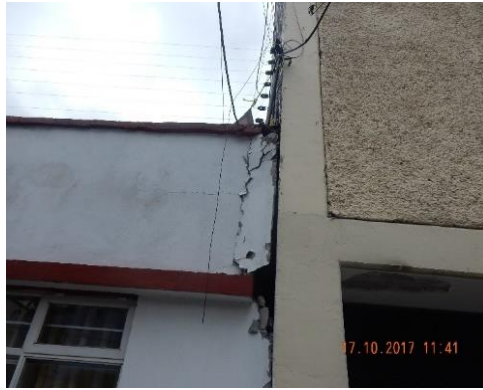


Figura 2.8. Golpeteo entre edificios de diferentes alturas. ISCDF (2017).

Falla por planta baja débil y flexible

Este tipo de falla suele presentarse cuando existe una gran diferencia de rigidez en los diferentes niveles de estructuras, por lo regular para estructuras que buscan grandes espacios abiertos en planta baja para el uso de estacionamiento y el resto de niveles por muros de carga, concentrando grandes esfuerzos en planta baja, lo cual puede terminar en la falla de los elementos verticales de la planta baja, por ejemplo muros y columnas, así denominada en el área estructural como falla de planta baja débil y flexible. Sin embargo, este mismo comportamiento también se puede presentar en un entrepiso si este tiene menor rigidez que los niveles superiores.



Figura 2.9. Falla por planta baja débil y flexible. ISCDF (2017).

2.5 Daños no estructurales.

Después de los sismos de septiembre del 2017 la Sociedad Mexicana hizo hincapié en la necesidad de disponer de construcciones más resilientes, en particular, las destinadas a servicios fundamentales como la que brinda escuelas y hospitales. En este sentido, es importante revisar los daños no estructurales que diera lugar a suspender el servicio de algunos inmuebles de concreto reforzado pese a no llegar al colapso, para que con ellos se pueda reflexionar en torno a la importancia de incorporar amortiguadores viscosos en los edificios.

Daños en fachadas

Este tipo de daños se en las fachadas de la edificación y son vistas de forma inmediata por el usuario, pero afortunadamente estas presentan más un problema de habitabilidad y estética que un peligro para el usuario que habita el edificio, estos daños suelen ser el desprendimiento de acabados como capa de concreto o fisuras en esta misma capa de concreto.



Figura 2.10. Daños en fachadas, desprendimiento de acabados. ISCDF (2017).

Daños en muros no estructurales

Este tipo de daños se presentan en muros por lo regular para dividir áreas y se denominan muros no estructurales, porque no se consideran parte de la estructura principal la cual tiene como objetivo resistir las demandas por carga gravitacional y condición sísmica. Por lo tanto, al ser dañados los muros no estructurales estos solamente se reemplazan por uno nuevo.



Figura 2.10. Daños en muros no estructurales. ISCDF (2017).

Daños en acabados

Este tipo de daños se presentan en los acabados de los elementos estructurales o no estructurales, como por ejemplo fractura o desprendimiento de loseta, pintura y plafones.



Figura 2.11. Daños en acabados. ISCDF (2017).

Daños en instalaciones.

Este tipo de daños son muy concurridos en un evento sísmico por el desplazamiento que se presenta la estructura por tal razón las instalaciones de servicios como luz, agua, gas, etc., llegan a presentar daños, como la fractura de tuberías y cables. Los cuales si presentan un alto peligro ya que pueden propiciar un incendio.



Figura 2.12. Daños en instalaciones. ISCDF (2017).

2.6 Reflexión

A raíz de los daños observados en edificios, como consecuencia de la actividad sísmica a la que se ve expuesta el país, se vio la necesidad de buscar edificios resilientes y confortables ante la excitación dinámica.

En lo que respecta a la resiliencia, la cual se define como la capacidad de un sistema, comunidad o sociedad expuesta a una amenaza para resistir, absorber, adaptarse y recuperarse de los efectos de un evento catastrófico de una manera oportuna y eficaz, lo que incluye la preservación y la restauración de sus estructuras y funciones básicas, de acuerdo a la oficina de Naciones Unidas para la Reducción de Riesgos y Desastres, UNISDR (2013) por sus siglas en inglés. Lo anterior hace notar que las construcciones bajo amenaza sísmica deben recuperar su funcionalidad en el menor tiempo posible, para con ello establecer cierto grado de resiliencia sísmica.

En este sentido, las lecciones aprendidas por daños observados en los edificios después de un terremoto, es que, en edificios críticos como hospitales, no se les presta atención a sus contenidos, además de no tener un mejor control del daño en la estructura, por lo que estas circunstancias conllevan a una pérdida de operación pese a que no colapse el inmueble. Por consiguiente, se debe contemplar un mejor control de la respuesta dinámica de la estructura pero que a su vez se mitiguen los daños en el edificio y con ello se le augure una mayor probabilidad de operación inmediata después del evento sísmico. Lo anterior se puede lograr con la incorporación de control de respuesta sísmica, como son los amortiguadores viscosos, objeto de estudio de la presente investigación.

Ahora bien, en la concerniente al confort en el edificio, surge en razón del pánico de los usuarios, después de los sismos de septiembre de 2017, por el nivel de demanda de aceleración que alcanzan los diferentes entresijos, en particular los últimos, en donde, la mayoría de los seres humanos no están acostumbrados a experimentar intensidades de aceleración que motivan ataque de nervios, mareos o simplemente algunas sensaciones de inseguridad. En consecuencia, es importante controlar la comodidad personal.

De acuerdo al trabajo de Reyes (1999), la comodidad personal se refiere a limitar el movimiento en los sistemas de piso de los edificios, que haga que las personas puedan moverse de un sitio a otro cuando ocurre un sismo de baja intensidad. A si mismo se hace alusión a establecer límites de movimiento encaminada a mantener el confort de los ocupantes de la estructura durante la acción de sismos de diferente intensidad.

Se han realizado esfuerzos encaminados a establecer distintos niveles de percepción e incomodidad, en la literatura se cuenta con el estudio de Yawada et al. (1975), cuyos niveles de percepción se resumen en la siguiente tabla 2.2.

Tabla 2.2. Niveles de percepción propuestos por Yawada et al. (1975)

Nivel de percepción	Aceleración (cm/s ²)	Efecto
1	<5	Las personas no perciben el movimiento.
2	5-10	Las personas sensitivas perciben el movimiento y el trabajo de escritorio se afecta.
3	10-25	La mayoría de la gente percibe el movimiento y el trabajo de escritorio se afecta.
4	25-40	El trabajo de escritorio es difícil o imposible y desplazarse caminando es posible.
5	40-50	Las personas perciben el movimiento fuerte, de forma importante se dificulta caminar y las personas de pie pueden perder el equilibrio.
6	50-60	Mucha gente no tolera el movimiento y es incapaz de caminar con naturalidad.
7	60-70	La gente no puede caminar o tolerar el movimiento.
8	>85	Los objetos empiezan a caer y la gente puede ser lastimada.

Como se podrá notar en la Tabla 2.2, la incomodidad de las personas empieza para aceleraciones superiores a 25 cm/s², en consecuencia, los dispositivos de amortiguamiento viscoso pueden contribuir a relajar los niveles de aceleración, cuando menos para sismos de baja a medianamente intensidad.

Por lo tanto, la incorporación de tecnologías anti-sísmicas como los sistemas de amortiguamiento viscoso, pueden coadyuvar a diseños sísmicos resilientes y con una mayor comodidad ante ciertas demandas de aceleración, para con ello lograr que edificios vitales sigan operando después del siniestro y disminuir el pánico de las personas frente a los sismos.

CAPITULO 3. AMORTIGUADORES VISCOSOS

3.1 Conceptos de disipación de energía

De acuerdo con la Real Academia Española disipar se refiere a la acción de hacer que algo se desvanezca por separación de las partes que lo forman.

En tanto que energía, conforme a la física, se concibe como algo que se puede convertir en trabajo. Cuando se dice que un objeto tiene energía, significa que es capaz de ejercer una fuerza sobre otro objeto para realizar un trabajo sobre él, referencia de Tippens (2001).

donde,

E = Energía de entrada por el sismo

E_k = Energía cinética del movimiento de la estructura.

E_s = Energía de deformación elástica de la estructura.

E_A = Energía del amortiguador inherente y suplementario de la estructura.

E_D = Energía de deformación inelástica ó ductilidad de la estructura.

Por consiguiente, el diseño convencional de estructuras se basa en la disipación de energía por ductilidad E_D , producida por el trabajo inelástico de sus elementos estructurales (articulaciones plásticas en vigas, principalmente).

Mientras que, con la incorporación de sistemas de protección sísmica pasiva, se busca que la forma de disipación de energía de la estructura se presente por el amortiguamiento suplementario E_A , conservando la disipación por ductilidad de la estructura casi intacta; la estructura permanece prácticamente elástica durante un sismo de intensidad extraordinaria. En la figura 3.1, se ilustra esta situación, en la cual se compara la respuesta de un edificio sin sistema de disipación de energía con respecto a uno con dicho sistema, en donde, se aprecia en este último se reduce el nivel de amplificación de movimiento.

3.2 Tipos de disipadores

En la actualidad existen diversos tipos de dispositivos para disipar la energía de entrada y reducir el daño en elementos estructurales y no estructurales, los cuales se pueden dosificar con base en el modelo matemático, material o respuesta estructural, tal como se describe brevemente a continuación.

Sistemas histeréticos. Disipa energía a través del comportamiento histerético de los metales cuando se deforman en el rango inelástico. Existe una amplia variedad de dispositivos que se han desarrollado y probando para disipar la energía en los modos de deformación en flexión, en cortante o en tensión, entre ellas, se puede mencionar: ADAS (Added Damping and Stiffness), TADAS (Triangular Plate Added Damping and Stiffness), disipador de energía por fricción, entre otras, tal como se comenta ampliamente en la referencia de Tena (2004).

Sistemas viscoelásticos. Están formados por dispositivos sólidos viscoelásticos, fluidos viscoelásticos, o bien, por fluidos viscosos. Estos últimos también conocidos como sistemas dependientes de la velocidad, son de los más comunes. Dichos dispositivos consisten en un cilindro con dos cámaras en su interior y con un pistón acoplado en un extremo. En una de las cámaras se localiza un aceite de silicona inerte y estable, el cuál es forzado a fluir a través de los orificios de la cabeza del pistón, disipándose así la energía por los efectos de la fricción entre el fluido y las paredes del orificio. Además, de este tipo de sistemas se cuenta con los amortiguadores viscoelásticos que dependen de la velocidad y del desplazamiento, y los amortiguadores de masa sintonizada, que para una mayor referencia se puede consultar las referencias de Mackay-Lyons et al. (2018), y Kasai et al (2012).

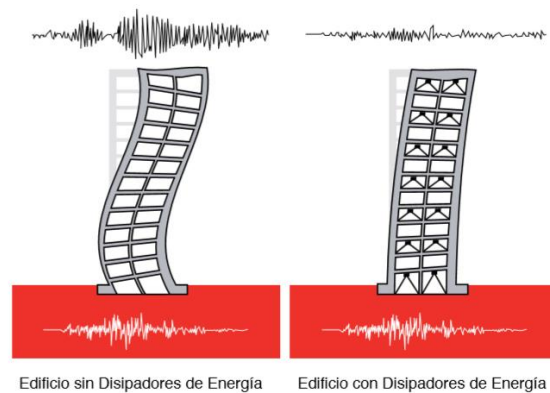


Figura 3.1 Comparación de edificio con y sin disipador de energía.
(Cámara Chilena de la Construcción, 2012).

3.3 Amortiguadores viscosos.

El desarrollo de los amortiguadores viscosos se dió por primera vez en la Universidad de Buffalo a principios de los años 90's (Constantinou y Symans 1992), y se inició su aplicación en un edificio de tres niveles ubicado en Sacramento, California, en el año de 1995.

Como se mencionó anteriormente el dispositivo consta de un cilindro que tiene aceite de silicón incompresible, el cual es forzado a fluir por la acción de un pistón. En la figura 3.2 se muestra las características generales de un amortiguador viscoso, en donde, se muestra los principales partes

que lo componen: cilindro, sello, embolo. Cámara, cabeza de émbolos con orificios, fluido de silicón compresible, válvula de control, cámara de acumulación y émbolo de acumulación.

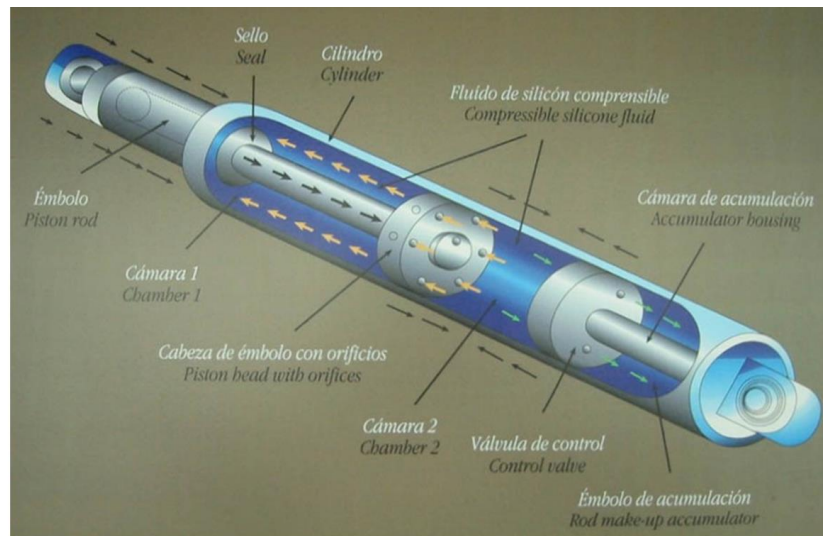


Figura 3.2. Amortiguador viscoso (Claros E., 2009).

3.3.1 Fabricación y comportamiento

Para la fabricación de estos dispositivos se requiere de un tubo cilíndrico de acero S355, mientras que en los vástagos se requiere de acero 42CrMo4, en tanto las válvulas hidráulicas se construyen con acero fundido, según la norma europea EN10025, Productos laminados en caliente de aceros para estructuras.

Adicionalmente se debe considerar una protección anticorrosión conforme a la norma ENISO12944. En cuanto a la temperatura, se diseñan para operar en un rango de temperatura de $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $+50\text{ }^{\circ}\text{C}$. Aunque se puede diseñar hasta un rango de $-35\text{ }^{\circ}\text{C}$ a $+80\text{ }^{\circ}\text{C}$.

En lo que concierne a su comportamiento los amortiguadores pueden proporcionar hasta un 30% adicional de amortiguación, reduciendo significativamente las cargas de diseño sobre los elementos estructurales adyacentes. De esta manera se permite un comportamiento normal de la estructura en condiciones de servicio, pero limitan los desplazamientos y disipan energía durante movimientos bruscos causados por eventos excepcionales, tales como: terremotos, condiciones extremas de tráfico o rachas de viento. La resistencia de estos dispositivos depende del flujo de material viscoso que pasa a otra cámara del tubo cilíndrico. Este fluido es empujado a través de unos orificios en el pistón, cuyas dimensiones determinan el comportamiento del amortiguador. Para cuantificar la fuerza del amortiguamiento (F), se hace con base en la siguiente expresión:

$$F = C V^\alpha \tag{3.3.1}$$

Donde,

V= velocidad entre los extremos del amortiguador.

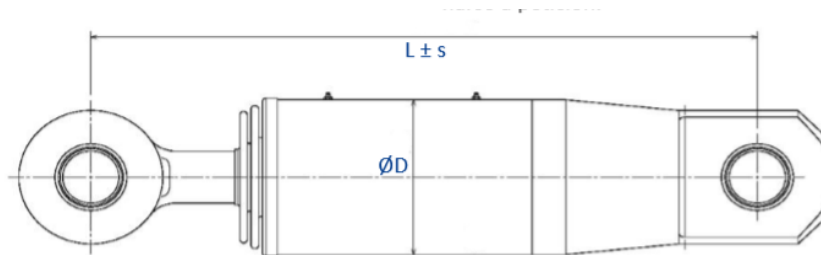
C = constante de amortiguamiento, determinado por el diámetro de la compuerta y el área del orificio

α = exponente de velocidad que determina la no linealidad del amortiguador, puede variar entre 0.3 y 1.0, su valor depende de la fuerza de la cabeza del pistón.

Cabe mencionar, que si $\alpha=1$, entonces la ecuación 3.3.1 se reduce al caso de un amortiguador viscoso lineal; $\alpha=0$, se tendría el modelo de un amortiguador de fricción pura.

Para tener una idea sobre las dimensiones de estos dispositivos que se ofrecen comercialmente, en la tabla 3.3.1 se presentan los tipos, junto con la capacidad a carga axial, así como los desplazamientos máximos que alcanzan según el diámetro (D) y su longitud (L).

Tabla 3.1 Dimensiones comerciales de los amortiguadores viscosos (catálogo de MAGEBA)



Tipo	Fuerza axial kN	Desplazamiento máximo s [± mm]													
		50		100		150		200		250		300		400	
		D [mm]	L [mm]	D [mm]	L [mm]	D [mm]	L [mm]	D [mm]	L [mm]	D [mm]	L [mm]	D [mm]	L [mm]	D [mm]	L [mm]
SA 50	50	110	720	110	1,020	110	1,320	110	1,620	110	1,920	110	2,220	110	2,820
SA 100	100	120	750	120	1,050	120	1,350	120	1,650	120	1,950	120	2,250	120	2,850
SA 200	200	180	780	180	1,080	180	1,380	180	1,680	180	1,980	180	2,280	180	2,880
SA 500	500	195	820	195	1,120	195	1,420	195	1,720	195	2,020	195	2,320	195	2,920
SA 750	750	215	835	215	1,135	215	1,435	215	1,735	215	2,035	215	2,335	215	2,935
SA 1000	1,000	235	855	235	1,155	235	1,455	235	1,755	235	2,055	235	2,355	235	2,955
SA 1250	1,250	280	920	280	1,220	280	1,520	280	1,820	280	2,120	280	2,420	280	3,020
SA 1500	1,500	295	990	295	1,290	295	1,590	295	1,890	295	2,190	295	2,490	295	3,090
SA 1750	1,750	325	1,045	325	1,345	325	1,645	325	1,945	325	2,245	325	2,545	325	3,145
SA 2000	2,000	365	1,190	365	1,490	365	1,790	365	2,090	365	2,390	365	2,690	365	3,290
SA 2500	2,500	405	1,270	405	1,570	405	1,870	405	2,170	405	2,470	405	2,770	405	3,370
SA 3000	3,000	455	1,385	455	1,685	455	1,985	455	2,285	455	2,585	455	2,885	455	3,485
SA 4000	4,000	505	1,505	505	1,805	505	2,105	505	2,405	505	2,705	505	3,005	505	3,605

3.3.2 Instalación en edificios y mantenimiento

La instalación de los amortiguadores viscosos requiere de personal capacitado, a fin de evitar daños durante el transporte e instalación, por lo que requiere de una manipulación cuidadosa.

De acuerdo a Méndez et al. (2022), durante la instalación de los dispositivos se debe cuidar la integridad de todos los elementos de conexión, incluyendo tornillos, pernos, placas de conexión y pernos de rotación.

El dispositivo regularmente no requiere un mantenimiento periódico, solamente se debe realizar una inspección después de un evento sísmico, con el propósito de verificar el nivel de deformación que experimenta en comparación con su posición inicial, el cual estará en un proceso de regresar a su posición original paulatinamente.

Así mismo, se debe verificar la presión interna cada cinco años o después de cada evento sísmico de importancia, con objeto que se mantenga dentro de los límites recomendables por el fabricante para su funcionamiento adecuando cuando se vea exigido durante una actividad sísmica. De igual forma se debe verificar que no se presente fugas de fluido viscoso.

En general, las diferentes empresas que fabrican estos dispositivos garantizan 50 años de vida útil como mínimo.

3.3.3 Uso en esquemas de rehabilitación

Después de los sismos de 1985 y 2017 se vio la necesidad de rehabilitar varios edificios con miras a cumplir las nuevas disposiciones del Reglamento en su momento. En particular, las demandas sísmicas en una estructura diseñada con normas añejas conllevan a una incertidumbre en su seguridad ante sismos futuros, por lo que es conveniente establecer las acciones de rehabilitación convenientes. En este sentido, en los últimos años se ha visto factible usar los sistemas de amortiguamiento viscoso para estos fines, dado que permiten incrementar o complementar el amortiguamiento en el sistema estructural para con ello obtener una reducción de las demandas sísmicas. De esta manera se asegura que los elementos estructurales y no estructurales no sean sometidos a requerimientos excesivos que podrían causarles daños significativos.

De acuerdo al trabajo de Méndez et al. (2022), se tienen evidencias de varios edificios en la Ciudad de México que se han rehabilitado sísmicamente con el uso de estos dispositivos, dentro de los cuales se puede citar el edificio de Río Lerma y la Torre Ejecutiva de la Secretaría de Economía. En ambos casos se buscó reducir los desplazamientos horizontales, así como las velocidades y aceleraciones en cada entrepiso de los edificios, con lo cual se buscó elevar el nivel de seguridad estructural del Reglamento vigente, así como reducir tiempos de ejecución, así como costos

asociados a la obra, eliminando la necesidad de re-cimentar el edificio. De igual forma se buscó aumentar el confort para los usuarios durante la ocurrencia de eventos sísmicos.

Similar trabajo de rehabilitación se lleva a cabo en la Torre Cibeles, con el encamisado de marcos y la instalación de los amortiguadores viscosos, tal como se ilustra en las Figuras 3.3 a 3.7., cortesía de CTC Ingenieros Civiles.



Fig. 3.3. Conexión de amortiguador superior.



Fig. 3.4. Conexión de amortiguador zona centro.



Fig. 3.5. Conexión de amortiguador inferior.



Fig. 3.6 Conexión general al marco.



Fig. 3.7. Amortiguador colocado de forma diagonal, retenido por marcos de concreto encamisado por placas de acero.

3.3.4. Ventajas y desventajas

Dentro de las ventajas que ofrecen los amortiguadores viscosos está el disipador la energía generada durante casos excepcionales de carga, reduciendo así su impacto sobre la estructura. Este aspecto permite optimizar el diseño de la estructura, evitando refuerzos convencionales que nunca o raramente serían utilizados durante la vida útil de la misma. Estos dispositivos pueden proporcionar un amortiguamiento complementario de hasta 30%. De igual manera, contribuye a incrementar el confort para los usuarios durante eventos sísmicos, además de reducir los posibles daños por caídas de mobiliarios y acabados (Méndez et al., 2022).

En cuanto a las posibles desventajas, radica básicamente en la posible afectación que se podría tener en la perspectiva arquitectónica de las fachadas con la colocación de estos dispositivos.

Así mismo, su diseño debe ir acompañado de pruebas experimentales que certifiquen la funcionalidad del dispositivo acorde a las hipótesis consideradas en los análisis sísmicos, lo cual es necesario en cualquier sistema de protección sísmica.

3.4. Criterios básicos de modelación y diseño.

3.4.1 Modelación de amortiguadores viscosos.

Para hacer una evaluación de la eficiencia de los amortiguadores de fluido viscoso implementados en las estructuras, un aspecto importante es la forma de la modelación matemática para efecto de representar su comportamiento.

En este sentido, existen diferentes formas de representar el comportamiento de un amortiguador de fluido viscoso, los cuales dependerán de los siguientes tipos: amortiguadores viscosos y amortiguadores viscoelásticos.

En lo que concierne a los amortiguadores viscosos se representan por medio de un amortiguador que depende de la velocidad, de tal forma, que la relación entre la fuerza y la velocidad puede ser lineal o no- lineal. Por consiguiente, la ecuación que describe esta relación está dada por:

$$F_D = C_\alpha \operatorname{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^\alpha \quad (3.4.1)$$

donde, F_D es la fuerza en el amortiguador, C_α representa el coeficiente de amortiguamiento, mientras que sgn es la función signa, \dot{u} es la velocidad entre los extremos de amortiguador y α se refiere al factor que determina la no linealidad del amortiguador; el cual puede ser $\alpha=1$, caso lineal; $\alpha=0$, amortiguador de fricción pura. En la práctica del diseño sísmico de edificios se usa valores entre 0.35 y 1.0.

Adicionalmente, se tiene que revisar algunos conceptos básicos relacionados con parámetros que caracterizan el comportamiento de los amortiguadores viscosos, los cuales se describen a continuación.

De acuerdo con Wen-Hsiung Lin y Chopra (2002) la energía disipada E_D por un amortiguador durante un ciclo de movimiento está dada por la siguiente expresión:

$$E_D = \pi \beta_\alpha C_\alpha \omega^\alpha u_0^{\alpha+1} \quad (3.4.2)$$

siendo, β_α un parámetro que depende del coeficiente de no linealidad α y está dada por:

$$\beta_\alpha = \frac{2^{\alpha+2} \Gamma^2(1 + \alpha/2)}{\pi \Gamma(\alpha + 2)} \quad (3.4.3)$$

donde, $\Gamma(t)$ es la función gamma, la cual se define por medio de la expresión siguiente:

$$\Gamma(t) = \int_0^{\infty} x^{t-1} e^{-x} dx = (t - 1)! \quad (3.4.4)$$

Para el caso de un amortiguador lineal ($\alpha = 1$), se tendría que $\beta_\alpha = 1$ y la energía disipada en un ciclo de movimiento armónico queda definido por:

$$E_D = \pi C_1 \omega u_0^2 \quad (3.4.5)$$

En consecuencia, un amortiguador no lineal y uno lineal disiparían la misma energía si los resultados de E_D de las ecuaciones 3.4.2 y 3.4.5 fueran iguales, de tal forma que igualando dichas ecuaciones y despejando se llega a lo siguiente:

$$C_\alpha = \frac{(\omega u_0)^{1-\alpha}}{\beta_\alpha} C_1 \quad (3.4.6)$$

La expresión anterior representa la relación entre coeficientes de amortiguamiento que deben tener tanto un amortiguador no lineal como uno lineal para disipar la misma energía.

Con base en los conceptos anteriores, se puede derivar la relación de la fuerza en un amortiguador no lineal con respecto a uno lineal cuando estos disipan la misma energía, como consecuencia de sustituir 3.4.6 en 3.4.1, se obtiene:

$$\frac{F_D(\alpha)}{F_D(\alpha = 1)} = \frac{(\omega u_0)^{1-\alpha}}{\beta_\alpha u_0} \operatorname{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}|^\alpha \quad (3.4.7)$$

Otro concepto importante es relajando con la capacidad de disipación de energía de un amortiguador viscoso, el cual se representa por medio de un porcentaje de amortiguamiento suplementario (ξ_s) basándose en el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente, cuya definición se expresa mediante la ecuación siguiente:

$$\xi_s = \frac{E_D}{4\pi E S_0} \quad (3.4.8)$$

Partiendo de la definición de la energía elástica máxima ($E S_0$) y sustituyendo la ecuación 3.3, esto implica que la ecuación 3.4.8 se escriba de la forma siguiente:

$$\xi_s = \frac{B_\alpha C_\alpha}{2m \omega_n} (\omega_n u_0)^{\alpha-1} \quad (3.4.9)$$

El modelo de Maxwell se aproxima de buena forma a la respuesta de un amortiguador de fluido viscoso, no obstante, ante desplazamientos y velocidades superiores o condiciones extremas de operación, este modelo no logra reproducir el comportamiento bajo estas condiciones. En consecuencia, Lyan-Ywan et al. (2012) propusieron un modelo generalizado de Maxwell, que consiste en un resorte y un amortiguador conectado en serie, con la salvedad de que éstos presentan un comportamiento no lineal.

El modelo generalizado de Maxwell contempla que la fuerza en el amortiguador ($fd(t)$) está representada por la siguiente ecuación:

$$fd(t) = K_e \operatorname{sgn}[d_e(t)] |d_e(t)|^{n_e} = C_v \operatorname{sgn}[\dot{d}_v(t)] |\dot{d}_v(t)|^{n_v} \quad (3.4.10)$$

donde, K_e es el coeficiente de rigidez del resorte, C_v es el coeficiente de amortiguador, mientras que n_e y n_v son los coeficientes que determinan la no linealidad del resorte y del amortiguador, respectivamente.

A partir de la ecuación 3.4.10 se puede establecer la ecuación de movimiento del amortiguador descritas por:

$$\dot{d}_e(t) = A(t)d_e(t) + \dot{d}(t) \quad (3.4.11)$$

$$A(t) = -\left(\frac{K_e}{C_u}\right) |d_e(t)|^{n_e/n_v-1} \quad (3.4.12)$$

La expresión 3.4.11 es una ecuación diferencial, en donde, el desplazamiento de la parte elástica [$d_e(t)$] es la variable, la velocidad total [$\dot{d}(t)$] se considera como la excitación externa y [$A(t)$] es un coeficiente que varía con el tiempo.

En el trabajo de Lyan-Ywan et al. (2012) se plantea la solución discreta en el tiempo de la ecuación anterior. Sin embargo, en programas comerciales de análisis estructural como el SAP2000 se ha podido incorporar este modelo para un uso más práctico del mismo.

3.4.2 Amortiguadores viscosos en sistemas de varios grados de libertad.

Partiendo de la premisa de la incorporación de los amortiguadores de fluido viscoso contribuye a disminuir la respuesta de una estructura ante los efectos de un terremoto, debido a la capacidad

que tienen estos dispositivos de disipar la energía que entra al sistema, resulta importante conocer la forma de cuantificar la reducción en la respuesta de la estructura para fines de diseño.

Los conceptos de amortiguamiento suplementario (ξ_s) y el coeficiente de no linealidad α , son de gran utilidad para analizar la disminución de la respuesta de una estructura en términos de desplazamiento, velocidad y aceleración, conforme se incrementa el valor de ξ_s , así como ante la variación de los valores de α .

Otra forma de representar el comportamiento de un amortiguador de fluido viscoso, es mediante modelos que no dependen solo de la velocidad, sino también del desplazamiento, que bajo estas circunstancias se les denominan modelos viscoelásticos. Entre los modelos viscoelásticos más utilizados están los de Maxwell, el cual consta de una parte viscosa representada por un amortiguador y una parte elástica representada por un resorte que en conjunto simulan un comportamiento lineal y se encuentran conectados en serie, tal como se ilustra en la figura 3.8.

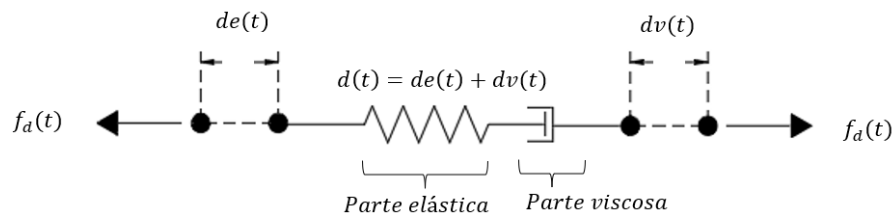


Figura 3.8. Modelo viscoelástico de Maxwell

Una de las formas de cuantificar los efectos de los amortiguadores en la respuesta de los edificios es por medio del concepto de amortiguamiento viscoso equivalente.

Con base en este concepto y tomando como referencia los trabajos de Constantinou y Symans (1992) y Ramírez et al. (2000), se plantea un procedimiento para obtener la expresión que permite estimar la fracción de amortiguamiento suplementario, con base en una distribución de amortiguadores viscosos en un sistema de varios grados de libertad.

De esta manera, para el caso de amortiguadores viscosos lineales, cuya relación de fuerza considerando $\alpha = 1$, se obtiene:

$$F_D = C_\alpha \text{sgn}(\dot{u}) |\dot{u}| \quad (3.4.13)$$

En consecuencia, si un marco de un edificio es sometido en un movimiento armónico, los desplazamientos se pueden obtener con:

$$\{u\} = \Delta_{az} \{\phi\}_m \text{sen}\left(\frac{2\pi}{T_m}\right) \quad (3.4.14)$$

Siendo, Δ_{az} amplitud de desplazamiento en la azotea, mientras que $\{\phi\}_m$ y T_m son la forma modal normalizada y el periodo del modo m , respectivamente. Entonces se puede establecer que la

energía disipada por el sistema de amortiguadores viscosos por ciclo de movimiento en el modo m está dado por:

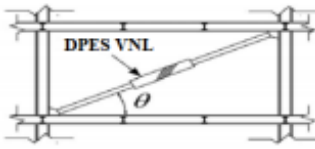
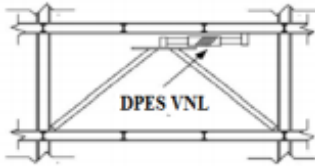
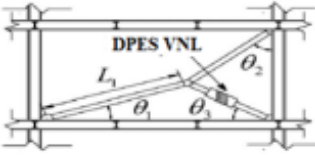
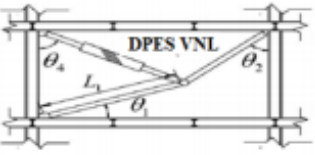
$$E_D = \frac{2\pi^2}{T_m} \sum_j C_{\alpha j} f_j^2 \Delta_{az}^2 \phi_{rj}^2 \quad (3.4.15)$$

Donde, f_j es el factor de amplificación de desplazamiento del amortiguamiento j y ϕ_{rj} es la amplitud modal relativa asociada al modo m , la cual se obtiene con:

$$\phi_{rj} = \phi_{jm} - \phi_{(j-1)m} \quad (3.4.16)$$

El factor f_j depende de la posición que guarda el amortiguador. Así, este factor es igual a la unidad cuando el amortiguador se instala en una posición horizontal, mientras que para otras posiciones se calculará con las ecuaciones que se ilustran en la Tabla 3.2, según la configuración de instalación.

Tabla 3.2. Factores de amplificación (f_j) para diferentes configuraciones de instalación de los amortiguadores. (Hwang et, al, 2013).

Configuración	Esquema	Ecuación factor de amplificación
Diagonal simple		$f = \cos \theta$
V-Invertida		$f = 1$
“Lower toggle”		$f = \frac{\sin \theta_2 \sin(\theta_1 + \theta_3)}{\cos(\theta_1 + \theta_2)}$
“Upper toggle”		$f = \frac{\sin \theta_2 \sin(\theta_4 - \theta_1)}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin(\theta_4)$

Ahora bien, la energía de deformación máxima en el marco, E_{S0} , es igual a la energía cinética máxima, de modo que:

$$E_{S0} = \frac{2\pi^2}{T_m^2} \sum_i \left(\frac{w_i}{g} \right) \Delta_{az}^2 \phi_{im}^2 \quad (3.4.17)$$

donde, w_i representa el peso del piso i , g es la aceleración de la gravedad y ϕ_{im} es la amplitud normalizada del piso i correspondiente al modo m .

Al sustituir las ecuaciones 3.4.15 y 3.4.17 en la correspondiente ecuación de amortiguamiento viscoso equivalente (3.4.8), se obtiene la expresión para evaluar la fracción de amortiguamiento suplementario proporcionado por el sistema de amortiguadores viscosos lineales en el modo m :

$$\xi_s = \frac{T_m \sum_j C_{\alpha j} f_j^2 \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i \left(\frac{w_i}{g} \right) \phi_{im}^2} \quad (3.4.18)$$

Donde, la sumatoria en i se refiere a todos los niveles del marco, mientras que la sumatoria en j se extiende a todos los dispositivos colocados en el mismo.

En lo que concierne a los amortiguadores viscosos no lineales, de acuerdo a Ramírez et al. (2000) se tiene que la energía disipada por los amortiguadores en un ciclo de movimiento en el modo m es:

$$\xi_D = \sum_j \left(\frac{2\pi}{T_m} \right)^{\alpha j} C_{\alpha j} \lambda_j (\Delta_{az} f_j \phi_{rj})^{1+\alpha j} \quad (3.4.19)$$

Siendo, λ_j un factor que depende del factor de no linealidad y está dada por:

$$\lambda_j = \pi B_\alpha \quad (3.4.20)$$

Donde, B_α es un parámetro que depende del coeficiente de no linealidad α , dado por la ecuación 3.4.3.

En consecuencia, la fracción de amortiguamiento suplementario proporcionada por el sistema de amortiguadores viscosos no lineales en el modo fundamental ($m = 1$) está dado por:

$$\xi_s = \frac{\sum_j (2\pi)^{\alpha_j} T_1^{2-\alpha_j} B_\alpha C_{\alpha_j} f_j^{1+\alpha_j} \Delta_{az}^{\alpha_j-1} \phi_{rj}^{1+\alpha_j}}{8\pi^2 \sum_i \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}^2} \quad (3.4.21)$$

A partir de las ecuaciones 3.4.18 y 3.4.21 se puede estimar la fracción de amortiguamiento suplementario que aporta una cierta distribución de amortiguadores viscosos lineales y no lineales, respectivamente. En consecuencia, es necesario conocer las propiedades de los amortiguadores como son: coeficiente de amortiguamiento (C_α), factor de no linealidad (α), configuración de su instalación (f_j) y las propiedades dinámicas del marco.

3.4.3 Distribución de amortiguadores en el edificio.

La distribución de amortiguadores en un edificio impacta directamente en el costo de los mismos, por lo que depende de tres factores principales: capacidad de carga del amortiguador, número de dispositivos y longitud de desplazamiento. Los dos primeros factores dependen directamente del coeficiente de amortiguamiento adicionado y distribución en la estructura.

En consecuencia, el diseño de edificios con amortiguadores, en donde, implícitamente va relacionado con la distribución de los mismos, se puede partir de dos procedimientos. El primer procedimiento que es el más usual, radica en usar las ecuaciones para calcular la fracción de amortiguamiento suplementario; con la desventaja de que al usar dichas ecuaciones no se conoce con precisión la distribución del amortiguador en cada nivel. El segundo procedimiento consiste en establecer un diseño óptimo al considerar la localización de los amortiguadores y la distribución del coeficiente de amortiguamiento; para ello se han desarrollado algoritmos para la óptima distribución de los amortiguadores, tal como se describe con mayor detalle en el trabajo de Hwang et al. (2013). Cabe comentar que este procedimiento queda fuera del alcance de esta investigación, por lo que se aplicará el primero en los ejemplos de aplicación.

CAPITULO 4. PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS CON AMORTIGUADORES VISCOSOS.




4.1 Diseño por desempeño

Ante las lecciones aprendidas durante la ocurrencia de grandes terremotos en varios puntos del mundo, sea visto la conveniencia de replantear los criterios de diseño sísmico en los edificios, al buscar diseños racionales, confiables y eficientes, para ello, se ha vislumbrado, en los últimos años, como alternativa el diseño sísmico basado en desempeño, el cual es una filosofía de diseño más general que busca cumplir objetivos de desempeño establecidos cuando la estructura se ve sometida a diversos niveles de peligro sísmico (Gaxiola-Camacho,2022).

Un estado o función límite en una estructura es un objetivo de desempeño. En este sentido, el desempeño deseado en una estructura es definido con base en su importancia y se mide regularmente según los daños, tanto en elementos estructurales como no estructurales, que se presentan ante una excitación sísmica, así como en el impacto de dichos daños en la funcionalidad del edificio posterior al evento sísmico.

La selección de objetivos en esta filosofía de diseño juega un papel fundamental en el proceso de diseño. Generalmente dicha selección se establece en términos de niveles de desempeño estructural. Los reportes de FEMA-350 (2000) y ASCE/SEI-13 (2014) propone tres niveles de desempeño: Ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. En la Tabla 4.1 se hace una descripción de cada uno de estos niveles de desempeño.

Tabla 4.1. Niveles de desempeño conforme a FEMA-350 (2000) y ASCE/SEI-13 (2014).

Nivel de desempeño	Daño estructural	Descripción
Operación inmediata		La edificación presenta daños ligeros, puede ser reocupada una vez que se inspeccionen rápidamente sus elementos estructurales.
Seguridad de Vida		La edificación tiene daños considerables. Sin embargo, el riesgo de colapso es muy bajo. Se requiere reparaciones estructurales antes de que pueda ser ocupada.
Prevención de colapso		La edificación se encuentra de pie de manera frágil. El daño es bastante considerable. Las reparaciones estructurales resultan muy caras.

Ahora bien, dependiendo de la edificación bajo diseño y/o revisión, el diseño basado en desempeño exige cumplir con ciertos objetivos de desempeño para determinadas demandas sísmicas en términos de probabilidad de excedencia y/o periodo de retorno, tal como se muestra en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Objetivos de desempeño según FEMA-350 (2000) y ASCE/SEI 41-13.

Demanda sísmica	Niveles de desempeño		
	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención de colapso
50 % en 50 años	1		
10 % en 50 años	2	1	
2 % en 50 años	3	2	1

 Desempeño inadecuado

1. Edificaciones básicas
2. Edificaciones esenciales
3. Edificaciones de seguridad crítica

4.2 Diseño basado en desplazamiento

Dentro del diseño sísmico basado en desplazamientos en desempeño, se deriva el enfoque basado en conceptos de desplazamiento, el cual permite hacer una buena correlación entre el daño de una estructura y su correspondiente desplazamiento, de tal manera, que se puede establecer una relación directa entre el desplazamiento o la distorsión y un cierto nivel de desempeño, convirtiéndose así, el desplazamiento en el parámetro de interés en el análisis.

Para fines de este trabajo de investigación se puso énfasis en el uso de este enfoque de diseño para su aplicación en edificios con amortiguadores, al considerar que el parámetro de la distorsión máxima de entrepiso es de mayor uso y entendible en la práctica del diseño profesional.

Dentro de los métodos basados en desplazamientos existen diferentes enfoques, entre los que destacan el diseño basado en desplazamiento directo (Priestley et al.,2000), el espectro de capacidad (Freemen, 1998) y el espectro de punto de fluencia (Aschheim y Black,2000).

En México se han realizado investigaciones con el objeto de desarrollar procedimientos de diseño basado en conceptos de desplazamientos sin amortiguadores y con amortiguadores, a continuación, se hará una breve descripción sobre dichos procedimientos.

4.2.1 Edificios sin amortiguadores

Para el caso de diseñar el simple marco resistente del edificio, sin amortiguadores, en el país se han desarrollado métodos de diseño buscando que se puedan implementar en la práctica de diseño, de esta manera, se cuenta con los trabajos desarrollados por: López y Ayala (2013), Terán et al. (2013), Rivera, González y Godho (2017), entre otros. Con el propósito de buscar una correlación más directa entre la repuesta del edificio, en términos de la distorsión máxima del edificio, y el nivel de daño que puede experimentar el mismo; en este trabajo se hará una descripción más detallada del último de los procedimientos mencionados (Rivera, González y Godho, 2017), el cual se tomará como referencia para la propuesta del procedimiento de diseño que se pretende en este trabajo.

En el trabajo de Rivera, González y Godho (2017) se desarrolló un procedimiento simplificado de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en desplazamientos en combinación con los criterios de diseño del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RCDF, 2004) y sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC-Sismo, 2004). En este sentido, en este procedimiento de diseño se considera la revisión de dos estados límites de diseño o niveles de desempeño: servicio y prevención de colapso, considerando para ello métodos simplificados para la evaluación de las demandas máximas de desplazamientos y la estimación de la capacidad de deformación lateral de la estructura.

En las Figuras 4.1 y 4.2 se ilustran los diagramas de flujo para los diseños sísmicos de marcos de concreto reforzado por estado límite de servicio y estado límite de prevención de colapso, respectivamente. Para el estado límite de servicio, en el cual es deseable que, ante sismos de moderada intensidad, temblores frecuentes, la estructura presente agrietamiento poco visible que no motive reparación de la misma, por lo que su respuesta se puede limitar previo al punto de fluencia. En el caso de estado límite de prevención de colapso, en el que se busca que, ante sismos de gran intensidad, temblores raros, el edificio presenta daños que requieren reparaciones mayores, pero sin llegar al colapso, se debe controlar que la capacidad de desplazamiento último del marco no sea superada por la demanda sísmica de desplazamiento.

Como se podrá notar en la Figura 4.1, el procedimiento para el estado límite de diseño de servicio inicia con un pre dimensionamiento. Posteriormente, se evalúa el periodo de vibración del edificio, para después entrar a un espectro de respuesta elástico, asociado a este nivel de desempeño para obtener la demanda de desplazamiento de un sistema de 1GDL (un grado de libertad) y posteriormente para un sistema de VGDL (varios grados de libertad) a fin de obtener la distorsión máxima de entrepiso (γ_s) con la siguiente expresión:

$$\gamma_s = \beta_1 \beta_2 \frac{\Delta_{(ELS)}}{H} \quad (4.2.1)$$

periodo fundamental con el desplazamiento en la azotea, mientras que β_2 es la relación entre la máxima distorsión de entrepiso y la distorsión de azotea; en el trabajo de Rivera, González y Godho (2017) se hace una descripción más amplia sobre la obtención de dichos factores. Mientras que $\Delta_{(ELS)}$ representa la ordenada de desplazamiento asociada al periodo fundamental de la estructura y H es la altura del edificio. El valor de la distorsión obtenida con la ecuación 4.2.1 (γ_s) se revisa si se encuentra entre los valores de distorsión mínima ($\gamma_{mín}$) y distorsión máxima ($\gamma_{máx}$), cuando ocurre la fluencia del acero longitudinal;

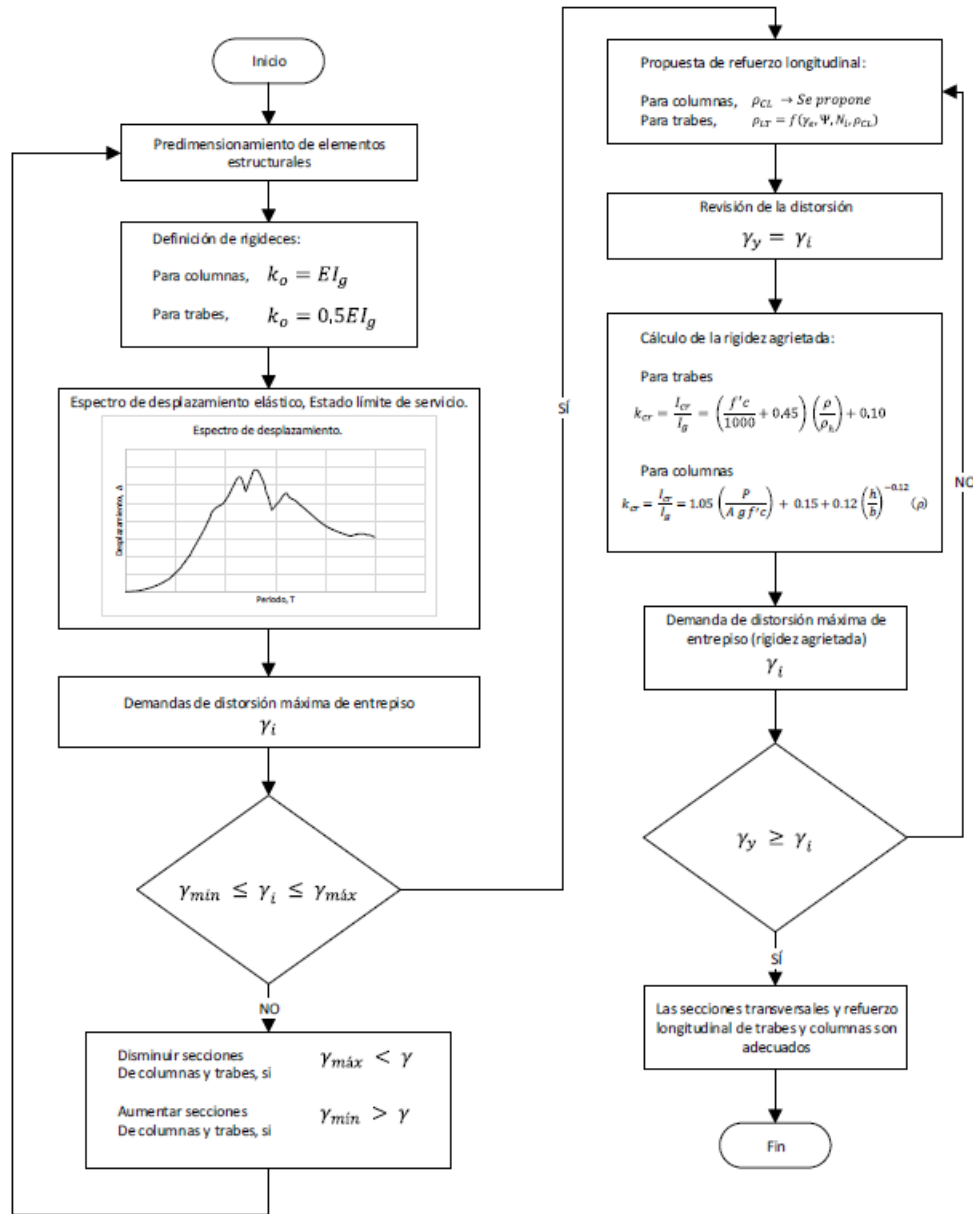


Figura 4.1. Diseño sísmico de marcos de concreto reforzado por estado límite de servicio.

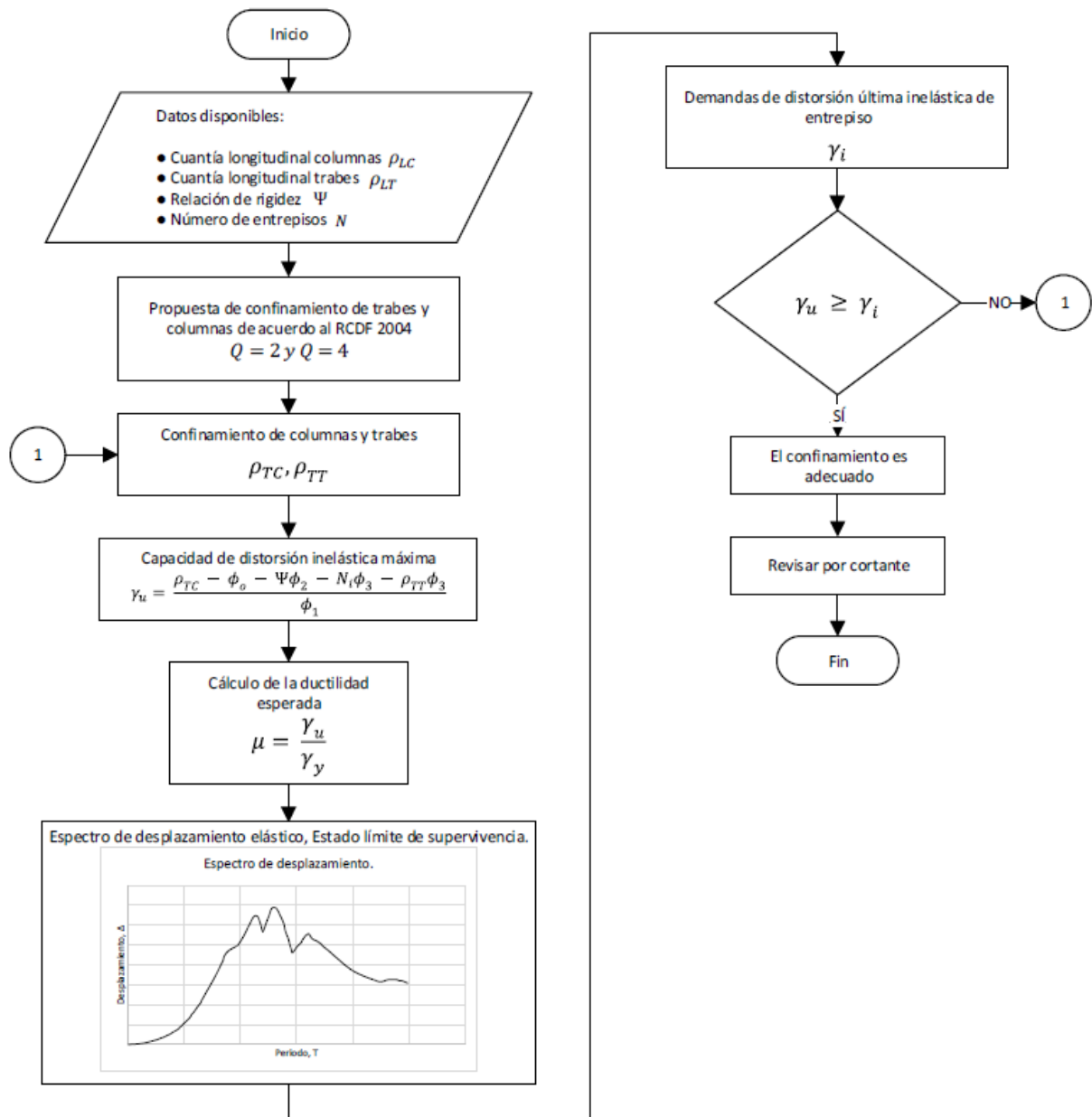


Figura 4.2. Diseño sísmico de marcos de concreto reforzado por estado límite de prevención de colapso.

de ser cierto lo anterior, se procede a calcular la cuantía de refuerzo longitudinal (ρ_{LT}) asociada a la distorsión demandada, que conforme a la ecuación actualizada para evaluar la capacidad de distorsión de entrepiso máxima de fluencia (γ_y) de un marco de concreto reforzado dada por:

$$\gamma_y = \frac{\alpha_1}{e^{\alpha_2 \cdot N + \alpha_3 \cdot R + \alpha_4 \cdot \rho_{LC} + \alpha_5 \cdot \rho_{LT} + \alpha_6 \cdot F_c + \alpha_7} + 1} + \alpha_8 \tag{4.2.2}$$

Se puede calcular ρ_{LT} al despejar dicha variable de la ecuación 4.2.2, de forma que queda la siguiente ecuación:

$$\rho_{LT} = \ln \left(\left(\frac{\alpha_1}{\gamma - \alpha_8} - 1 \right) \cdot \frac{1}{u} \right) \cdot \left(\frac{1}{\alpha_5} \right) \quad (4.2.3)$$

siendo

$$u = e^{\alpha_2 \cdot N + \alpha_3 \cdot R + \alpha_4 \cdot \rho_{LC} + \alpha_6 \cdot F_c + \alpha_7} \quad (4.2.4)$$

Donde N es el número de pisos, R es la relación de rigideces entre traveses y columnas, ρ_{LC} representa la cuantía longitudinal en columnas y F_c es el factor de refuerzo de confinamiento en columnas, los parámetros $\alpha_1 \dots \alpha_8$ son constantes que se definen conforme al trabajo de Rivera, Godho y López (2018).

Posteriormente se revisa si las secciones de las traveses y su refuerzo obtenidos del diseño preliminar son adecuadas; para ello se evalúa la rigidez agrietada de manera más precisa al tomar en cuenta la cuantía de refuerzo longitudinal, en el caso de las traveses, y el nivel de carga axial en lo que concierne a las columnas, conforme a las siguientes ecuaciones:

Traveses

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = \left(\frac{f'_c}{1000} + 0.45 \right) \left(\frac{\rho_{LT}}{\rho_b} \right) + 0.10 \quad (4.2.5)$$

Columnas

$$\frac{I_{cr}}{I_g} = 1.05 \left(\frac{P}{A_g f'_c} \right) + 0.15 + 0.12 \rho_{LC} \left(\frac{h}{b} \right)^{-0.12} \quad (4.2.6)$$

donde, I_{cr} momento de inercia agrietado, I_y momento de inercia de la sección bruta, f'_c es la resistencia nominal a compresión del concreto, ρ_b representa la cuantía de acero que provoca la falla balanceada, P carga axial de compresión en la columna, A_g área de la sección bruta, y h y b son la altura y la base de la sección, respectivamente.

Con lo anterior se procede a determinar el periodo de vibración del edificio para entrar al espectro asociado al estado límite de servicio nuevamente y obtener la demanda de desplazamiento en un sistema de VGL con base en la ecuación 4.2.1, en términos de la distorsión máxima de entrepiso.

Con el valor nuevo de esta distorsión máxima se revisa que no exceda la capacidad de desplazamiento de fluencia del marco.

En el caso de que exceda la capacidad (γ_y), se hace un reajuste de la cuantía de refuerzo longitudinal a partir de la ecuación que relaciona la cuantía de refuerzo longitudinal y la distorsión demandada (ecuación 4.2.3), para de nueva cuenta retomar los pasos del procedimiento desde el cálculo de la rigidez agrietada hasta la comparación de la demanda de desplazamientos con la capacidad de deformación de fluencia del marco; para revisar si la sección y la cuantía de refuerzo son adecuados.

Para el estudio límite de prevención de colapso conforme el diagrama de la Figura 4.2, se inicia con la propuesta los refuerzo de confinamiento en columnas y trabes conforme al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 2017) y sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto 2020, para ciertos valores de Q. Posteriormente, se calcula la capacidad de deformación última del marco de concreto reforzado, bajo dicha propuesta de reforzamiento en términos de la distorsión última (γ_u), dada por:

$$\gamma_u = \frac{\alpha_1}{e^{\alpha_2 \cdot N + \alpha_3 \cdot R + \alpha_4 \cdot \rho_{LC} + \alpha_5 \cdot \rho_{LT} + \alpha_6 \cdot F_C + \alpha_7} + 1} + \alpha_8 \quad (4.2.7)$$

Los términos de la ecuación 4.2.7 tienen el mismo significado de la ecuación 4.2.2, sin embargo los valores de α cambian para este nivel de deformación conforme a lo que indica el trabajo de Rivera, Godho y López (2018).

Una vez estimada la capacidad de deformación lateral del marco, se procede a determinar la demanda de deformación lateral inelástica para sistemas de VGDL a fin de obtener la máxima distorsión de entrepiso, conforme a una expresión que se comenta ampliamente en el trabajo de Rivera, González y Godho (2017), la cual esta dad por:

$$\gamma_i = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \frac{\Delta_{EPC}}{H} \quad (4.2.8)$$

Dando, γ_i es la demanda de distorsión inelástica; Δ_{EPC} es la ordenada espectral de desplazamiento asociada al periodo fundamental de la estructura, cuyo espectro corresponde al estado límite de prevención de colapso; H es la altura total del edificio; mientras que β_1 , β_2 , β_3 y β_4 son los factores de amplificación.

Después de revisar que la demanda de desplazamiento inelástico, en términos de la distorsión máxima de entrepiso, no sea superior a la capacidad de deformación última para el refuerzo de confinamiento propuesto; en el caso de que esta se exceda, se hace una nueva revisión después de ajustar la cantidad de refuerzo de confinamiento; de la misma manera que se haría para el caso en

que el desplazamiento demandado fuera superior a la capacidad de desplazamiento inelástico del marco. Se tendría que hacer algunas iteraciones para ajustar el confinamiento de refuerzo a la demanda de desplazamiento inelástico, de tal forma que la capacidad de deformación no sea muy diferente de la demanda.

4.2.2 Edificios con amortiguadores

En lo que concierne al diseño sísmico de edificios con amortiguadores, basado en conceptos de desplazamiento, en el país se han propuesto algunos procedimientos de diseño a esto respecto como son los trabajos de Rivera y Rico (2017) y Bañuelos (2019).

Siguiendo con el enfoque de revisar dos niveles de desempeño o estados límites de diseño, el procedimiento de Rivera y Rico (2017) analiza dos estados límites: servicio y prevención de colapso se comienza con la revisión del estado límite de prevención de colapso debido a que se busca que el edificio no presente daños importantes al superarse la deformación de fluencia de los elementos estructurales, por lo que se define primero el amortiguamiento suplementario requerido para satisfacer dicho objetivo de diseño.

En el estado límite de prevención de colapso se pre dimensionan el marco y se calcula el acero de refuerzo de los elementos estructurales. Con base en los espectros de desplazamientos se determina el amortiguamiento suplementario requerido, a efecto del limitar el daño en la estructura y posteriormente se distribuye el coeficiente de amortiguamiento en los dispositivos colocados.

Para el caso del estado límite de servicio, con base en el periodo y forma modal fundamental del marco se calcula el desplazamiento efectivo del sistema de referencia de un grado de libertad. Posteriormente, se procede al ajuste del amortiguamiento suplementario obtenido en el estado de prevención de colapso cuyo valor se calcula por medio de un proceso iterativo, como se comenta con mayor detalle en el trabajo de Rivera y Rico (2017).

4.3 Propuesta de diseño basada en desplazamientos

4.3.1 Descripción del procedimiento

Con el propósito de realizar una aplicación sencilla y entendible del diseño sísmico de edificios de concreto reforzado, usando amortiguadores viscosos, en la propuesta de este procedimiento de diseño se cambiarán algunos conceptos del diseño basado en desplazamientos con algunos aspectos del Reglamento (RCDF, 2017) y sus NTC-Concreto (2020), además de incluir el marco conceptual del amortiguamiento viscoso comentado en el Capítulo 3. De esta manera este

procedimiento de diseño propuesto está dividido en dos partes: diseño del sistema primario y diseño del sistema secundario; el primero se refiere al diseño del sistema estructural considerando la reducción del espectro de diseño con el amortiguamiento necesario para que las distorsiones máximas de entrepiso estén por debajo de los límites establecidos para niveles de desempeño asociados a la ocupación inmediata y por control de daño; mientras que el segundo se refiere al diseño del amortiguador viscoso, así como el número y distribución de los mismos, para lograr el amortiguamiento suplementario requerido, a fin de limitar la respuesta la estructura a niveles de desplazamiento lateral que permiten cumplir los objetivos de diseño en los dos niveles de desempeño mencionados anteriormente.

4.3.2 Diseño del sistema primario

En la figura 4.3 se presenta un diagrama de flujo sobre las etapas que se tienen que seguir para el diseño del sistema primario. Como se podrá notar se inicia con el pre dimensionamiento de los elementos estructurales de trabes y columnas.

Posteriormente se propone un amortiguamiento suplementario, ξ_s , que se relaciona con el que aportarán los dispositivos de amortiguamiento viscoso, el cual se variará hasta llegar a un valor que permita satisfacer la respuesta de la estructura dentro de los límites de desplazamiento

lateral (distorsiones de entrepiso) permisibles en los estados límites de diseño o niveles de desempeño (ocupación inmediata y control de daño).

En consecuencia, con dicho valor de ξ_s se procede a reducir el espectro de diseño transparente. En este sentido, se puede adaptar las especificaciones de las NTC-Sismo (2020) que permite calcular el espectro de distorsiones elástico y reducirlo por el amortiguamiento adicional (mayor al 5%) que pueden proporcionar los dispositivos disipadores de energía mediante el factor β . Así, las ecuaciones para tal fin están dadas por:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a & \dots\dots\dots (1) \\ \beta c; & \text{si } T_a < T < T_b & \dots\dots\dots (2) \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b & \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \dots\dots\dots (4)$$

donde, T es el periodo de vibrar de la estructura, mientras que los coeficientes a_0 , c , T_a y k se toman del SASID, tal como lo indica esta norma.

Mientras que para calcular β , los datos que se requieran son: la fracción de amortiguamiento adicional, ξ , los factores λ , ε , y τ se toman de las NTC-Sismo (2020) con base al periodo dominante del suelo, en consecuencia, las ecuaciones para obtener β esta dada por:

$$\beta = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a & \dots\dots\dots (5) \\ \left(\frac{0.005}{\xi}\right)^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b & \dots\dots\dots (6) \\ 1 + \left[\left(\frac{0.005}{\xi}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\varepsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b & \dots\dots\dots (7) \end{cases}$$

A continuación, se procede con la reducción de los momentos de inercia conforme a las NTC-Concreto (2020), a fin de obtener periodos de vibración considerando el posible efecto de agrietamiento. Con lo anterior se realiza el análisis modal espectral para con ello realizar la revisión del estado límite de ocupación inmediata (servicio) y de control de daño, tomando en cuenta las distorsiones permisibles asociadas a cada estado límite de diseño. Con dicha revisión se está aplicando un principio básico de diseño basado en desplazamientos, al buscar limitar los daños con una menor respuesta de la estructura en términos de deformación lateral.

Finalmente, se realiza el diseño de los elementos estructurales, trabes y columnas, acode a sus elementos mecánicos demandados.

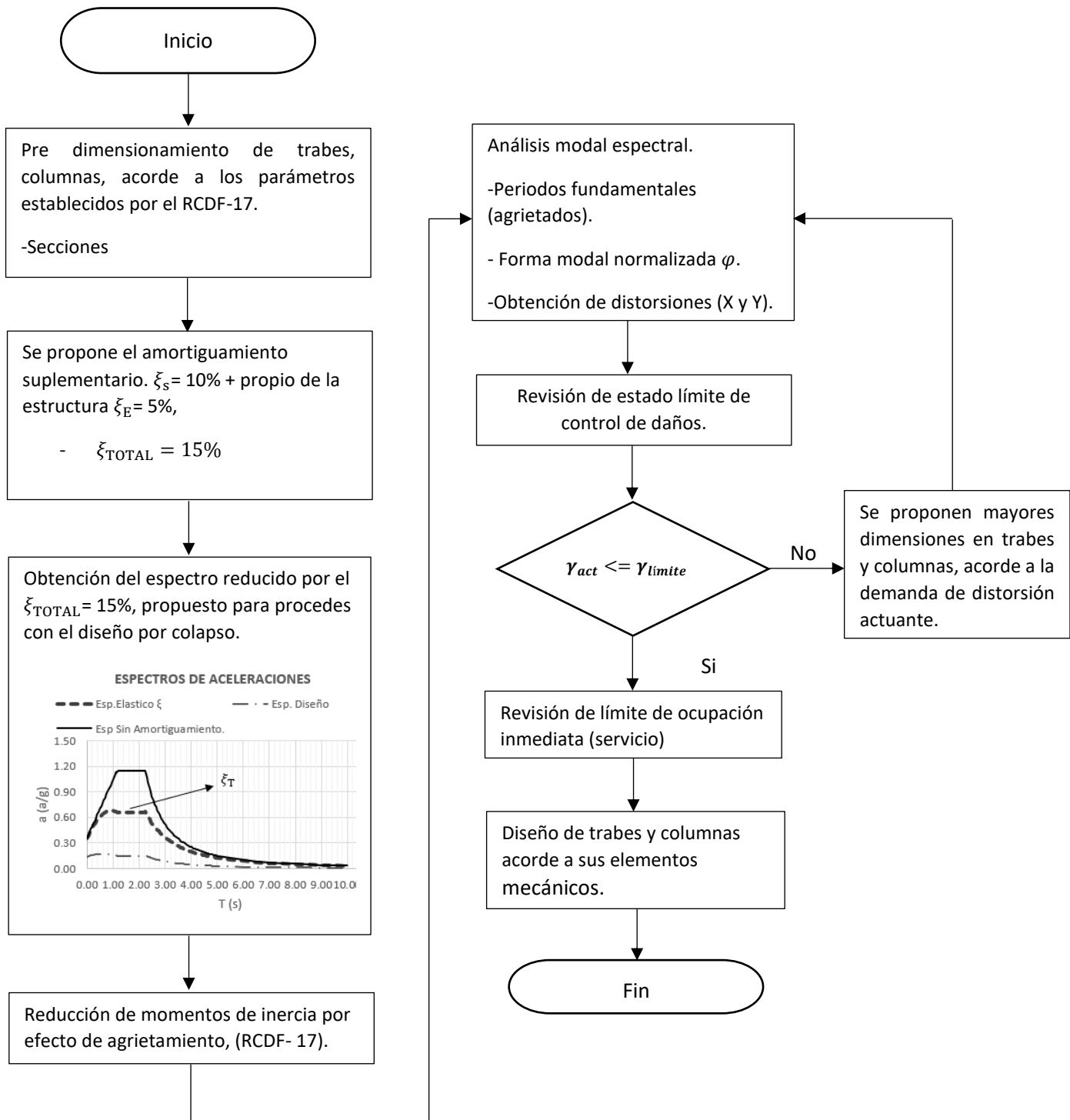
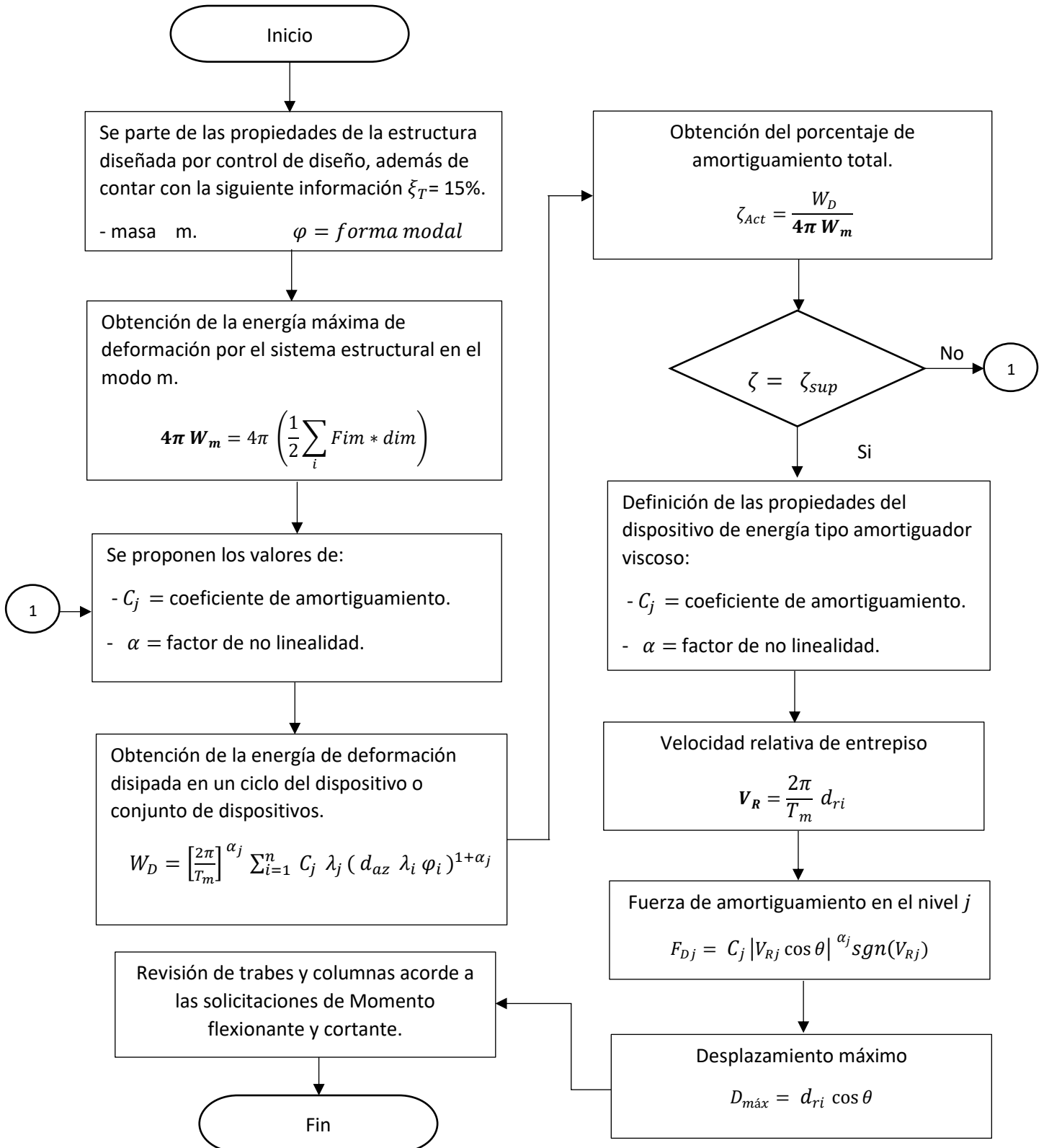


Figura 4.3.- Procedimiento para el diseño del sistema primario.

Figura 4.4.- Procedimiento para el diseño del sistema secundario.



4.3.3 Diseño del sistema secundario

En esta etapa de diseño se realiza un proceso iterativo para definir los valores del exponente de amortiguamiento (α) y la constante de amortiguamiento (c) que permite llegar a la fracción de amortiguamiento crítico (ξ) requerido. Para ello se requieren las propiedades del sistema primario.

En la Figura 4.4 se ilustra el procedimiento para el diseño del sistema secundario. Como se pondrá notar en primera instancia se parte de las propiedades del sistema estructural diseñado por prevención de colapso con un amortiguamiento total (ξ_T). El amortiguamiento total se considera como la suma del amortiguamiento propio del 5%, aportado de manera intrínseca por la propia estructura, y el amortiguamiento suplementario propuesto (ξ_{sup}). Adicionalmente se contemplan las masas (m) y formas modales (ϕ) del sistema estructural primario.

Posteriormente se calcula la fracción de amortiguamiento crítico (ξ), que deberá ser igual al amortiguamiento suplementario propuesto (ξ_{sup}), el cual está dado por:

$$\xi = \frac{\sum_j W_{Dj}}{4\pi W_m} \quad (4.3.1)$$

De la ecuación anterior se procede a calcular el valor de denominador, que se obtiene con:

$$4\pi W_m = 4\pi \left(\frac{1}{2} \sum_i F_{im} d_{im} \right) \quad (4.3.2)$$

donde, F_{im} es la fuerza de inercia del modo m del nivel i , mientras que d_{im} representa el desplazamiento lateral del nivel i en el modo m de vibrar.

En consecuencia, se estima W_D , que representa el trabajo realizado por el dispositivo j en un ciclo completo, correspondiente al modo m de vibrar de la estructura, en la dirección de interés, el cual se obtiene con la siguiente expresión:

$$W_{Dj} = \Sigma \left(\frac{2\pi}{T_m} \right)^{\alpha_j} C_j \lambda_j (d_{az} F_j \phi_{ri})^{1+\alpha_j} \quad (4.3.3)$$

donde, T_m es el periodo correspondiente al modo m vibración de la estructura; C_j y α_j son parámetros de la ley constitutiva del amortiguamiento viscoso; F_j factor que depende de la inclinación del amortiguador; ϕ_{ri} representa el desplazamiento relativo modal entre el nivel i y el nivel $(i-1)$; d_{az} es el desplazamiento de azotea del sistema amortiguado; el factor λ puede tomar valores entre π y 4 , para valores de α iguales a 1 y 0 , respectivamente, de forma considerada se puede utilizar un valor de $\lambda = \pi$.

Una vez determinado ξ con la ecuación 4.3.1 se evalúa si dicho valor es igual al valor propuesto (ξ_{sup}), en caso de no ser así, se propone de nueva cuenta valores de C_j y α_j para seguir iterando hasta que se cumpla la igualdad como se ilustra en el diagrama de flujo de la figura 4.4.

Al determinar los valores de C_j y α_j se procede a calcular la velocidad relativa de entrepiso (V_R), como:

$$V_R = \omega dr_i = \frac{2\pi}{T_m} dr_i \quad (4.3.4)$$

donde, ω es la frecuencia circular correspondiente al modo m del edificio, en tanto, que dr_i se refiere al desplazamiento relativo del entrepiso de interés.

Así también se calculan las fuerzas en el amortiguador, (como función de C_j , α_j y V_{Ri}) como sigue:

$$F_{Dj} = C_j |V_{Ri} \cos\theta|^{\alpha_j} \text{sgn}(V_{Ri}) \quad (4.3.5)$$

Donde, $\text{sgn}(V_{Ri})$ es el signo de la velocidad del nivel i, θ es el ángulo de inclinación del amortiguador y F_{Dj} representa la fuerza del amortiguador del nivel j.

De igual manera se estima el desplazamiento máximo que desarrolla el amortiguador con base en la siguiente expresión:

$$D_{max} = dr_i \cos\theta \quad (4.3.6)$$

Finalmente se procede a revisar los marcos que contienen los dispositivos con objeto de que no se dañen por flexión y cortante, o en su efecto, proveer algún esquema de refuerzo en dichos marcos.

4.4. Aplicaciones

4.4.1 Descripción del edificio y espectro de diseño.

Se trata de un edificio cuya estructura está resuelta a base de marcos de concreto reforzado, 11 niveles, con forma rectangular en planta, dimensiones de 16 m x 32 m, teniendo tres crujeías en el sentido transversal y ocho en el sentido longitudinal, tal como se ilustra en la Figura 4.5. Posee una altura de 39 m., con una altura de entrepiso para planta baja de 4 m y los niveles restantes de 3.5m.

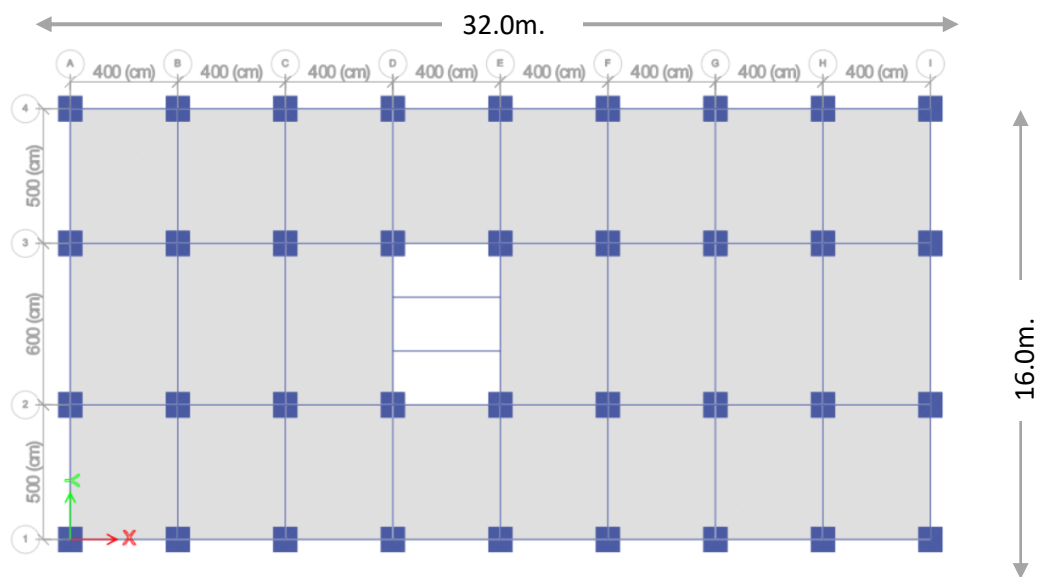


Figura 4.5. Planta tipo del edificio

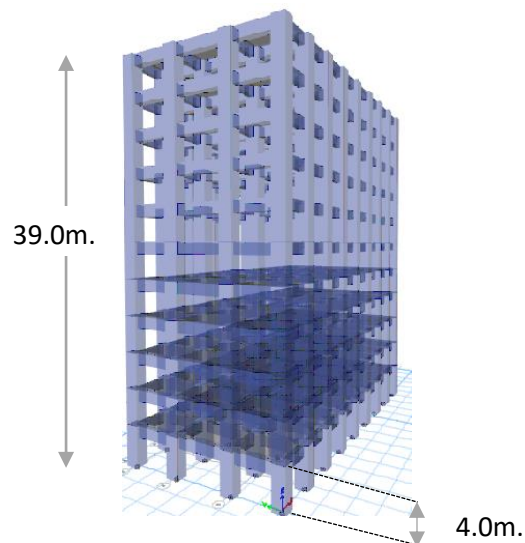


Figura 4.5. Vista en elevación del edificio.

Las características de los materiales se describen a continuación:

Concreto:

Cimentación y superestructura (Clase I) $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad $E_c = 14000\sqrt{f'c}$

Peso volumétrico $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$

Acero de refuerzo:

Varillas corrugadas $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso volumétrico $\gamma = 7000 \text{ kg/m}^3$

Con respecto al espectro de diseño, se obtuvo del SASID conforme lo indican las NTC-Sismo (2020), para ello se consideró que el edificio se desplanta sobre un suelo blando, cuyo periodo dominante del sitio es de $T_s = 1.698 \text{ s}$, ubicado dentro de la delegación Cuauhtémoc, con coordenadas geográficas: Lat. 19.420518 y Long. -99.165917. En la figura 4.5 se ilustra los espectros transparentes y de diseño asociados al estado de prevención de colapso.

Caso de Colapso: Reducción del espectro transparente por la sobrerresistencia R. A partir del espectro se obtienen el espectro de desplazamiento aplicando la siguiente ecuación (Ec. 1), para la revisión del estado límite de seguridad contra colapso citado anteriormente como estado límite de falla en el RCDF-2017.

Caso de Servicio: Reducción del espectro transparente por la sobrerresistencia R. A partir del espectro se obtienen el espectro de desplazamiento aplicando la siguiente ecuación 4.4.1, estos desplazamientos se multiplicaran por el factor K_s en función del valor del periodo del suelo T_s como se aplica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones de del Distrito Federal 2017 (RCDF-2017), actualmente Ciudad de México, obteniendo el espectro de desplazamiento para la revisión de limitación de daños ante sismo frecuentes, citado como revisión por servicio en el RCDF-2017.

$$S_d = \frac{(g) \cdot a_{dis} \cdot T^2}{4\pi^2} \quad (4.4.1)$$

Se determino un factor de regularidad igual a 1.0 acorde a la evaluación de las condiciones de regularidad de las NTC-Sismo (2020).

Se opto por una sobre resistencia igual a 1.75 ya que la estructura es de concreto y se emplea un factor de comportamiento sísmico de 2.0. Y en el caso del factor de hiperestaticidad igual a 1.0 para sistemas estructurales de concreto que tienen más de tres crujiás resistentes a sismos en las dos direcciones de análisis.

Tabla 4.3.- Datos sísmicos.

FI =	1.00	Factor de importancia de la construcción.
Q =	2.00	Factor de ductilidad.
k_1 =	1.00	Factor de corrección por hiperestaticidad.
k	0.56	Coefficiente característico del espectro elástico.
F_R =	1.00	Factor de regularidad.
T_S =	1.69	Periodo dominante del sitio.
a_0 =	0.35	Aceleración Inicial del espectro elástico.
c	1.14	Ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro
T_a	1.15	Periodo característico que delimita la meseta del espectro.
T_b	2.24	Periodo característico que delimita la meseta del espectro.
λ	0.50	Valor en función de T_s .
ε	1.20	Valor en función de T_s .
τ	1.00	Valor en función de T_s .
ξ	0.05	Fracción del amortiguamiento crítico.
R_0	1.75	Factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural.
amáx	0.35	Aceleración máxima de diseño (amáx)

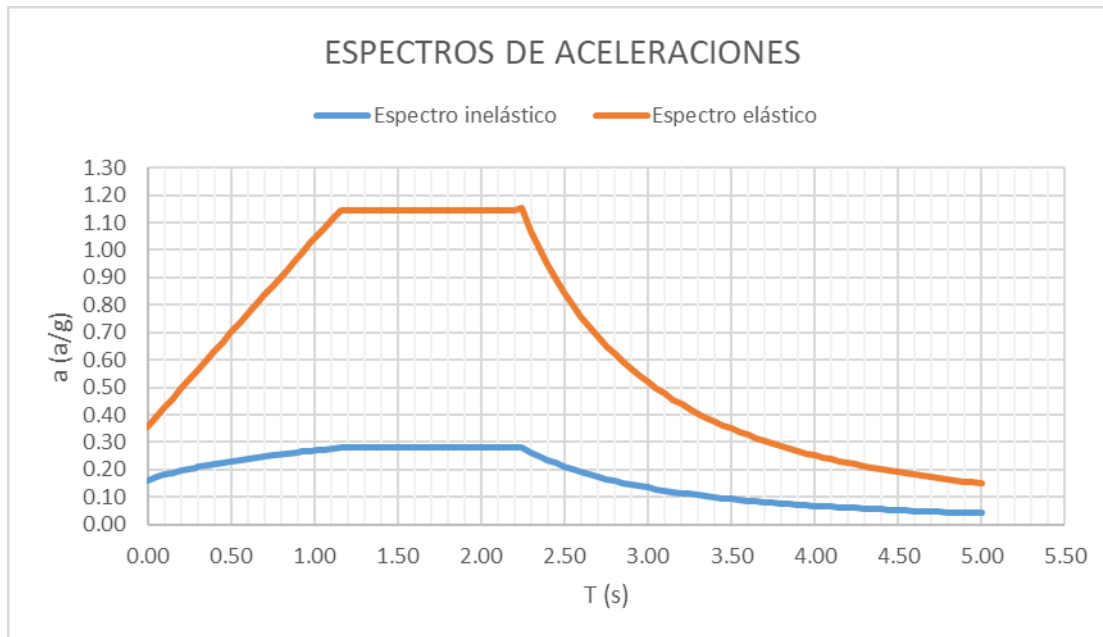


Figura 4.6. Espectros de diseño asociados al estado límite de prevención de colapso.

4.4.2 Diseño por resistencia sin amortiguadores

En el caso del diseño tradicional por resistencia una vez realizado el análisis de la estructura con las aceleraciones sísmicas correspondientes al espectro de diseño que se pueden ver en la figura 4.6. En la figura 4.7 se puede apreciar el contraste del espectro de diseño por resistencia y el espectro de diseño por desplazamiento del cual se habla más adelante. Seguido del análisis, se prosiguió con el diseño de los elementos estructurales principales como son columnas y traveses que componen el sistema estructura de marcos de concreto reforzado.

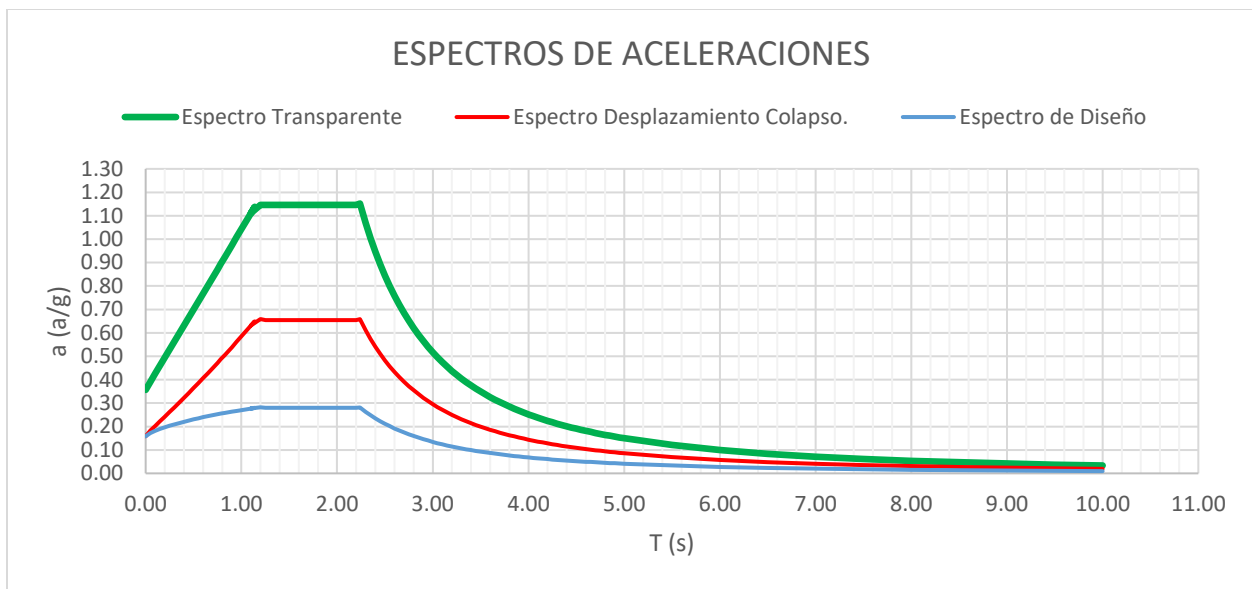


Figura 4.7. Resumen de Espectros asociados al estado límite de prevención de colapso.

Del análisis realizado con las diferentes metodologías, se procedió a realizar el diseño a flexión, flexocompresión y fuerza cortante de traveses y columnas de concreto reforzado acorde al RCDF (2017) y sus Normas Técnica Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, a continuación, se citan las expresiones empleadas.

Diseño de traveses a flexión con las siguientes ecuaciones

- a) Secciones rectangulares sin acero de compresión

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q(1-0.5q) \tag{5.1.2}$$

$$M_R = F_R A_s f_y d(1-0.5q) \quad (5.1.3)$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c} \quad (5.1.4)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (5.1.5)$$

Diseño a flexión y flexocompresión en trabes y columnas respectivamente.

Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará

a partir de las condiciones de equilibrio y de las siguientes hipótesis:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana;
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente;
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión;
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003; y
- e) La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor f_c igual a $0.85f'_c$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$.

donde:

$$\beta_1 = 0.85 ; \quad \text{si } f'_c \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)} \quad (3.5.1)$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{140} \geq 0.65; \quad \text{si } f'_c > 28 \text{ MPa} \quad (3.5.1)$$

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65; \quad \text{si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \right) \quad (3.5.1)$$

Diseño a cortante de trabes y columnas aportación del concreto.

La resistencia a fuerza cortante de un elemento sujeto a flexión o a flexocompresión será la suma de la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , de la fuerza cortante que toma el acero de refuerzo para cortante, V_{SR} , y, en su caso, de la componente vertical de la fuerza de presfuerzo, V_P , esto en elementos sin presfuerzo.

En vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

Si $p < 0.015$

$$V_{CR} = F_R(0.2 + 20p)0.3\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.1)$$

$$\left(V_{CR} = F_R(0.2 + 20p)\sqrt{f'_c}bd \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = F_R0.16\sqrt{f'_c}bd \quad (5.3.2)$$

$$\left(V_{CR} = F_R0.5\sqrt{f'_c}bd \right)$$

En todo caso V_{CR} deberá cumplir con:

$$V_{CR} \leq F_R0.47\sqrt{f'_c}bd$$

$$\left(V_{CR} \leq F_R1.5\sqrt{f'_c}bd \right) \quad (5.3.4)$$

Refuerzo en vigas y columnas sin presfuerzo

Este refuerzo debe estar formado por estribos cerrados perpendiculares u oblicuos al eje de la pieza, barras dobladas o una combinación de estos elementos.

La separación del refuerzo transversal dependerá de la relación entre V_u y V_{CR} como sigue

a) Cuando V_u sea mayor que V_{SR} , la separación, s , del refuerzo se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad (5.3.29)$$

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} \quad (5.3.30)$$

La separación, s , no debe ser menor de 60 mm.

- b) Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5d.
- c) Si V_u es mayor que el valor calculado con la ecuación 5.3.4, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25d.

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes.

Separación, todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- a) $269/f$ y veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete (f_y , en MPa, es el esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales, u $850/f$ y , con f_y en kg/cm^2);
- b) 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- c) La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

- a) la dimensión transversal máxima de la columna;
- b) un sexto de su altura libre; ni que
- c) 600 mm

A continuación, se presentan las secciones y armados de traveses de 50x90 en dirección longitudinal X y 70x100 en dirección transversal Y, las columnas de sección 90x95 cm respectivamente del diseño por resistencia.

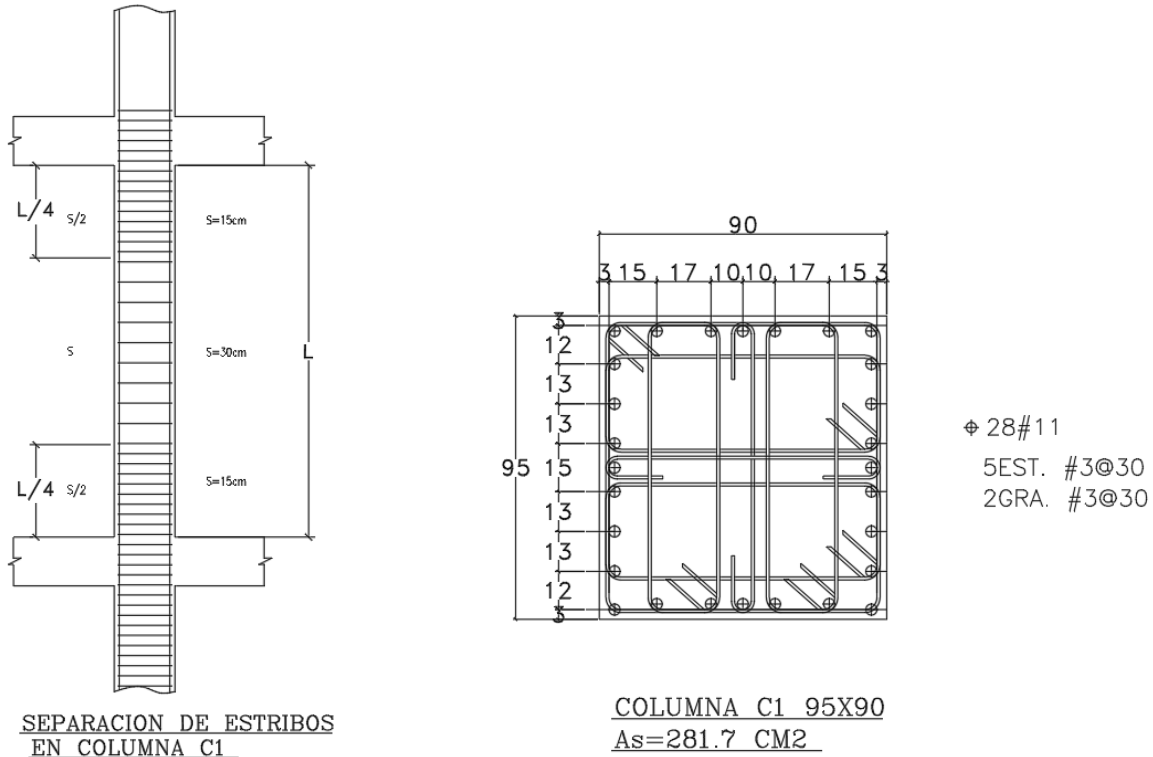


Fig.4.8. Sección de columna.

A continuación, se presenta los diagramas de iteración para la dirección X y Y, las demandas a flexocompresión están por debajo de la capacidad de la columna.

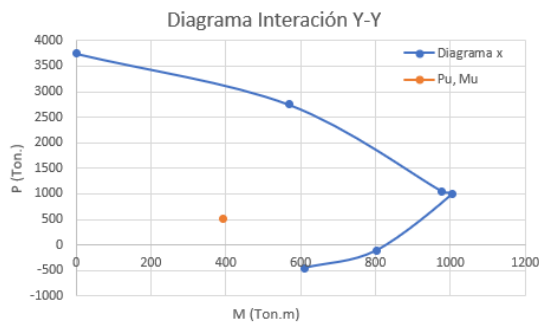


Fig.4.9. Diagrama de iteración X.

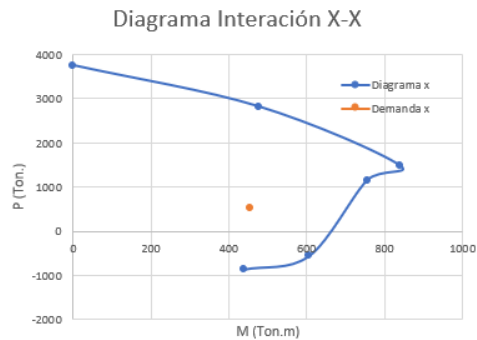


Fig.4.10. Diagrama de iteración Y.

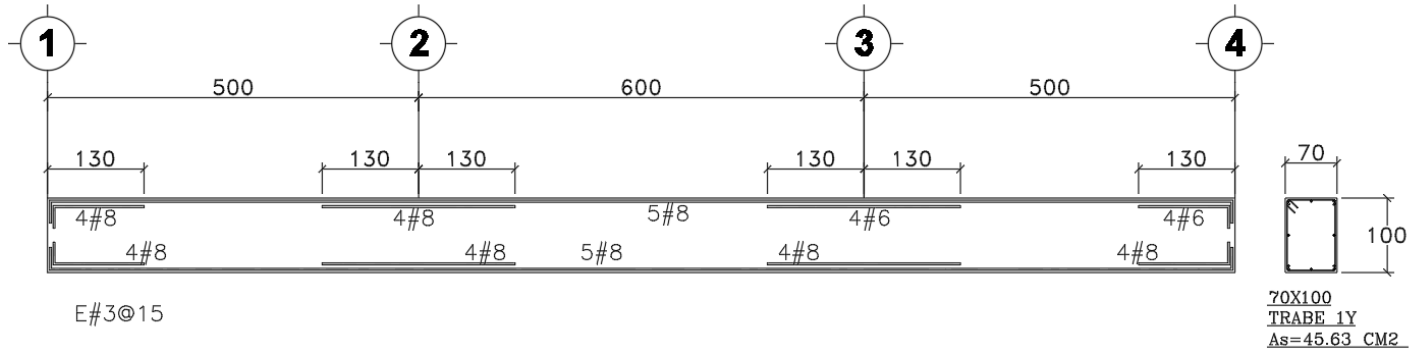


Fig.4.11. Sección longitudinal y transversal de trabe Eje Y.

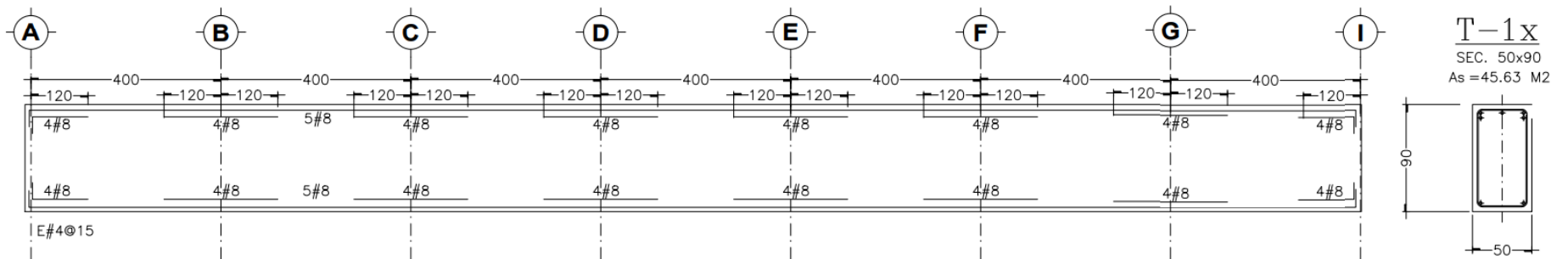


Fig.4.12. Sección longitudinal y transversal de trabe Eje X.

4.4.3 Diseño basado en desplazamientos sin amortiguadores

Conforme a lo descrito en el apartado 4.2.1 y con base en los diagramas de flujo mostrados en las figuras 4.1 (XX1) y 4.2 (xx2) se procederá a ilustra la aplicación del diseño del edificio basado en desplazamientos.

Iniciando con el pre dimensionamiento, se tiene que las secciones propuestas de columnas son de 75 x 85, mientras que en las trabes en dirección longitudinal, Eje X, son de 40 x 65, en dirección transversal, Eje Y, son de 40 x 75 cm. Estas dimensiones se proponen a partir de las dimensiones obtenidas del diseño por resistencia.

Posteriormente se estiman los periodos fundamentales de vibrar en las dos direcciones ortogonales (x,y), considerando la reducción en el momento de inercia por agrietamiento conforme a las NTC-Concreto (2020), obteniendo los valores en los periodos de 1.482s y 1.517s, para las direcciones X y Y, respectivamente.

A partir del espectro de diseño sísmico reducido se obtuvo el espectro de desplazamiento aplicando la siguiente ecuación.

$$\Delta = S_a \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (4.4.2)$$

En la Figura 4.8 se muestran los espectros de desplazamientos resultantes, asociados a los estados límites de servicio y prevención de colapso.

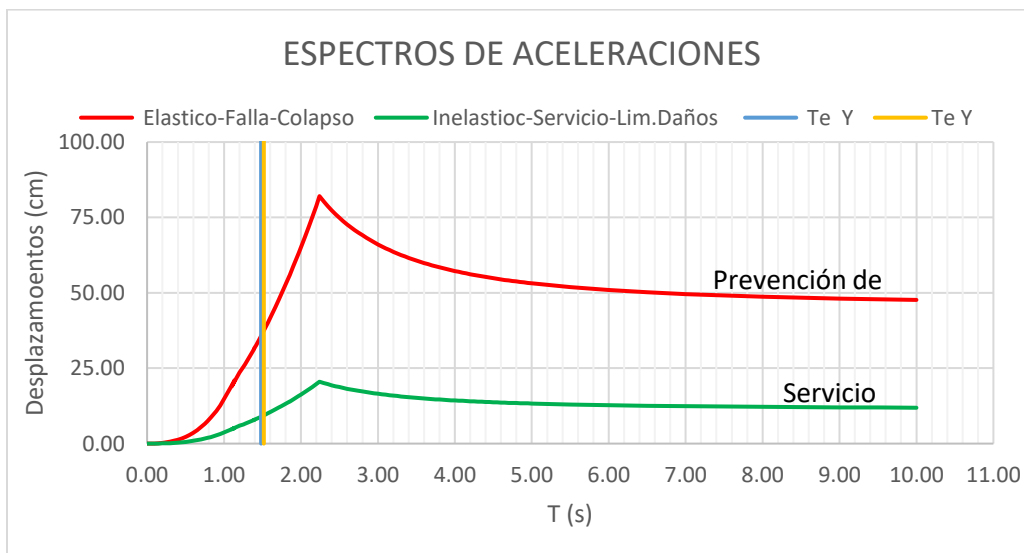


Figura 4.8. Espectros de diseño de desplazamientos asociados a los estados límites de servicio y prevención de colapso.

Para la revisión del estado límite de servicio se siguió el procedimiento planteado en la Figura 4.1 en la cual se procedió a estimar la demanda de distorsión elástica máxima de entrepiso, conforme a la ecuación 4.2.1, así como verificar el valor permisible conforme al RCDF (2017).

En este caso se consideró una distorsión máxima de 0.004 para una estructura a base de marcos de concreto, en los cuales los elementos como muros divisorios estarán desligados de la estructura. En la Tabla 4.4 se resumen los cálculos antes referidos, en la cual se observa que satisfacen este límite de distorsión.

Tabla 4.4.- Revisión de la distorsión permisible asociada el estado límite de servicio.

Fase 1.- Demanda Estado límite de Servicio					
Dirección	X	Y	Unidad	*Con (Ag), RCDF-2017	
TE=	1.39	1.415	seg	*Sin (Ag), Ghodo	
H=	3900	3900	cm		
E=	221359.4362	221359.4362	kg/cm2		
Iv=	29293333.33	37968750.00	cm4	*No necesario actualizar	
Ic=	107578125.00	138178125.00	cm4	*No necesario actualizar	
h=	400	400	cm		
$\Sigma Iv/L=$	73233.33	71718.75	cm3	*Por método de Wilbur	
$\Sigma Ic/h=$	268945.3	345445.31	cm3	*Por método de Wilbur	
GA=	382242676.12	394388662.78			
EI=	3.0E+13	3.9E+13			
$\alpha_0=Alpha_0=$	13.85	12.40			
B1=	1.283	1.285		*Obtención acorde a gráficas	
B2=	1.5	1.493		*Obtención acorde a gráficas	
Sd=	7.860	8.145	cm		
Dem. Dist. Máx. Elástica	0.0039		vs	0.004 Si Cumple	RCDF -2017
		0.0040	vs	0.004 Si Cumple	RCDF -2017

Se procede a obtener la cuantía de refuerzo longitudinal en vigas con base en la ecuación 4.2.3, asumiendo un valor de la cuantía de refuerzo longitudinal en columnas el cual deberá estar dentro del rango establecido por el reglamento vigente: $0.01 \leq \rho_c \leq 0.04$.

Así mismo, se evalúan los momentos de inercia agrietada en función de la geometría y de las cuantías longitudinales conforme a las ecuaciones 4.2.5 y 4.2.6.

Nuevamente se obtienen los periodos fundamentales de la estructura para afinar la estimación de la demanda de distorsión máxima de entrepiso y con ello estimar la cuantía de refuerzo longitudinal en vigas, tal como se ilustra en la Tabla 4.5. En dicha tabla también se aprecia que con esta cuantía la capacidad de deformación lateral a la fluencia, en términos de distorsión, considerando las

características de trabes y columnas, así como las cuantías de refuerzo longitudinal consideradas hasta esta parte del diseño, conlleva a una distorsión de 0.0081.

Tabla 4.5. -Estimación de la cuantía del refuerzo longitudinal en vigas, conforme a la ecuación 4.2.3.

Capacidad de Distorsión del marco X			Refuerzo longitudinal en vigas		
Dirección X					
f'c=	250				
f'cc=(p.558)	-				
N=	11		pt	1D	
R= ψ	0.3063	0.2-0.5	y=	0.0080	
pc=	0.0160		$\ln((\alpha_1/(\gamma-\alpha_8))-1)$	0.8909	*Dato c/ calculadora
pt=	0.0035				
Fc=f'cc/f'c	0.0000	0.0016	f		
y=	0.0081	0.002	pt=	0.0029	0.290%
e xpo=	2.295	3.295		7.542	cm2

Tabla 4.6.-Estimación de la cuantía del refuerzo longitudinal en vigas, conforme a la ecuación 4.2.3.

Capacidad de Distorsión del marco Y			Refuerzo longitudinal en vigas		
Dirección Y					
f'c=	250				
f'cc=p.558	-				
N=	11		pt	1D	
R= ψ	0.2931	0.2-0.5	y=	0.008	
pc=	0.0160	*Checar si es	$\ln((\alpha_1/\gamma-\alpha_8)-1)$	0.8909	*Dato c/ calculadora
pt=	0.0035				
Fc=f'cc/f'c	0.0000		f		
y=	0.0082	0.0018	pt=	0.0020	0.197%
e xpo=	2.0914	3.091		5.917	cm2

Al estimar la demanda de distorsión elástica máxima y comparar con la capacidad de distorsión de 0.008, se tiene un margen razonable para no generar daños en el marco que motiven reparaciones que motivan la suspensión del servicio del inmueble. En la Tabla 4.7 se resume el cálculo de la demanda de desplazamiento ante el sismo de servicio y su respectiva comparación con la capacidad del marco.

Tabla 4.7. -Revisión final del estado límite de servicio.

FASE 1. Demanda Estado límite de Servicio					
Dirección	X	Y			
TE=	1.482	1.517		*Con (Ag), RCDF-2017	
H=	3900	3900	cm	*Sin (Ag), Ghodo	
E=	221359.4362	221359.4362	kg/cm2		
Iv=	29293333.33	37968750.00	cm4	*No necesario actualizar	
Ic=	107578125.00	138178125.00	cm4	*No necesario actualizar	
h=	400	400	cm		
$\Sigma Iv/L=$	73233.33	71718.75	cm3	*Por método de Wilbur	
$\Sigma Ic/h=$	268945.3	345445.31	cm3	*Por método de Wilbur	
GA=	382242676.12	394388662.78			
EI=	3.0E+13	3.9E+13			
$\alpha_0=Alpha_0=$	13.85	12.40			
B1=	1.283	1.285		*Obtención acorde a gráficas	
B2=	1.5	1.493		*Obtención acorde a gráficas	
Sd=	8.935	9.362	cm	28.14	30.77
Dem. Dist. Máx. Elástica	0.0044	0.0046	vs	0.004	RCDF -2017
			vs	0.004	RCDF -2017
Dist. Máx. Elástica	0.0044	-	vs	Capacidad de Distorsión Marco	0.00807
Agrietado SI/A	-	0.0046	vs	Capacidad de Distorsión Marco	0.00818

Dirección	Relación	Evaluación
X	0.5464	Si Cumple
Y	0.5631	Si Cumple

Para el estado límite de prevención de colapso se inicia con la propuesta del refuerzo de confinamiento en columnas y trabes, para ello se tomarán como referencia los criterios de confinamiento que proporcionan las NTC-Concreto (2020) para el caso de estructuras con $Q=4$.

Con base en lo anterior se procede a calcular el factor de confinamiento del núcleo de concreto conforme al Modelo de Mander et al. (1988). En la Tabla 4.8 se resume el cálculo de dicho factor.

Tabla 4.8.- Cálculo del factor de confinamiento conforme al modelo de Mander et al. (1998).

Ke	As y (cm2)	As x (cm2)	pSx (ro)(As)	pSy (ro)(As)	S= separación de estribos (cm)	Fy (kg/cm2)
0.75	6.345	10.32	0.00809	0.00564	15	4200

Factor de confinamiento	
Fc (x)=f'cc/f'c	Fc (y)=f'cc/f'c
1.5743	1.4229

Posteriormente, se procede a estimar la capacidad de deformación última del marco con la ecuación 4.2.7. En las tablas 4.9 y 4.10 se representan los cálculos de dicha capacidad de los marcos en dirección X y Y, respectivamente.

Tabla 4.9.- Cálculo de la capacidad de deformación lateral del marco, dirección X.

Capacidad de Distorsión del marco X			Refuerzo longitudinal en vigas		
f'c=	250				
f'cc=p.558	394				
N=	11		pt	1D	
R= ψ	0.306	0.2-0.5	y=	0.04	0.02-0.11
pc=	0.013		ln((alp1/gama-alp8)-1)	1.79	*Dato c/ calculadora
pt=	0.004	0.018			
Fc=f'cc/f'c	1.500	1.574	*Factor de confinamiento de las columnas		
y=	0.043	0.021	pt=	0.001	0.115%
e xpo=	5.005	6.005		2.994	cm2

Tabla 4.10.- Cálculo de la capacidad de deformación lateral del marco, dirección Y.

Capacidad de Distorsión del marco Y			Refuerzo longitudinal en vigas		
f'c=	250				
f'cc=p.558	356				
N=	11		pt	1D	
R= ψ	0.244	0.2-0.5	y=	0.04	0.02-0.11
pc=	0.013		ln((alp1/gama-alp8)-1)	1.79	*Dato c/ calculadora
pt=	0.004	0.018			
Fc=f'cc/f'c	1.423	1.423	*Factor de confinamiento de las columnas		
y=	0.039	0.017	pt=	0.004	0.400%
e xpo=	6.224	7.224		12.006	cm2

Por último, se estima la Demanda de distorsión asociada al espectro de prevención de colapso y su respectiva comparación con la capacidad de deformación de los marcos en las dos direcciones. En Tabla 4.11 se resumen dichos resultados.

Tabla 4.11.- Revisión del estado límite de Prevención de Colapso.

	X	Y	Dirección	Q=	Betas
B1=	1.283	1.285	X=	5.321	3.041
B2=	1.5	1.493	Y=	4.821	2.975
B3=	1.108	1.088		*Diferente a 1	
B4=	1.426	1.426		*Diferente a 1	
u=Q	4	4			
Ru (t)=	3.610	3.678			
Te	1.482	1.517	seg.	*D masa x del espectro desplazamiento	
D(t)=	35.45	37.45	cm		
Dmáx=	47.7	47.7	cm	*D masa x del terreno	
B=	0.469	0.469			
N=	11	11	Niveles		
Sd/H=	0.009	0.010			
γ_u =	0.04	0.04			
H=	3900	3900	cm		
Sd=	35.45	37.45	cm		
Dist.Máx Última Inelástica	0.0276		vs	0.0429	Cap.Dist. Marco
		0.0286	vs	0.0394	Cap.Dist. Marco

Dirección	Relación	
X	0.6438	Si Cumple
Y	0.7245	Si Cumple

Una vez que se establece el refuerzo por confinamiento se revisa por cortante, lo cual se ilustra a continuación.

De acuerdo a la sección y refuerzo de transversal presente en la columna se obtiene la resistencia a cortante del concreto y acero.

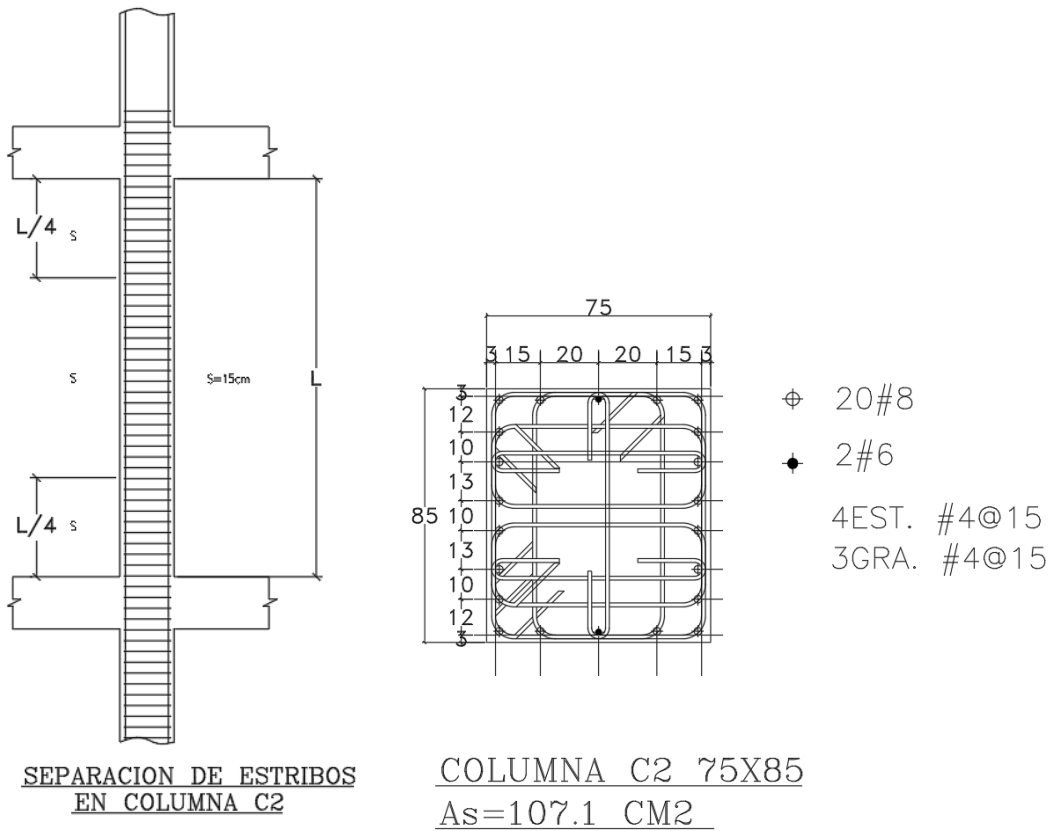


Fig.4.8. Sección de columna.

Para el caso de las columnas estas se arman con la cuantía obtenidos del proceso iterativo para llegar a los desplazamientos propuestos y que el marco este dentro de las distorsiones de 0.040 en condición de colapso.

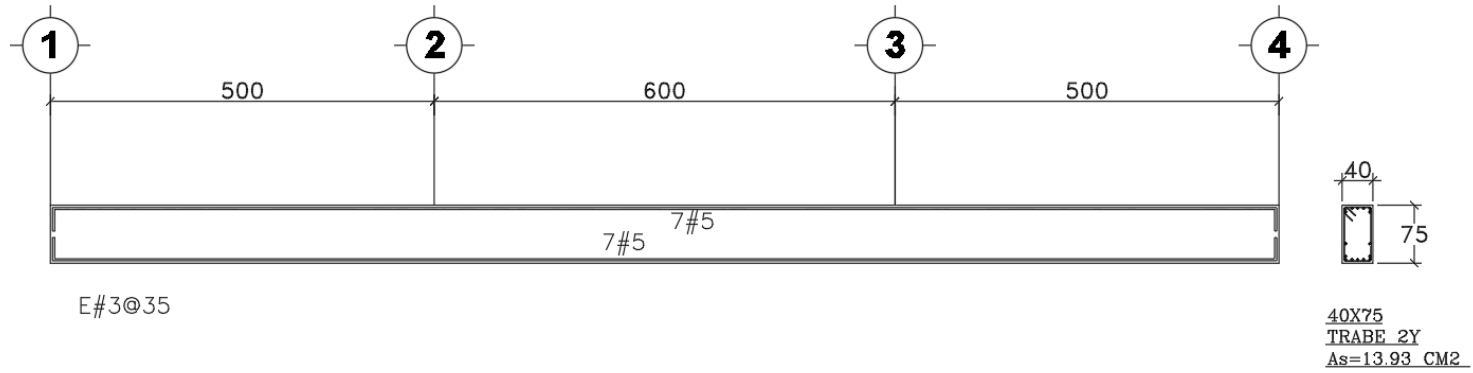


Fig.4.11. Sección longitudinal y transversal de trabe Eje Y.

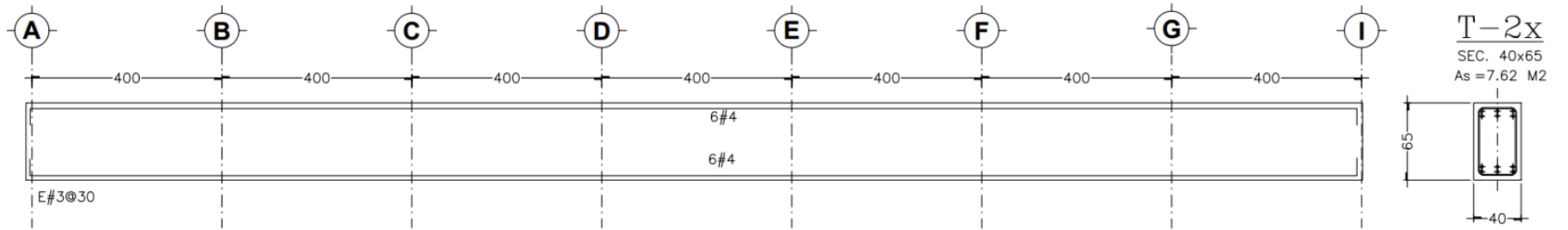


Fig.4.12. Sección longitudinal y transversal de trabe Eje X.

4.4.4 Diseño basado en desplazamientos con amortiguadores (propuesta de diseño)

Conforme al diagrama de flujo mostrado en la Figura 4.3 se inicia con el diseño del sistema primario. De esta manera se obtiene el pre dimensionamiento de traveses y columnas, el cual es compatible con las secciones derivadas del diseño conforme al RCDF (2017).

Las secciones propuestas de las columnas fueron 90x95 cm, mientras que las traveses en dirección longitudinal, Eje X, fueron de 50x90 cm, y en dirección transversal, Eje Y, fueron 70x100 cm.

Se propone un amortiguamiento suplementario, $\xi_s = 10\%$, que será aportado por los disipadores de energía del tipo amortiguadores viscosos.

A partir del espectro de Diseño sísmico obtenido del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) conforme a las NTC-SISMO (2020), se procede a reducir el espectro transparente por el amortiguamiento suplementario propuesto más el propio que aporta la estructura por sí misma, que es el 5%, por lo cual se tiene un amortiguamiento total del 15%.

Los parámetros considerados para la construcción del espectro de se describen a continuación.

Tabla 4.12.- Parámetros sísmicos.

Grupo:	B		Importancia de la construcción
FI =	1.000		Factor de importancia de la construcción
Q =	2.000		Factor de ductilidad
k_1 =	1.25		Factor de corrección por hiperestaticidad
k	0.56		Coefficiente característico del espectro elástico
FR =	1.000		Factor de regularidad
Ts =	1.698	s	Periodo dominante del sitio
ao =	0.357		Aceleración Inicial del espectro elástico
c	1.146		Ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro
Ta	1.152	s	Periodo característico que delimita la meseta del espectro
Tb	2.244	s	Periodo característico que delimita la meseta del espectro
λ	0.50		Valor en función de Ts
ε	1.20		Valor en función de Ts
τ	1.00		Valor en función de Ts
ξ	0.15		Fracción del amortiguamiento crítico
Ro	1.75		Factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural
amax	0.35		Aceleración máxima de diseño (amax)

En tanto en la Figura 4.9 se muestran los espectros obtenidos: transparente, reducido por amortiguamiento y de diseño.

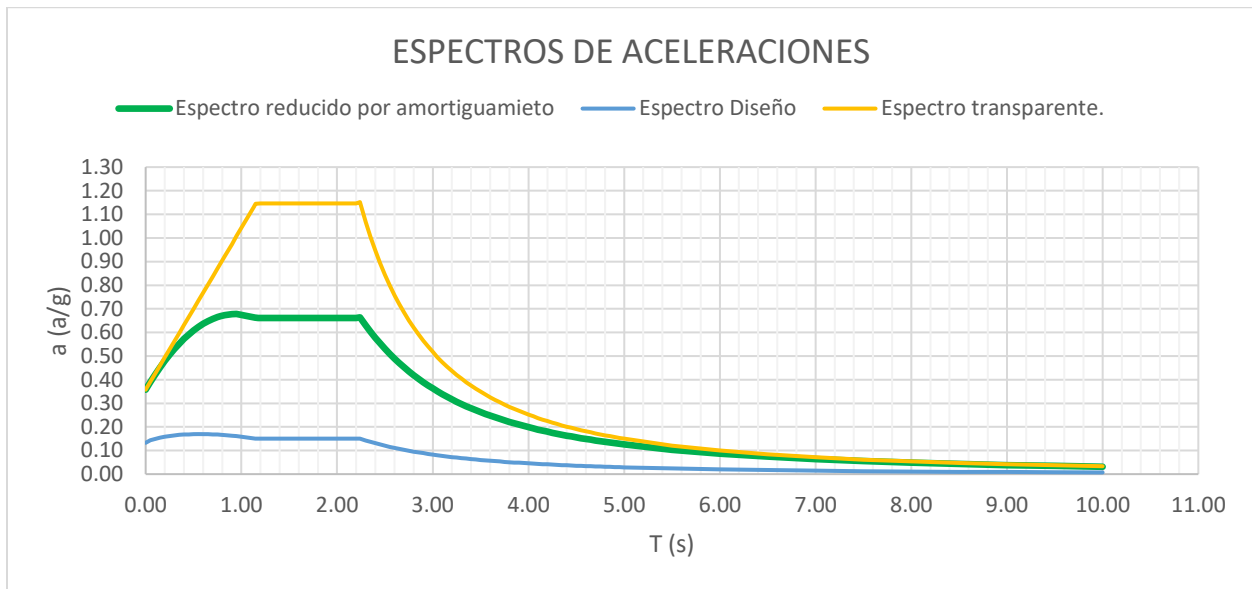


Figura 4.9. Espectro transparente, reducido por amortiguamiento y de diseño.

Previo al análisis se procede a la reducción de inercias de los elementos de concreto acorde a las NTC-Concreto (2021). En este caso de una estructura a base de marcos de concreto serán afectadas las trabes y columnas, $I_{trabe} = 0.5I_g$ y $I_{columna} = 0.7I_g$, respectivamente.

Se realiza el análisis dinámico modal espectral, retomando el espectro de diseño. Con ello se obtienen los parámetros dinámicos que se presentan en las tablas 4.13 y 4.14, correspondientes a la dirección X y Y, respectivamente.

Tabla 4.13.- Resultados del Análisis modal en dirección X.

Modo	Tx (S)	F.Particip	% W efec	W peso (t)	C Coef. Sis.	Vo
1.000	1.196	0.815	7102.294	8713.403	0.184	1603.266
2.000	0.388	0.100	870.469	8713.403	0.190	1655.546

Tabla 4.14.- Resultados del Análisis modal en dirección Y.

Modo	T y (S)	F.Particip	% W efec	W peso (t)	C Coef. Sis.	Vo
1.000	1.185	0.803	6999.476	8713.403	0.186	1620.693
2.000	1.082	4.27E-06	0.110	8713.403	0.191	1664.260

Mientras que en la Tabla 4.14, se presenta la forma modal normalizada del edificio (ϕ).

Tabla 4.14.- Forma modal normalizada del edificio.

Piso	tonf-s2/m	tonf	modal norm.		modal norm.relativa	
	masa	w(ton)	x	y	x	y
1	85.203	835.837	0.10	0.08	0.10	0.08
2	82.515	809.476	0.22	0.20	0.13	0.12
3	82.515	809.476	0.35	0.33	0.13	0.13
4	82.515	809.476	0.48	0.45	0.13	0.12
5	82.515	809.476	0.60	0.57	0.12	0.12
6	82.515	809.476	0.71	0.68	0.11	0.11
7	82.515	809.476	0.80	0.78	0.09	0.10
8	82.515	809.476	0.88	0.86	0.08	0.09
9	82.515	809.476	0.93	0.92	0.06	0.06
10	82.515	809.476	0.94	0.97	0.01	0.05
11	60.375	592.282	1.00	1.00	0.06	0.03

Con base en los resultados del análisis dinámico modal espectral se procede a la revisión del estado límite de prevención de colapso, que de acuerdo al reglamento vigente se tiene una distorsión máxima $\gamma_{límite} = 0.015$, para estructura de marcos de concreto con ductilidad baja.

Ahora bien, si la distorsión actuante γ_{act} es mayor a la $\gamma_{límite}$ se proponen secciones más generosas acorde a satisfacer las distorsiones permisibles o límite. En las Tablas 4.15 y 4.16 se resumen las revisiones para el estado límite de prevención de colapso en las direcciones X y Y respectivamente. En este caso se hicieron varias iteraciones hasta cumplir con las distorsiones límites establecidas por el reglamento.

Tabla 4.15.- Revisión del estado límite de prevención de colapso, dirección X.

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	REGLAMENTO		RCDF-2017				Δ (cm) PERMISIBLE	Δ (cm) Relativo	Δ *Q*R(cm)	Permissible
	X-X	F.ir=	1	Q =	2	Δ MÁX.				
						Distorsión Δ				
NIVEL						Δ (cm)				
11	0.0005	0.0005	0.0024	VERDADERO		8.115	0.200	0.875	5.25	
10	0.0009	0.0009	0.0040	VERDADERO		7.915	0.335	1.467	5.25	
9	0.0013	0.0013	0.0056	VERDADERO		7.579	0.482	2.109	5.25	
8	0.0017	0.0017	0.0072	VERDADERO		7.097	0.621	2.719	5.25	
7	0.0020	0.0020	0.0086	VERDADERO		6.476	0.748	3.273	5.25	
6	0.0023	0.0023	0.0099	VERDADERO		5.728	0.860	3.761	5.25	
5	0.0025	0.0025	0.0109	VERDADERO		4.868	0.954	4.174	5.25	
4	0.0027	0.0027	0.0117	VERDADERO		3.914	1.028	4.496	5.25	
3	0.0028	0.0028	0.0122	VERDADERO		2.886	1.070	4.680	5.25	
2	0.0027	0.0027	0.0118	VERDADERO		1.817	1.040	4.548	5.25	
1	0.0018	0.0018	0.0077	VERDADERO		0.777	0.777	3.399	6.00	

Tabla 4.15.- Revisión del estado límite de prevención de colapso, dirección Y.

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	REGLAMENTO	RCDF-2017				γ MÁX.	0.015	Δ (cm)	
	Y-Y	F.ir	1	Q=	2			PERMISIBLE	
NIVEL		Distorsión γ	γ *Q*R			Δ (cm)	Δ (cm) Relativo	Δ *Q*R(cm)	Permisible
11	0.0008	0.0008	0.0037	VERDADERO		9.066	0.285	1.246	5.25
10	0.0013	0.0013	0.0055	VERDADERO		8.782	0.427	1.867	5.25
9	0.0017	0.0017	0.0074	VERDADERO		8.355	0.581	2.542	5.25
8	0.0021	0.0021	0.0093	VERDADERO		7.774	0.727	3.179	5.25
7	0.0025	0.0025	0.0109	VERDADERO		7.047	0.857	3.749	5.25
6	0.0028	0.0028	0.0122	VERDADERO		6.190	0.969	4.241	5.25
5	0.0030	0.0030	0.0133	VERDADERO		5.221	1.061	4.642	5.25
4	0.0032	0.0032	0.0141	VERDADERO		4.160	1.128	4.934	5.25
3	0.0033	0.0033	0.0145	VERDADERO		3.032	1.156	5.056	5.25
2	0.0031	0.0031	0.0137	VERDADERO		1.877	1.097	4.797	5.25
1	0.0019	0.0019	0.0085	VERDADERO		0.780	0.780	3.414	6.00

Una vez se cumple la revisión por prevención de colapso se procede a la revisión de limitación de *daños ante sismos frecuentes*, considerando una distorsión máxima de $\gamma_{límite} = 0.004$. Esta revisión se ilustra en las Tablas 4.16 y 4.17, para las distorsiones X y Y, respectivamente, en la cual puede preciarse se cumple este estado límite de diseño.

Tabla 4.16.- Revisión del estado de límite de daños, dirección X.

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	REGLAMENTO	RCDF-2017				γ MÁX.	0.004	Δ (cm)	
	X-X	F.ir	1	Q=	2			PERMISIBLE	
NIVEL		Distorsión γ	γ *Q*R*Ks			Δ (cm)	Δ (cm) Relativo	Δ *Q*R*Ks	Permisible
11	0.0005	0.0005	0.0006	VERDADERO		8.115	0.200	0.220	1.4
10	0.0009	0.0009	0.0010	VERDADERO		7.915	0.335	0.370	1.4
9	0.0013	0.0013	0.0014	VERDADERO		7.579	0.482	0.531	1.4
8	0.0017	0.0017	0.0018	VERDADERO		7.097	0.621	0.685	1.4
7	0.0020	0.0020	0.0022	VERDADERO		6.476	0.748	0.825	1.4
6	0.0023	0.0023	0.0025	VERDADERO		5.728	0.860	0.948	1.4
5	0.0025	0.0025	0.0027	VERDADERO		4.868	0.954	1.052	1.4
4	0.0027	0.0027	0.0029	VERDADERO		3.914	1.028	1.133	1.4
3	0.0028	0.0028	0.0031	VERDADERO		2.886	1.070	1.179	1.4
2	0.0027	0.0027	0.0030	VERDADERO		1.817	1.040	1.146	1.4
1	0.0018	0.0018	0.0019	VERDADERO		0.777	0.777	0.856	1.6

Tabla 4.17.- Revisión del estado de límite de daños, dirección Y.

DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	REGLAMENTO	RCDF-2017				X MÁX.	0.004	Δ (cm)	
	Y-Y	F.ir	1	Q=	2			PERMISIBLE	
NIVEL		Distosión X	X*Q*R*Ks			Δ (cm)	Δ (cm) Relativo	Δ *Q*R*Ks	Permisible
11	0.0008	0.0008	0.0009	VERDADERO		9.0663	0.2848	0.3139	1.4
10	0.0013	0.0013	0.0014	VERDADERO		8.7815	0.4267	0.4703	1.4
9	0.0017	0.0017	0.0019	VERDADERO		8.3548	0.581	0.6404	1.4
8	0.0021	0.0021	0.0023	VERDADERO		7.7738	0.7266	0.8008	1.4
7	0.0025	0.0025	0.0027	VERDADERO		7.0472	0.8568	0.9443	1.4
6	0.0028	0.0028	0.0031	VERDADERO		6.1904	0.9693	1.0683	1.4
5	0.0030	0.0030	0.0034	VERDADERO		5.2211	1.061	1.1694	1.4
4	0.0032	0.0032	0.0036	VERDADERO		4.1601	1.1277	1.2429	1.4
3	0.0033	0.0033	0.0036	VERDADERO		3.0324	1.1556	1.2737	1.4
2	0.0031	0.0031	0.0035	VERDADERO		1.8768	1.0965	1.2085	1.4
1	0.0019	0.0019	0.0021	VERDADERO		0.7803	0.7803	0.8600	1.6

Posteriormente se procede al diseño de traveses y columnas acorde a las demandas de los elementos mecánicos. Para el caso de diseño por flexión en traveses se emplearon las siguientes ecuaciones conforme a las NTC-Concreto (2021):

En el caso del diseño por flexocompresión se construyeron diagramas de interacción, figuras 4.10 y 4.11, considerando una sección de 80 x 90 cm., y una cuantía de acero longitudinal de 0.0183, con un $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

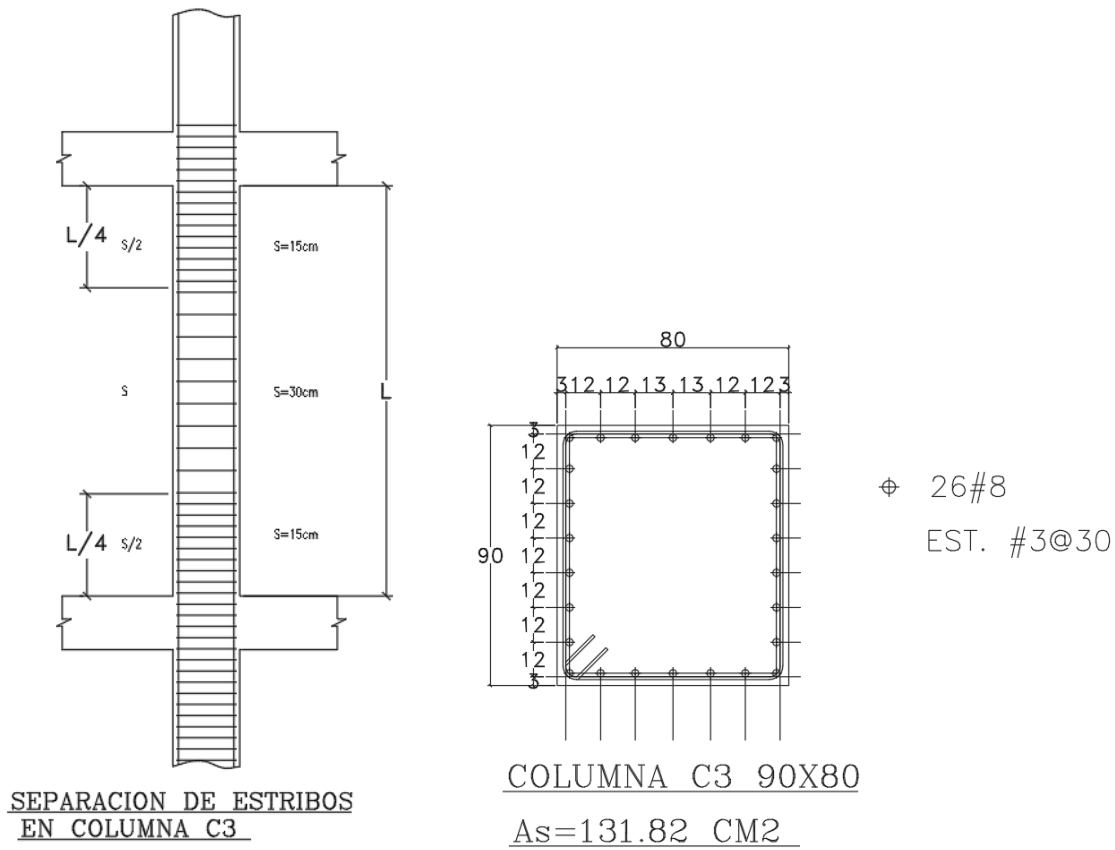


Fig.4.8. Sección de columna.

A continuación, se presenta los diagramas de iteración para la dirección X y Y, las demandas a flexocompresión están por debajo de la capacidad de la columna.

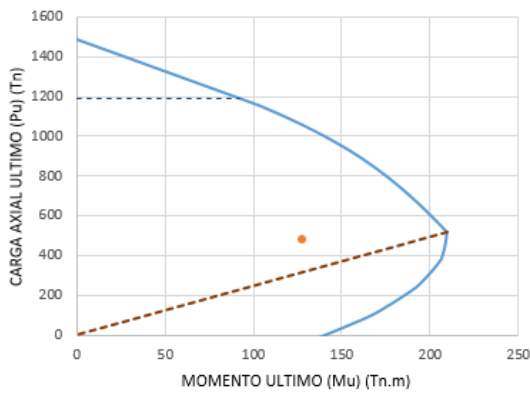


Figura 4.10.- Diagrama de iteración sentido Y

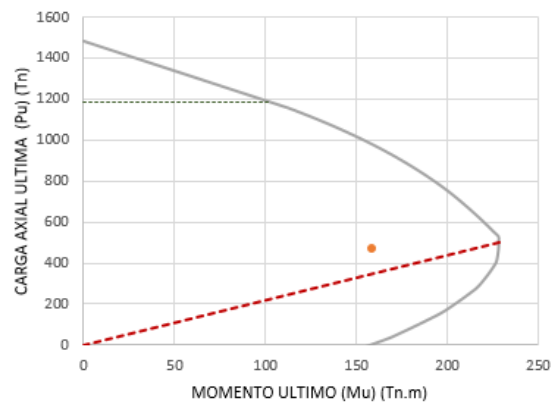


Figura 4.11.- Diagrama de iteración sentido X

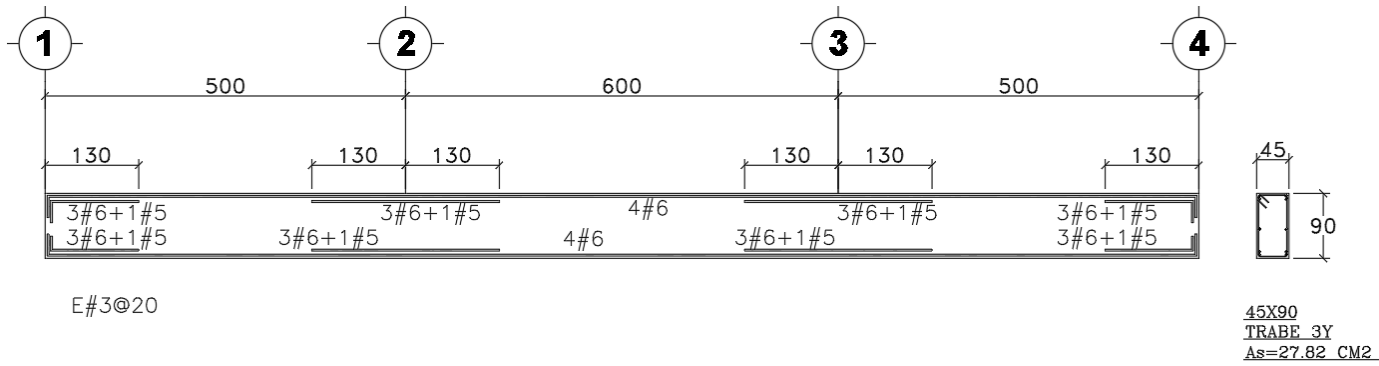


Fig.4.11. Sección longitudinal y transversal de trabe Eje Y.

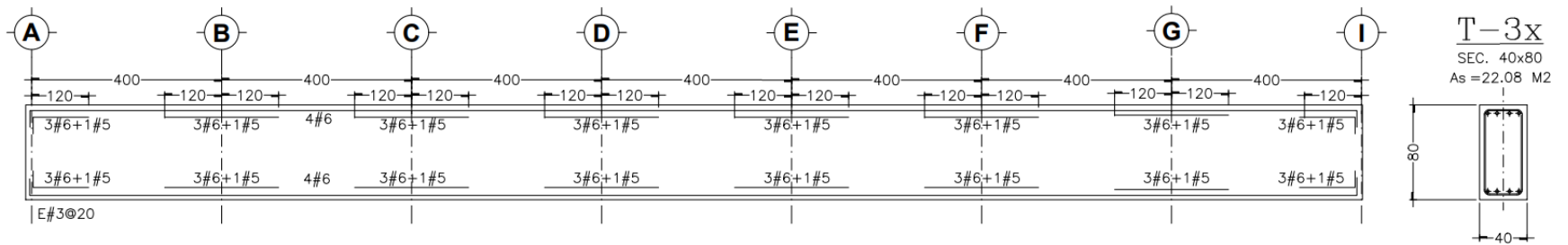


Fig.4.12. Sección longitudinal y transversal de trabe Eje X.

Con respecto al diseño del sistema secundario y de acuerdo al diagrama de flujo de la figura 4.4 . Se parte de las propiedades de la estructura diseñada previamente con un amortiguamiento del $\xi_T = 15\%$.

Posteriormente se obtiene la energía de deformación en el sistema estructural, para ello se aplica la ecuación, que considera la fuerza de inercia (F_i) y el desplazamiento producido en el entrepiso (d_i), la cual está dada por:

$$4\pi W_m = 4\pi \sum_{i=1}^n (F_i * d_i) \quad (4.4.3)$$

En las tablas 4.18 y 4.19 se resumen los cálculos correspondientes a la energía de deformación en las direcciones X y Y, respectivamente.

Tabla 4.18.-Energía de deformación por el sistema estructural, dirección X

Fi (Ton)	d (cm)	Fi *di (T-m)
19.06	3.40	0.65
39.39	7.95	3.13
58.65	12.63	7.41
75.78	17.12	12.98
91.43	21.30	19.47
106.01	25.06	26.56
120.12	28.33	34.03
133.89	31.05	41.58
147.49	33.16	48.91
160.77	34.63	55.67
127.48	35.50	45.26

Tabla 4.19.- Energía de deformación por el sistema estructural, dirección Y

Fi (Ton)	d (cm)	Fi *di (T-m)
17.71	3.41	0.60
37.46	8.21	3.08
56.43	13.27	7.49
73.42	18.20	13.36
89.05	22.84	20.34
103.79	27.08	28.11
118.35	30.83	36.49
132.89	34.01	45.20
147.60	36.55	53.95
162.37	38.42	62.38
130.35	39.67	51.70

Para el diseño del Sistema Secundario, amortiguadores de tipo viscoso, se debe tener el valor del periodo de la estructura, desplazamientos de entrepiso, el valor de λ y el factor de amplificación

que esta en función de la posición de los dispositivos; este factor se obtiene según la posición del dispositivo. (Hwang et al, 2013).

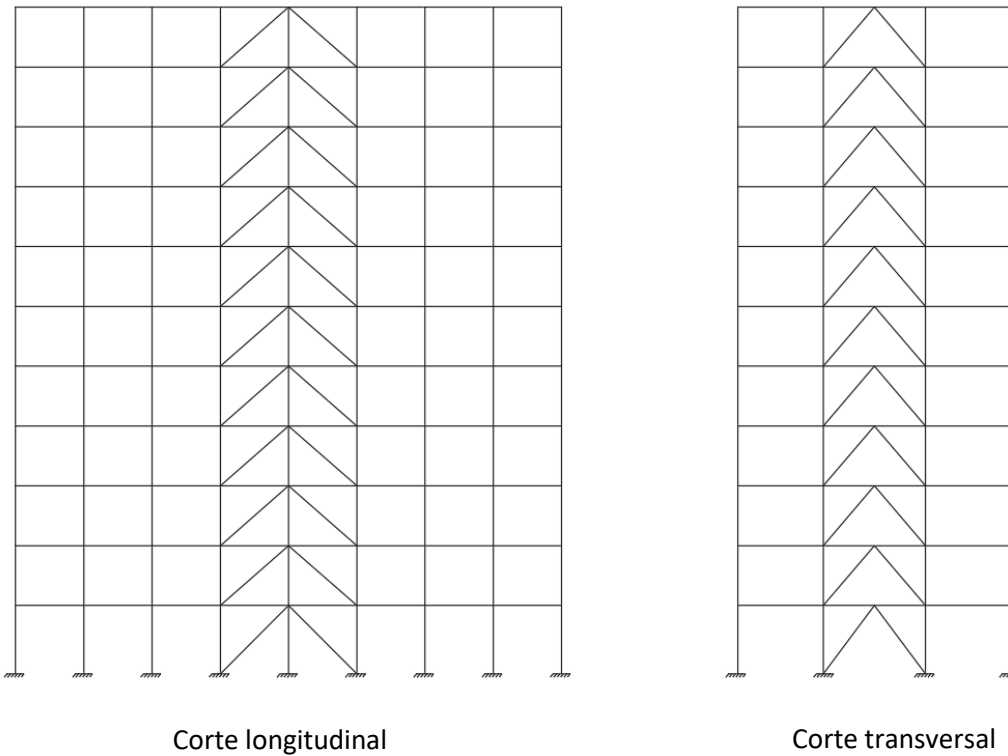


Figura 4.15.- Distribución de dispositivos

En lo que respecta a la obtención de la energía de deformación disipada en un ciclo del dispositivo o conjunto de dispositivos, se proponen los valores de C_j y α , se recomienda proponer un valor constante para α en cada iteración y acorde a ello se obtendrá el valor del coeficiente de amortiguamiento correspondiente, C_j .

Con lo anterior se aplica ecuación para la obtención de la energía de deformación disipada en un ciclo del dispositivo o conjunto de dispositivos, dada por:

$$W_D = \left[\frac{2\pi}{T_m} \right]^{\alpha_j} \sum_{i=1}^n C_j \lambda_j (d_{az} \lambda_i \varphi_i)^{1+\alpha_j} \quad (4.4.4)$$

En las tablas 4.20 y 4.21 se resumen los cálculos de las energías disipadas en un ciclo del dispositivo para las direcciones X y Y, respectivamente.

Tabla 4.20.- Energía disipada en un ciclo del dispositivo (s) dirección X.

Piso	N° dispositivos	Cj	lamda	D azotea	f=cos ang j	fi norm-rela	alpha	Wdix (Ton.cm)
1	4	72	3.142	3.399	0.707	0.10	1.00	248.63
2	4	72	3.142	7.948	0.754	0.13	1.00	2785.79
3	4	72	3.142	12.628	0.754	0.13	1.00	7469.70
4	4	72	3.142	17.124	0.754	0.13	1.00	12800.55
5	4	72	3.142	21.298	0.754	0.12	1.00	17249.62
6	4	72	3.142	25.059	0.754	0.11	1.00	19390.14
7	4	72	3.142	28.332	0.754	0.09	1.00	18582.09
8	4	72	3.142	31.051	0.754	0.08	1.00	15412.32
9	4	72	3.142	33.159	0.754	0.06	1.00	10453.43
10	4	72	3.142	34.626	0.754	0.01	1.00	232.63
11	4	72	3.142	35.501	0.754	0.06	1.00	10951.65
								115576.55

Tabla 4.21.-Energía disipada en un ciclo del dispositivo (s) dirección Y.

Piso	N° dispositivos	Cj	lamda	D azotea	f=cos ang j	fi norm-rela	alpha	Wdix (t.cm)
1	4	86	3.1416	3.414	0.601	0.08	1.00	164.04
2	4	86	3.1416	8.211	0.656	0.12	1.00	2418.16
3	4	86	3.1416	13.267	0.656	0.13	1.00	6921.73
4	4	86	3.1416	18.200	0.656	0.12	1.00	12511.27
5	4	86	3.1416	22.842	0.656	0.12	1.00	17556.96
6	4	86	3.1416	27.083	0.656	0.11	1.00	20840.93
7	4	86	3.1416	30.832	0.656	0.10	1.00	21027.97
8	4	86	3.1416	34.010	0.656	0.09	1.00	21344.68
9	4	86	3.1416	36.552	0.656	0.06	1.00	11118.07
10	4	86	3.1416	38.419	0.656	0.05	1.00	8162.85
11	4	86	3.1416	39.665	0.656	0.03	1.00	3867.07
								125933.72

Posteriormente se obtiene el porcentaje de amortiguamiento total, con el cuál se evalúa si el porcentaje de amortiguamiento obtenido es igual al valor propuesto, en caso de que no se cumpla, se procede a proponer nuevos valores de C_j y α , que al iterar cumpla con la igualdad. Aplicando la ecuación 3.4.1 (X1) con base a los resultados de las Tablas 4.20 y 4.21 se llega al valor de amortiguamiento del 15% en las direcciones X y Y.

Con el valor de amortiguamiento obtenido con las iteraciones se retoman las propiedades del dispositivo de energía tipo amortiguador viscoso, cuyos parámetros son:

- C_j = coeficiente de amortiguamiento
- α = factor de no linealidad
- d_i = desplazamiento
- F = fuerza axial
- v = velocidad

En las Tablas 4.21 y 4.22 se resumen los parámetros de respuesta del amortiguador para las direcciones X y Y, respectivamente.

Tabla 4.21. Parámetros de Respuesta del dispositivo amortiguador en dirección X

Respuesta del Amortiguador.

Wd _{jx}	Wd _{jx}	Fi *di (T-m)	V (m/s)	F (Ton)	D máx.± (cm)
248.63	248.63	0.65	0.18	12.89	2.40
2785.79	2785.79	3.13	0.24	17.24	3.43
7469.70	7469.70	7.41	0.25	17.74	3.53
12800.55	12800.55	164.90	0.24	17.05	3.39
17249.62	17249.62	188.95	0.22	15.83	3.15
19390.14	19390.14	199.41	0.20	14.26	2.84
18582.09	18582.09	195.42	0.17	12.41	2.47
15412.32	15412.32	176.88	0.14	10.31	2.05
10453.43	10453.43	144.49	0.11	7.99	1.59
232.63	232.63	99.81	0.08	5.56	1.11
10951.65	10951.65	45.26	0.05	3.32	0.66
115576.55	1155.77	1226.31		17.74	3.53

Tabla 4.22.- Parámetros de Respuesta del dispositivo amortiguador en dirección Y

Respuesta del Amortiguador.

Wd _{jx}	Wd _{jx}	F _i *d _i (T-m)	V (m/s)	F (Ton)	D máx.± (cm)
164.04	164.04	0.60	0.18	15.42	2.05
2418.16	2418.16	3.08	0.25	21.66	3.15
6921.73	6921.73	7.49	0.27	22.83	3.32
12511.27	12511.27	174.33	0.26	22.28	3.24
17556.96	17556.96	202.02	0.24	20.96	3.05
20840.93	20840.93	215.41	0.22	19.15	2.78
21027.97	21027.97	213.22	0.20	16.93	2.46
21344.68	21344.68	194.95	0.17	14.35	2.09
11118.07	11118.07	160.95	0.13	11.48	1.67
8162.85	8162.85	112.46	0.10	8.43	1.22
3867.07	3867.07	51.70	0.07	5.63	0.82
125933.72	1259.34	1336.20		22.83	3.32

Por último, se procede a revisar los marcos que contienen los dispositivos acordes a los esfuerzos que se generaran en los marcos las fuerzas ejercidas por los dispositivos. Por consiguiente, se hace una revisión por cortante y flexión.

Diseño de columna, caso más desfavorable.

En las Figuras 4.15 y 4.16 se ilustran los diagramas de iteración de las columnas con una cuantía de 0.0183 cuya sección es de 80 x 90 cm., en la cual se compara con la flexocompresión demandada ante la presencia del dispositivo, haciendo notar que está por debajo de la resistencia que brinda la columna.

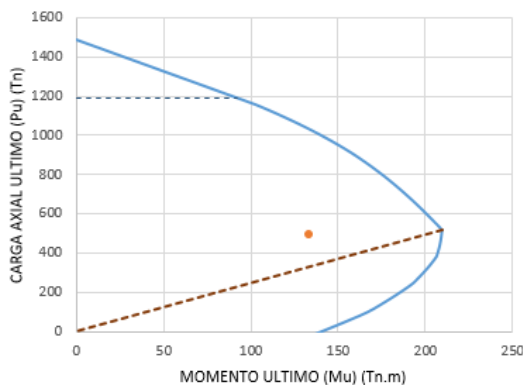


Figura 4.15.- Diagrama de iteración sentido Y

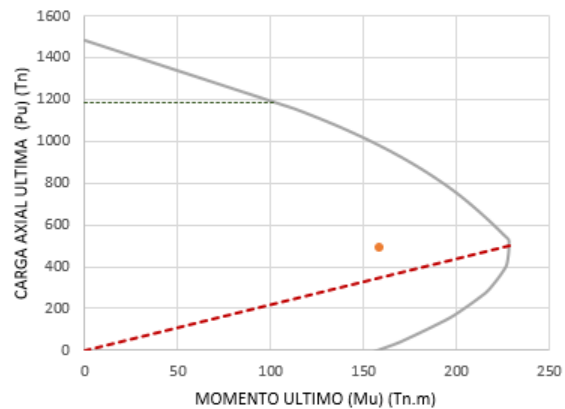


Figura 4.16.- Diagrama de iteración sentido X

4.4.5 Discusión de los resultados

Con base en los diseños obtenidos, en el prototipo del edificio, con respecto al diseño por resistencia, diseño basado en desplazamientos con amortiguadores, se puede reflexionar sobre las bondades del uso de amortiguadores en el diseño sísmico de edificios de concreto reforzado.

En la Tabla 4.23 se comparan los resultados en estos tres diseños, al tomar como referencia el tamaño de sección de columnas y trabes, así como la cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal.

Tabla 4.23.- Resultados obtenidos en los diseños del edificio de concreto en columnas.

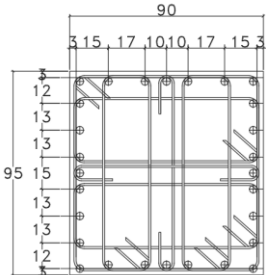
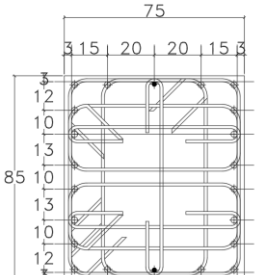
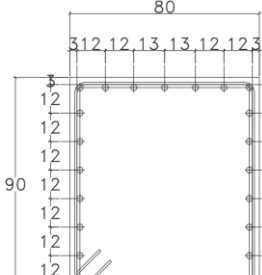
Elemento	Metódo de Análisis		
	Diseño por Resistencia	Diseño por Desplazamientos	Diseño con Amortiguadores
Columna			
Sección (cm)	90x95	75x85	80x90
$\rho_L =$	3.30% (281.7cm ²)	1.69% (107.1 cm ²)	1.83% (131.82 cm ²)
$\rho_{Tx} =$	0.18% (4.97 cm ²)	0.56% (6.35 cm ²)	0.059% (1.42 cm ²)
$\rho_{Ty} =$	0.17% (4.97 cm ²)	0.79% (10.16 cm ²)	0.052% (1.42 cm ²)
Estribos	5 Est. #3 @30 cm	4 Est. #4 @15 cm	5 Est. #3 @30 cm
Grapas	2 Gpa. #3 @30 cm	2 Gpa. #4 @15 cm	-
Esquema			

Tabla 4.24.- Resultados obtenidos en los diseños del edificio de concreto en traves Eje X.

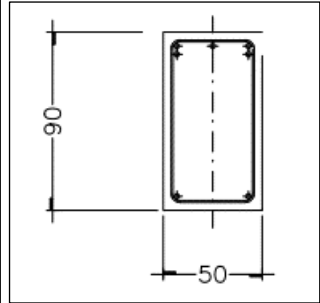
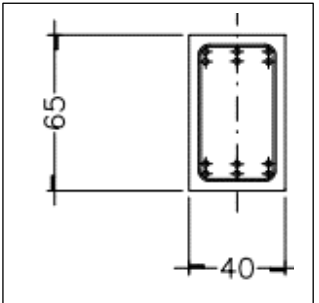
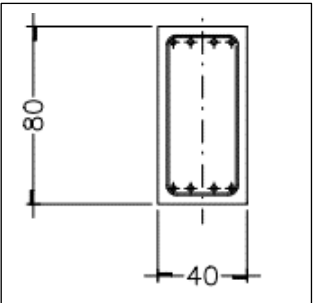
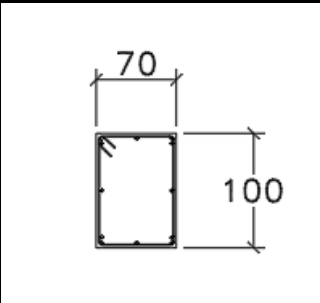
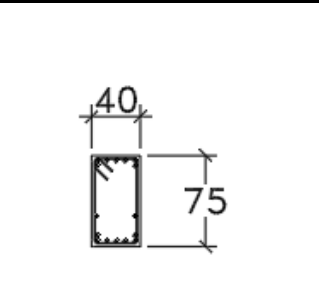
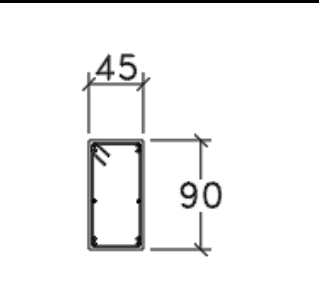
Elemento	Método de Análisis		
Traves X-X	Diseño por Resistencia	Diseño por Desplazamientos	Diseño con Amortiguadores
Sección (cm)	50x90	40x65	40x80
$\rho_L =$	0.85% (38.36cm ²)	0.16% (7.62 cm ²)	0.60% (19.21 cm ²)
$\rho_T =$	0.39% (2.54 cm ²)	0.27% (1.42 cm ²)	0.23% (1.42 cm ²)
Estribos	Est. #4 @13 cm	Est. #3 @30 cm	Est. #3 @15 cm
Esquema			

Tabla 4.25.- Resultados obtenidos en los diseños del edificio de concreto en traves Eje Y.

Elemento	Método de Análisis		
Traves Y-Y	Diseño por Resistencia	Diseño por Desplazamientos	Diseño con Amortiguadores
Sección (cm)	70x100	40x75	45x90
$\rho_L =$	0.80% (50.7cm ²)	0.22% (13.93 cm ²)	0.54% (22.08 cm ²)
$\rho_T =$	0.24% (4.97 cm ²)	0.10% (1.42 cm ²)	0.10% (1.42 cm ²)
Estribos	Est. #4 @15 cm	Est. #3 @35 cm	Est. #3 @30 cm
Esquema			

A continuación, se presenta la comparativa de la demanda de desplazamiento en términos de distorsión en comparación con la distorsión permisible para $Q=2$ en el diseño por resistencia y con el empleo de amortiguadores viscosos, $Q=4$ en el diseño por método de desplazamientos el cual se limitó a una distorsión de 0.040 en revisión por colapso y 0.008 en revisión pro sismos frecuentes, mismos que se analizaron en este trabajo.

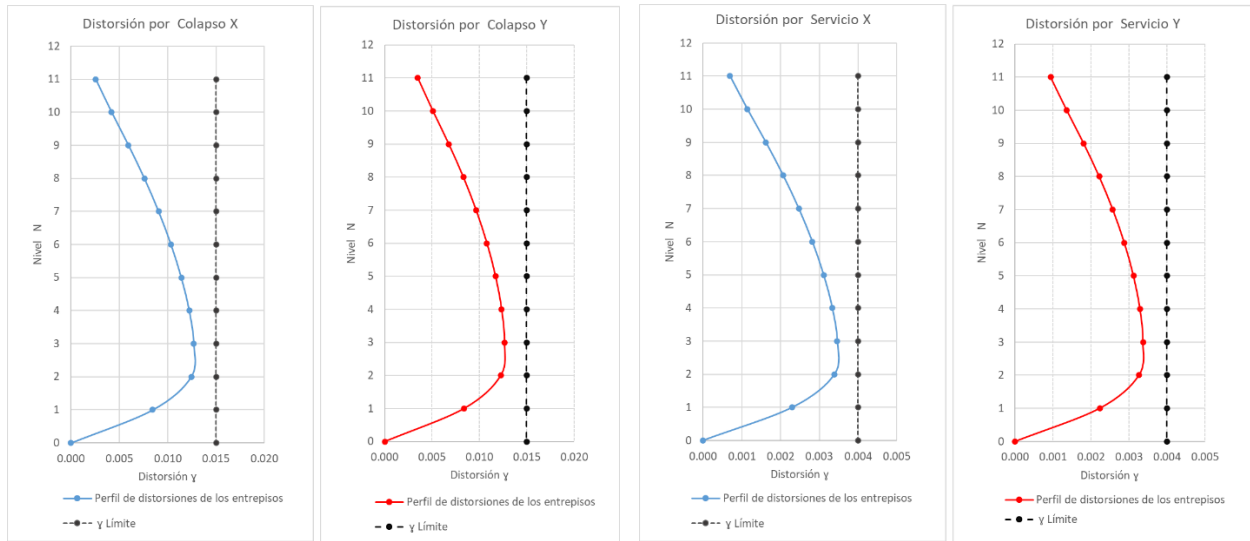


Fig. 4.17.-Distorsiones de diseño por resistencia.

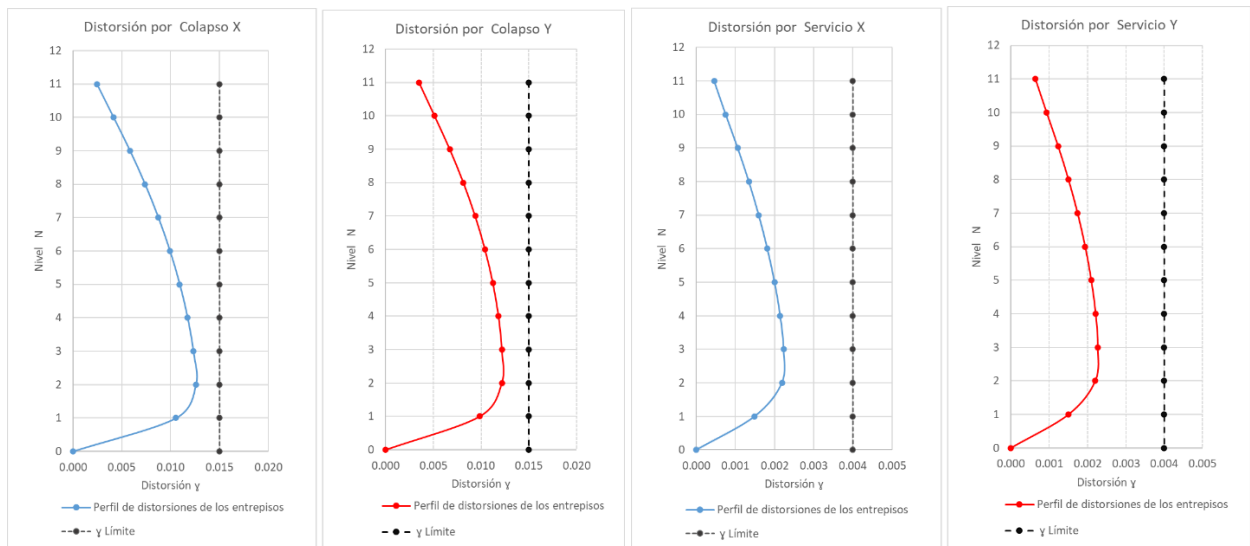


Fig. 4.18.-Distorsiones de diseño con amortiguadores.

CONCLUSIONES

En este trabajo de investigación se propuso un procedimiento de diseño sísmico simplificado para edificios de concreto reforzado con amortiguadores viscosos, con objeto de tener un mejor control de daño y en consecuencia mejorar su desempeño sísmico. Las conclusiones derivadas de este trabajo se describen a continuación.

La incorporación de dispositivos de control de la respuesta sísmica en los edificios, como es el caso de los amortiguadores viscosos, ha permitido reducir menos incertidumbre en el diseño sísmico de las estructuras, sin embargo, lo rebuscado de la teoría desmotiva su uso. Por lo anterior, en esta investigación se presentó un tratamiento básico de los conceptos relacionados con el amortiguamiento viscoso, así como su aplicación en edificios de concreto mediante un diagrama de flujo, con un ejemplo de aplicación para mayor comprensión.

En la revisión de la literatura sobre los beneficios que ofrece la incorporación de estos dispositivos en los edificios destacan la reducción de las demandas sísmicas, lo cual contribuye al confort y mayor margen de seguridad en la construcción; en el campo de la rehabilitación sísmica, es factible en edificios viejos que no cumplen con los reglamentos vigentes, además de no ser invasiva en comparación con otros esquemas de refuerzo de edificios.

Para una mejor comprensión del uso de los amortiguadores viscosos en los edificios, se realizó el diseño sísmico de un prototipo de edificio de concreto reforzado mediante los siguientes diseños: por resistencia, basado en desplazamientos y con amortiguadores

Se pueden observar que el diseño por resistencia es el que resulta con la sección más robusta y la mayor cantidad de acero de refuerzo longitudinal en columnas, para el caso de diseño con la aplicación de los amortiguadores resulta como el segundo ya que sus secciones y acero son menores a los resultados con el diseño por resistencia, observándose el beneficio de la aplicación de estos dispositivos en un ahorro monetario.

En el caso de la comparativa del refuerzo transversal, se observa poca diferencia en el diseño por resistencia y desplazamientos, a diferencia del diseño de columnas en los marcos que alojaran a los disipadores de energía, donde se solicita un mayor confinamiento de los estribos. En lo que concierne a las trabes estas no se tiene gran diferencia a excepción del diseño por resistencia en donde se solicita un mayor confinamiento de los estribos.

Es importante señalar que la zona donde se alojan los amortiguadores viscosos requiere una revisión cuidadosa en razón de la carga axial que se genera en el mismo y se la transmite al marco que lo contienen, por ello en algunos casos es necesario encamisar las columnas y trabes con soleras.

Para investigaciones futuras se recomiendan estudios de riesgo sísmico en edificios con amortiguadores viscosos para verificar con mayor detalle aquellos sistemas estructurales en los que sea necesario la incorporación de estas tecnologías y tener mayor claridad sobre el posible beneficio que se pueda tener. De igual forma es necesario exponer criterios de análisis con estos dispositivos con objeto de lograr un equilibrio entre simplicidad y precisión.

REFERENCIAS

- ✓ Akiyama H. (2003), “Metodología de proyecto sismorresistente de edificios basados en el balance energético”, Editorial Reverté. S.A.
- ✓ Alcocer S. y Rivera D. (2022), “Los sismos de septiembre de 2017, Serie: Aprendiendo de los sismos, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- ✓ C. X. Wu Y. Zhou , J.G. Tong J.J. Han .(2020), “Study on the seismic performance of X-added damping and stiffness energy dissipation device”.
- ✓ “Comparison of distribution methods for viscous damping coefficients to building”, Structure and Infrastructure Engineering, vol 9, No. 1, 28-41.
- ✓ Constantinou M.C y Symans M.D. (1992), “Experimental and analytical investigation of viscous dampers”, Technical Report NCEER-92- ϕ ϕ 32, State University of NY, Buffalo.
- ✓ Hwang J-S, Lin W.Ch y Wu N-J, (2013) ,
- ✓ ISCDF (2017), Archivo fotográfico de daños causado por el sismo de septiembre 2017 en Ciudad de México.
- ✓ Izuru Takewaki. (2009), “Building control with passive dampers”. Copyright © 2009 John Wiley & Sons (Asia).
- ✓ JICA (1996), “Daños causados por el sismo de Michoacán de 1985”, Reporte del Instituto de Arquitectura de Japón, Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA).
- ✓ Kasai K., Pu W.C y Wada A. (2012), “Response of passively controlled tall building in Tokyo during 2011 Great East Japan earthquake”, 15th world Conferencia of Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal
- ✓ Lyan -Ywan L., Ging-Lang L. y Ming-Hsiang S. (2012), “An experimental study on a generalized Maxwell model for nonlinear viscoelastic dampers used in seismic isolation, Engineering Structures, 31,111-123
- ✓ Mackay-Lyons R., Christopoulos C. y Montgomery M. (2018), “Viscoelastic Coupling Dampers Fer Enhanced Multiple Seismic Hazard Level Performance of High.Rise Building2, Earthquake Spectra V.34. N° 4, pp.1857-1867.
- ✓ Martínez-Romero, E (1993), “Experiences on the use of supplementary energy dissipators on building structures”, Earthquake Spectra.
- ✓ Méndez C. Gallegos A., López R. y García H. (2022), “Comportamiento de edificios con aisladores sísmicos y amortiguadores viscosos”, Libro: Los sismos de septiembre de 2017, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
- ✓ NTC-DCEC (2021), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto vigentes”.
- ✓ NTC-DS (2020), “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo vigentes”.
- ✓ Ramirez O.M., Constantinou M.C., Kircher C.A., Whittaker A.S, Johnson M.W. y Gomez J.D. (2000), “Development and evaluation of simplified procedures for analysis and design of building with passive Energy Dissipation Systems”, NCEER Report 00-0010,

Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York, Buffalo.

- ✓ RCDF (2017), “Reformas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado el pasado 10 de noviembre de 2017”.
- ✓ SMIS-EERI (2006), “El sismo de Tecomán, México, del 21 de enero de 2003”, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (SMIS), Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Seria Aprendiendo de los Sismos.
- ✓ Tena Colunga Arturo (2004), “Rehabilitación de estructuras en México utilizando disipadores pasivos de energía”.
- ✓ Terán A. (2011), “Conceptos generales de diseño y respuesta sísmica de edificios”, Curso de Seguridad Sísmica de las Construcciones para Directores Responsables de Obra, SMIS, CENAPRED.
- ✓ Tippens. Paul E.(5ta edición). Física, Conceptos y Aplicaciones. Ed. McGRAN-HILL.
- ✓ Wen-Hsiung Lin y Cgopra A.K. (2002), “Earthquake response of elstic SDF sytems with nonlinear fluid viscous dampers”, Earthquake Engineering and Structural Dinamics, 31, 1623-1642.
- ✓ Página web; (<https://www.unioncdmx.mx/2017/09/27/quien-es-el-dios-de-los-temblores-azteca-y-maya/>).