



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLÁS DE HIDALGO**



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE UN
EDIFICIO REFORZADO CON DISIPADORES
VISCOSOS Y CONTRAVIENTOS”**

T E S I S

Que para obtener el título de:
INGENIERO CIVIL

Presenta:

GUADALUPE ITZEL GARCÍA GARCÍA

Asesor:

DR. MANUEL JARA DÍAZ

Morelia, Michoacán

Octubre de 2019

A mi abuela Constanza

AGRADECIMIENTOS

Mi profundo agradecimiento al doctor Manuel Jara Díaz por su asesoramiento y apoyo para la realización y culminación de este trabajo de investigación. Por su tiempo y paciencia para disipar las dudas y por su preocupación por mi aprendizaje al realizar esta tesis.

Agradezco a mis padres y hermanos: Margarita y Elías, Yoshigey y Jorge, por ser mi pilar en la búsqueda de mis metas; por su inagotable amor e incondicional apoyo.

Mi más querido agradecimiento a mis amigos que por su sincero cariño se han convertido en mi familia.

Agradezco a mis profesores y compañeros, por sus enseñanzas brindadas han sido imprescindibles para mi crecimiento personal.

Mi agradecimiento a la Sra. Ana Ortiz por su gran cariño y apoyo.

Agradezco a todas las personas que han pasado por mi vida y que han ayudado a la culminación de esta tesis; por sus grandes lecciones que han impactado mi vida.

RESUMEN

En el presente trabajo se evalúa la respuesta de un edificio de seis niveles que se reforzó mediante contravientos metálicos, bajo los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017. La estructura original consiste en columnas de concreto reforzado con una losa reticular y muros de mampostería no estructurales, se encuentra ubicado en la zona del lago IIIb de la Ciudad de México. Como medida de refuerzo además de los contravientos, se encamisaron las columnas perimetrales y los muros se reforzaron con malla electrosoldada y concreto lanzado. Posteriormente, se estudió como alternativa de refuerzo, el uso de dispositivos de disipación de energía de tipo viscoso, ya que es una técnica que se utiliza cada vez con mayor frecuencia en México y el mundo.

Se realizan análisis modales para conocer las propiedades dinámicas del edificio y tres análisis lineales en la historia del tiempo en el programa ETABS 2016 usando los registros acelerográficos obtenidos en las estaciones cercanas al edificio y ubicadas en el mismo tipo de suelo. El primer análisis consiste en obtener la respuesta del edificio original, sin ningún tipo de refuerzo, ante los sismos de 1985 y 2017; el segundo análisis se hace con el edificio reforzado con contravientos y el tercer análisis usando disipadores de energía viscosos. Finalmente, se hace una comparativa de las respuestas obtenidas con el edificio original, reforzado con contravientos y reforzado con disipadores viscosos con el propósito de evaluar la eficiencia de las dos técnicas de refuerzo.

Palabras clave: Rehabilitación estructural, contravientos, disipadores de energía, análisis en la historia del tiempo, evaluación estructural.

ABSTRACT

This study aims to assess the response of a six-story reinforced concrete building reinforced by mean of X steel braces, under Mexico City earthquakes of September 19th, 1985 and 2017. The original structure consists of a waffle slab supported directly on reinforced concrete columns and masonry infill walls, which is located in Mexico City in the lake zone IIIb, according to Mexican City Code. In addition to the X braces, the boundary columns were jacketed and the walls were reinforced with welded wire mesh and a layer of shotcrete. Subsequently, an energy viscous dissipation system was studied as an alternative reinforcement technique since it is a strategy increasingly used in Mexico and all over the world.

The dynamic properties of the building are estimated from a modal analysis and seismic time history analyses that are performed in the software ETABS 2016 using time history records from near stations located in the same type of soil. Initially, the response of the original building, that is the building without any type of reinforcement, is evaluated under the 1985 and 2017 earthquake records; a second series of analyzes are performed with the building using the X braces; finally, the evaluation of the building with viscous dampers is performed. A comparative study is made between the responses of the original building, the model reinforced with X braces and the building using viscous dampers to assess the efficiency of these systems.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
ABSTRACT	iv
LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABLAS	x
INTRODUCCIÓN	xi
1 CAPÍTULO UNO SISTEMAS DE AISLAMIENTO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA	1
1.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES	1
1.2 DISIPADORES DE ENERGÍA.....	2
1.2.1 Disipadores hysteréticos o dependientes del desplazamiento	3
1.2.2 Disipadores viscosos o dependientes de la velocidad	6
1.3 EJEMPLOS DE APLICACIÓN	7
1.3.1 Disipadores ADAS	7
1.3.2 Disipadores Pall	8
1.3.3 Disipadores Taylor	10
1.4 SISTEMAS DE AISLAMIENTO BASE.....	12
1.4.1 Aisladores elastoméricos	14
1.4.2 Aisladores deslizantes.....	16
1.5 EJEMPLOS DE APLICACIÓN	17
1.5.1 Aisladores elastoméricos	17
2 CAPÍTULO DOS CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO.....	20
2.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	20
2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS DEBIDOS AL SISMO DE 1985.....	21
2.3 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE ANÁLISIS	21
3 CAPÍTULO TRES ANÁLISIS LINEAL	24
3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ANÁLISIS.....	24
3.2 ANÁLISIS MODAL	24
3.3 DEMANDA SÍSMICA DURANTE LOS EVENTOS DE 1985 Y 2017	27
3.3.1 Sismo del 19 de septiembre de 1985.....	27
3.3.2 Sismo del 19 de septiembre del 2017	28
3.4 ESTACIONES CERCANAS	29
3.5 RESPUESTAS DEL EDIFICIO.....	31
3.5.1 Sismo de 1985 y 2017	31

3.5.2	Estaciones más cercanas.....	36
4	CAPÍTULO CUATRO EDIFICIO REFORZADO DESPUÉS DEL SISMO DE 1985.....	43
4.1	<i>DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE REFUERZO</i>	45
4.2	<i>MODELO DEL EDIFICIO REFORZADO</i>	46
4.3	<i>RESPUESTA BAJO EL SISMO DE 2017</i>	48
4.3.1	Propiedades dinámicas	48
4.3.2	Respuestas del edificio.....	50
4.4	<i>COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE EL EDIFICIO ORIGINAL Y EL REFORZADO</i>	55
4.4.1	Propiedades dinámicas	55
4.4.2	Respuestas del edificio.....	55
5	CAPÍTULO CINCO EDIFICIO REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA.....	60
5.1	<i>ESTUDIO PARAMÉTRICO</i>	60
5.2	<i>RESPUESTAS PARA LAS ESTACIONES CERCANAS</i>	64

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Comparación de la respuesta de la estructura sin y con aislamiento (modificada de AAHSTO, 1999) Citada en (Buckle, et al., 2006)	2
Figura 1.2 Ciclos histeréticos. a) Disipador metálico. b) Disipador por fricción (C. Constantinou, <i>et al.</i> , 1998)	4
Figura 1.3 Comportamiento del amortiguador ADAS durante un terremoto	4
Figura 1.4 Dispositivo Pall colocado en un contraviento (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011)	6
Figura 1.5 Configuración del dispositivo SBC (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011)	6
Figura 1.6 Configuración del amortiguador viscoso tipo Taylor (Villarreal y Díaz, 2016)	7
Figura 1.7 a) Condominio La Jolla. b) Colocación de los dispositivos ADAS en el marco (Cortesía de EMRSA, citado en Colunga, 2003)	8
Figura 1.8 a) Edificio Monterrey. b) Colocación de los dispositivos ADAS en el edificio (Cortesía de EMRSA, citado en Colunga, 2003)	8
Figura 1.9 a) Amortiguador colocado en un contraventeo chevrón b) Amortiguador colocado en una diagonal simple (Pasquin et al. 2004)	9
Figura 1.10 a) Edificio existente. b) Colocación de los disipadores metálicos. c) Disipadores colocados en los contravientos (Shao, et al., 2006)	10
Figura 1.11 a) El Centro de Operaciones del Área Norte de Pacific Bell durante su construcción b) Instalación de los amortiguadores. Imágenes cortesía de Taylor Devices, inc, citado en (Constantinou, <i>et al.</i> , 1998)	11
Figura 1.12 (a) Fachada del edificio Woodland. (b) Amortiguadores en el contraviento chevrón. Imágenes cortesía de Taylor Devices, inc, citado en (Constantinou, <i>et al.</i> , 1998)	11
Figura 1.13 a) Disipadores viscosos que se colocaron. b) Disipador en brazo metálico. (Taylor y Katz, s.f.)	12
Figura 1.14 Espectros de respuesta de los sismos de Manzanillo y Puebla.	13
Figura 1.15 Espectros de desplazamiento de los sismos de Manzanillo y Puebla	13
Figura 1.16 Geometría de un aislador elastomérico (Recuperado de http://www.sismica.cl/?portfolio=aisladores-elastomericos-si)	14
Figura 1.17 Curva de histéresis bilineal. Modificada de AAHSTO, 1999, citado en (Buckle, <i>et al.</i> , 2006)	15
Figura 1.18 Corte de un LRB en (Buckle, <i>et al.</i> , 2006)	15
Figura 1.19 Apoyo elastomérico de alto amortiguamiento (Rico y Chio, 2012)	16
Figura 1.20 Partes del péndulo de fricción (Genatios y Lafuente, 2016)	17
Figura 1.21 Fuerzas que actúan en el aislador (Buckle, <i>et al.</i> , 2006)	17
Figura 1.22 a) Aislador con núcleo de plomo instalado en el primer rascacielos aislado en Tokio, Japón. b) Casa aislada con 2 aisladores deslizantes y 4 aisladores de alto amortiguamiento. c) Aislador de alto amortiguamiento (Martelli y Forni, 2010)	18
Figura 1.23 Aisladores que se colocaron en el City Hall en Oakland. Recuperado de http://www.forell.com/projects/historic-renovation/oakland-city-hall-seismic-rehabilitation/	18
Figura 1.24 Centro de Comunicaciones de Emergencia 911 b) Aisladores en la base del edificio (Martelli y Forni, 2010)	19
Figura 2.1 Distribución en planta. Modificado de (Aguilar, <i>et al.</i> , 1996)	20

Figura 2.2. Alzado del edificio. Modificado de (Aguilar, et al., 1996).	21
Figura 2.3 Vista en 3D del edificio en ETABS	22
Figura 3.1 (a) Modo 1 del edificio en dirección transversal. (b) Modo 2 torsión alrededor de Z. (c) Modo 3 rotación en X acoplado con desplazamiento en la dirección transversal. (d) Modo 4 es el primer modo en la dirección longitudinal acoplado con rotación en X y Y. (e) Modo 5 es el segundo modo en dirección longitudinal acoplado con rotación.	26
Figura 3.2 Acelerogramas de la estación SCT.	27
Figura 3.3 Espectros de respuesta de la estación SCT	28
Figura 3.4 Acelerogramas correspondientes a la estación SCT.	28
Figura 3.5 Espectros correspondientes a la estación SCT	29
Figura 3.6 Estaciones más cercanas y la estación SCT. Las estaciones que se eligieron aparecen marcadas con rojo. Recuperado de: (https://www.sismosmexico.org/)	30
Figura 3.7 Desplazamientos del edificio bajo los sismos de 1985 y 2017 en las dos direcciones....	31
Figura 3.8 Desplazamiento de entrepiso en dirección N-S y E-O para el sismo de 1985 y 2017.....	32
Figura 3.9 Espectro de respuesta de los sismos de 1985 y 2017	32
Figura 3.10 Distorsiones en el tiempo.	33
Figura 3.11 Distorsiones de entrepiso.	33
Figura 3.12 Vista en elevación de la ubicación de las columnas C26 y C34	34
Figura 3.13 Fuerza cortante en el tiempo de la columna C26	35
Figura 3.14 Fuerza cortante de entrepiso	35
Figura 3.15 Momentos máximos en el tiempo	36
Figura 3.16 Carga axial en el tiempo	36
Figura 3.17 Desplazamientos para la componente N-S	38
Figura 3.18 Distorsiones para la componente N-S	40
Figura 3.19 Fuerza cortante. Componente N-S	40
Figura 3.20 Momento flexionante en la columna. Componente N-S.	41
Figura 3.21 Fuerza axial sin considerar los valores de carga muerta ni viva	42
Figura 3.22 Fuerza axial considerando los valores de carga muerta y viva	42
Figura 4.1 Distintas configuraciones de los contravientos. (Tsai, et al., 2004) citado en (Tsions, et al., 2014).	44
Figura 4.2 Detalles del encamisado de las columnas de borde. Modificado de (Aguilar, et al., 1996)	45
Figura 4.3 a) Ubicación en planta de los contravientos. b) Elevación del eje 6, los contravientos se colocaron en toda la altura del edificio, (Aguilar, et al., 1996)	46
Figura 4.4 Detalle del contraviento formado por dos ángulos, (Aguilar, et al., 1996)	46
Figura 4.5 Encamisado con placa de las columnas de borde. Detalle de columna para el modelo en ETABS	47
Figura 4.6 Sección compuesta por dos ángulos	47
Figura 4.7 Modelado final del edificio.	48
Figura 4.8 Desplazamientos en dirección N-S	51
Figura 4.9 Espectros de respuesta y periodo fundamental del edificio reforzado	51
Figura 4.10 Distorsiones en dirección N-S.	52
Figura 4.11 Fuerza cortante actuante en la columna C26 del nivel 2, en dirección N-S.	53
Figura 4.12 Momento flexionante actuante en la columna C34 del nivel 1, en dirección N-S	53
Figura 4.13 Carga axial actuante en la columna C34 sin considerar la carga muerta ni viva	54

Figura 4.14 Carga axial actuante en la columna C34 considerando la carga muerta y viva	54
Figura 4.15 Espectros de respuesta donde se muestran los periodos del edificio original y reforzado	55
Figura 4.16 Desplazamientos de las estaciones del edificio original y el promedio de los desplazamientos del edificio reforzado	56
Figura 4.17 Distorsiones de las estaciones del edificio original y el promedio de las distorsiones del edificio reforzado	57
Figura 4.18 Fuerzas cortantes de las estaciones del edificio original y el promedio de las fuerzas cortantes del edificio reforzado	57
Figura 4.19 Momentos flexionantes de las estaciones del edificio original y el promedio de los momentos del edificio reforzado	58
Figura 4.21 Carga axial de las estaciones del edificio original y el promedio de la carga axial del edificio reforzado sin considerar la carga muerta ni viva.....	59
Figura 4.22 Carga axial de las estaciones del edificio original y el promedio de la carga axial del edificio reforzado considerando la carga muerta y viva.....	59
Figura 5.1 Configuración de los disipadores en el edificio. Eje 1	62
Figura 5.2 Desplazamientos obtenidos con el promedio de los valores de k, considerando c variable y α constante.....	63
Figura 5.3 Valores obtenidos con el promedio de los desplazamientos con los valores de α , k constante y c variable.....	63
Figura 5.4 Valores obtenidos con el promedio de los desplazamientos para los valores de c.....	64
Figura 5.5 Configuración en X de los disipadores en el eje 1	65
Figura 5.6 Historia en el tiempo de los desplazamientos en el nivel seis del edificio. a) Desplazamiento del edificio original, reforzado con contravientos y disipadores. b) Edificio únicamente con disipadores y contravientos	66
Figura 5.7 Historia en el tiempo de los desplazamientos	67
Figura 5.8 a) Ciclo histerético con $c=1000$ kg-cm/s. b) Ciclo histerético con $c=30000$ kg-cm/s. c) Ciclo histerético con $c=50000$ kg-cm/s.....	67
Figura 5.9 Ciclos histeréticos con $c=1000$ kg-cm/s, $c=30000$ kg-cm/s y $c=50000$ kg-cm/s	68
Figura 5.10 Desplazamientos para $c=50000$ kg-cm/s	68
Figura 5.11 a) Distorsiones de entrepiso de las seis estaciones que se estudian. b) Promedio de las distorsiones del edificio original, reforzado con contravientos y reforzado con disipadores	70
Figura 5.12 Fuerzas cortantes de las seis estaciones del edificio reforzado con disipadores y contravientos.....	71
Figura 5.13 Valores de los momentos flexionantes actuantes considerando un valor de $c=50000$ kg-cm/s. Los gráficos con puntos representan los promedios	72
Figura 5.14 b) Fuerzas de tensión	74
Figura 5.15 a) Fuerzas de compresión	74
Figura 5.16 b) Fuerzas de compresión que sin considerar la carga muerta y viva eran fuerzas de tensión	75
Figura 5.17 Valores máximos de las fuerzas que actúan en los disipadores. Las gráficas en gris corresponden a los valores en compresión y las rojas en tensión	75
Figura 5.18 Distribución de energías a) edificio original b) edificio con contravientos c) edificio con disipadores de energía.....	76

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Periodos del edificio con y sin cajón de cimentación	23
Tabla 3.1 Propiedades dinámicas del edificio	25
Tabla 3.2 Participación de los primeros doce modos de vibrar	25
Tabla 3.3 Estaciones más cercanas al edificio.....	30
Tabla 3.4 Desviación estándar y coeficiente de variación por nivel para todas las estaciones.....	39
Tabla 3.5 Desviación estándar y coeficiente de variación para las estaciones de Alameda, Escuela Secundaria Técnica No. 2, Balderas, Tlatelolco, Venustiano Carranza y SCT	39
Tabla 3.6 Distorsiones de entrepiso	40
Tabla 4.1 Propiedades dinámicas del edificio	49
Tabla 4.2 Participación de las masas de los primeros doce modos.....	49
Tabla 4.3 Promedio de desplazamientos, desviación estándar y coeficiente de variación	50
Tabla 4.4 Promedio de desplazamientos, desviación estándar y coeficiente de variación en dirección N-S.....	52
Tabla 5.1 Valores que se utilizaron en el análisis paramétrico.....	61
Tabla 5.2 Desplazamiento, desviación estándar y coeficiente de variación para diferentes valores de c	69
Tabla 5.3 Límites de las distorsiones de entrepiso (VISION, 2000).....	70
Tabla 5.4 Límites de las distorsiones de entrepiso FEMA 356 (2000)	70
Tabla 5.5 Límite de las distorsiones relacionadas con varios niveles de daño (Ghobarah, 2004)....	71
Tabla 5.6 Valores de la fuerza cortante obtenidos para las estaciones en estudio y con diferentes valores de c	72
Tabla 5.7 Momentos actuantes de las estaciones que se estudiaron	73
Tabla 5.8 Porcentajes de disminución de la respuesta para los dos refuerzos	77

INTRODUCCIÓN

Los eventos sísmicos son fenómenos que siempre ocurrirán en nuestro planeta y que dejan numerosas afectaciones; la más destructiva, sin duda, es el colapso de la infraestructura. Por este motivo, la ingeniería civil ha ido evolucionando y modificando el diseño de las estructuras. Como parte de esta evolución se han implementado nuevos métodos de diseño para reducir la respuesta de las estructuras y se han adaptado nuevos elementos para mejorar la respuesta de las construcciones, como el control sísmico. Dentro de los mecanismos de control sísmico se encuentran los disipadores de energía cuya función es ayudar a la estructura a liberar la energía de entrada cuando ocurre un sismo, de modo que la energía disipada por la estructura resulta ser mucho menor, como consecuencia de este cambio las deformaciones y elementos mecánicos se reducen y se evita el daño en los elementos de la estructura.

En la primera parte de esta investigación se describen dos de las técnicas de control sísmico de tipo pasivo: disipadores de energía y aisladores de base. Se mencionan las características más importantes de estos sistemas y se muestran algunos ejemplos de aplicación.

Posteriormente, se describen las características de un edificio existente que se vio sujeto al sismo de 1985. Se hace una breve descripción del edificio, de los daños que tuvo durante el sismo de 1985 y se describen las características del modelo realizado en el programa ETABS 2016.

En el tercer capítulo se realizó un análisis modal para determinar el periodo fundamental, los modos de vibrar y frecuencias del edificio. Se realizó un análisis lineal en la historia del tiempo para conocer los efectos de los sismos del 19 de septiembre de 1985 y del 19 de septiembre del 2017 en el edificio original, es decir sin ningún tipo de refuerzo. Para el sismo de 1985 se usó el registro de la estación SCT por ser la única estación disponible en ese año en el mismo tipo de suelo en el que se localiza el edificio, además del registro de la SCT y para el sismo del 2017 se utilizaron los registros obtenidos de las estaciones acelerográficas de seis estaciones ubicadas a una distancia menor de 3 km del edificio y localizadas en la misma zona sísmica. Los acelerogramas se obtuvieron de las bases de datos del Instituto de Ingeniería de la UNAM y del Centro de Investigación y Registro Sísmico (CIRES). Para evaluar el comportamiento del edificio se obtuvieron las respuestas que están ligadas a los daños que puede experimentar el edificio: desplazamientos, derivas de entrepiso, fuerza cortante, momento flexionante y carga axial en las columnas.

En el capítulo cuatro se describen las características del método de refuerzo que se adoptó en el edificio original después del sismo de 1985. Se describe el modelo numérico del refuerzo en ETABS y se realiza un análisis modal para conocer las propiedades dinámicas del edificio reforzado con contravientos. Finalmente se hace un análisis lineal con los registros de los sismos de 1985 y 2017 que se usaron en el análisis del edificio original, para evaluar el comportamiento del edificio con las mismas respuestas que se obtuvieron en el edificio original.

En el último capítulo se hace un análisis lineal con el edificio reforzado mediante una técnica de refuerzo innovadora, que consiste en el uso de disipadores de energía de tipo viscoso. En primer lugar, se realiza un estudio paramétrico para conocer el efecto de las variables de la ecuación general de los disipadores viscosos en la respuesta del edificio. A partir del análisis paramétrico se determinaron los valores de los coeficientes que provocan las menores respuestas. Posteriormente se realiza el modelo del edificio con disipadores en ETABS y se obtienen las respuestas que se obtuvieron con el edificio original y reforzado con contravientos; además, se obtienen los ciclos histeréticos del disipador, se obtienen las fuerzas de los disipadores y se realiza el balance energético del edificio. Se hace una comparativa de la eficiencia del edificio usando contravientos y disipadores de energía viscosos.

CAPÍTULO UNO

SISTEMAS DE AISLAMIENTO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA

1.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Durante años las estructuras han sufrido importantes daños ocasionados por los sismos. Miles de pérdidas se registran después de un evento sísmico considerable. Tradicionalmente, se ha adoptado un método de diseño en el cual las estructuras liberan la energía que el sismo transmite mediante el daño controlado de sus elementos, sin embargo, esta metodología de diseño no ha sido suficiente para evitar las grandes pérdidas que se registran cada vez que se presenta un movimiento telúrico. Debido a esto es que en los últimos años se han adoptado, cada vez más, el uso de los sistemas de control sísmico como son los sistemas de aislamiento de base y disipación de energía.

Existen diversos mecanismos de control sísmico que se han utilizado en el mundo, para efectos de este trabajo de investigación solo se describirán los que forman parte de los clasificados como pasivos, llamados así porque no necesitan de alguna fuente alterna de energía para funcionar. Dentro de esta clasificación se encuentran los aisladores base y sistemas de disipación de energía.

Los sistemas de aislamiento se basan en el concepto de desacoplar la superestructura de los movimientos del suelo o de la subestructura mediante el uso de mecanismos con muy poca rigidez horizontal, evitando así que la energía del sismo sea transmitida directamente a la estructura. Debido a que los aisladores poseen poca rigidez, el periodo de la estructura se aumenta considerablemente con respecto al periodo de la estructura sin aislamiento; a su vez, este resulta ser mayor que el periodo del suelo. Es decir, la respuesta de la estructura se reduce. En la figura 1 se muestra el espectro de diseño de las normas AASHTO (1999) para suelo tipo II con el 5% de amortiguamiento. Se ve que el periodo aumenta de 0.5 a 1.5 y la aceleración disminuye de 2.5 a 1.

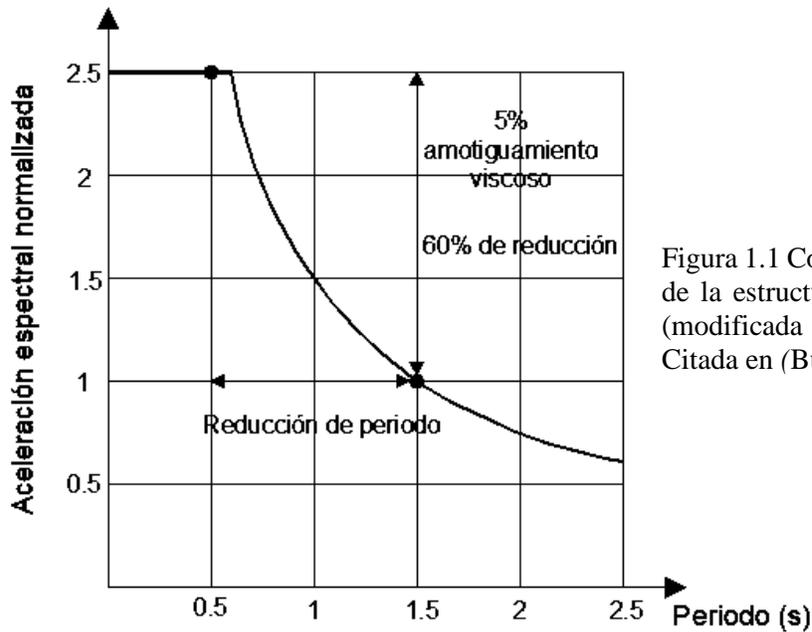


Figura 1.1 Comparación de la respuesta de la estructura sin y con aislamiento (modificada de AAHSTO, 1999) Citada en (Buckle, *et al.*, 2006)

Debido a que los aisladores son flexibles los desplazamientos de la superestructura se incrementan, por esta razón es que se en muchas aplicaciones se usan en conjunto con disipadores de energía.

Los disipadores de energía son dispositivos que se colocan en puntos estratégicos para ayudar a la estructura a disipar la energía de entrada del sismo y así proteger a los elementos que la conforman.

1.2 DISIPADORES DE ENERGÍA

Para entender cómo funcionan estos mecanismos, se utiliza el concepto de energía.

Cuando ocurre un evento sísmico, las estructuras esencialmente liberan la energía proveniente del sismo mediante otros tipos de energía como lo describe la siguiente ecuación:

$$E_E = E_c + E_{El} + E_A + E_{In}$$

Donde:

E_E = Energía entrada proveniente del sismo

E_c = Energía cinética

E_{El} = Energía liberada a través de las deformaciones de los miembros de la estructura

E_A = Energía disipada a través del amortiguamiento inherente del sistema estructural

E_{In} = Energía que se libera debido a la deformación inelástica de los elementos de la estructura

El conjunto de todas las energías debe ser igual a la energía proveniente del sismo.

Como ya se mencionó, el diseño tradicional de las estructuras en México y parte del mundo consiste en disipar cierta parte de la energía mediante las deformaciones inelásticas que se ocasionan. El propósito de añadir un mecanismo adicional a la estructura, es ayudar a disipar gran parte de la energía proveniente del movimiento a través de la adición de amortiguamiento al sistema, evitando que los elementos de la estructura sufran daños irreparables o el colapso. De este modo, la ecuación se transforma de la siguiente manera:

$$E_E = E_c + E_{El} + E_A + E_{In} + E_D$$

Donde:

E_E = Energía entrada proveniente del sismo

E_c = Energía cinética

E_{El} = Energía liberada a través de las deformaciones de los miembros de la estructura

E_A = Energía disipada a través del amortiguamiento inherente del sistema estructural

E_{In} = Energía que se libera debido a la deformación inelástica de los elementos de la estructura

E_D = Energía que disipa el amortiguador

Se añade otro miembro que representa la energía que libera el disipador, que resulta en la disminución de energía de los otros miembros de la ecuación.

Los disipadores se clasifican según su comportamiento en dependientes del desplazamiento y dependientes de la velocidad. En el primer grupo se encuentran los disipadores histeréticos y en el segundo los de fluidos viscosos. Un tercer grupo lo forman los disipadores viscoelásticos que son dependientes del desplazamiento y la velocidad.

1.2.1 Disipadores histeréticos o dependientes del desplazamiento

Son aquellos en los que la fuerza en el amortiguador o su fuerza resistente depende solo de la magnitud del desplazamiento en el dispositivo y puede depender también de la dirección del movimiento (Symans, *et al.*, 2008). Estos mecanismos trabajan a través de ciclos de desplazamientos inelásticos.

Dentro de los disipadores de tipo histórico se encuentran los disipadores metálicos y los disipadores por fricción. Los primeros son dispositivos que disipan la energía mediante la plastificación de un metal a través de esfuerzos de flexión, corte y/o torsión. El material que

más se ha usado es el acero debido a su buen comportamiento. Los disipadores metálicos añaden amortiguamiento y rigidez a la estructura. En la figura 1.2 se muestran los ciclos histeréticos de este tipo de dispositivo.

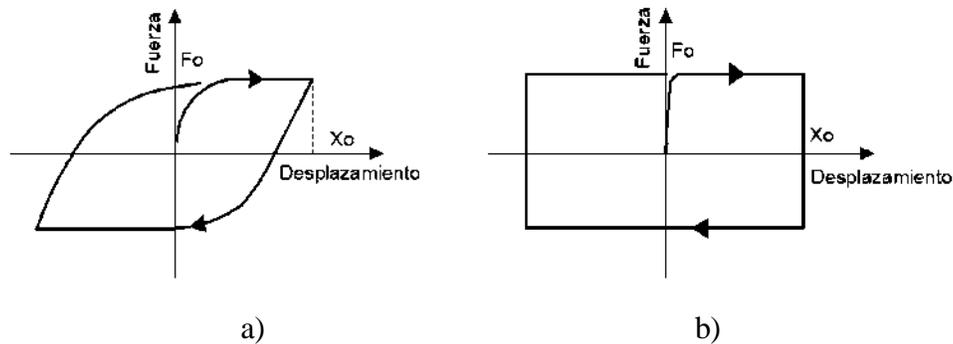


Figura 1.2 Ciclos histeréticos. a) Disipador metálico. b) Disipador por fricción (C. Constantinou, *et al.*, 1998)

Algunas de las ventajas de los disipadores metálicos son: su proceso de instalación es fácil; presenta un comportamiento inelástico estable; es insensible ante los cambios de temperatura. Su principal desventaja es que la energía del sismo se concentra en los dispositivos, de manera que al término del evento se tienen que reemplazar.

Uno de los dispositivos más conocidos es el denominado ADAS por sus siglas en inglés “Added Damping, Added Stiffness”. Está formado por placas de acero en paralelo en forma de reloj de arena que son unidas con pernos en los extremos a dos placas. El dispositivo se conecta en la parte superior con el marco y en la parte inferior generalmente se conecta a los contravientos con forma de V invertida (chevrón). Cuando el sismo llega a la estructura, en el dispositivo se generan esfuerzos por el desplazamiento relativo en sus extremos, es así que las placas fluyen y la energía se disipa. En la imagen siguiente se muestra el comportamiento del disipador en un sismo.

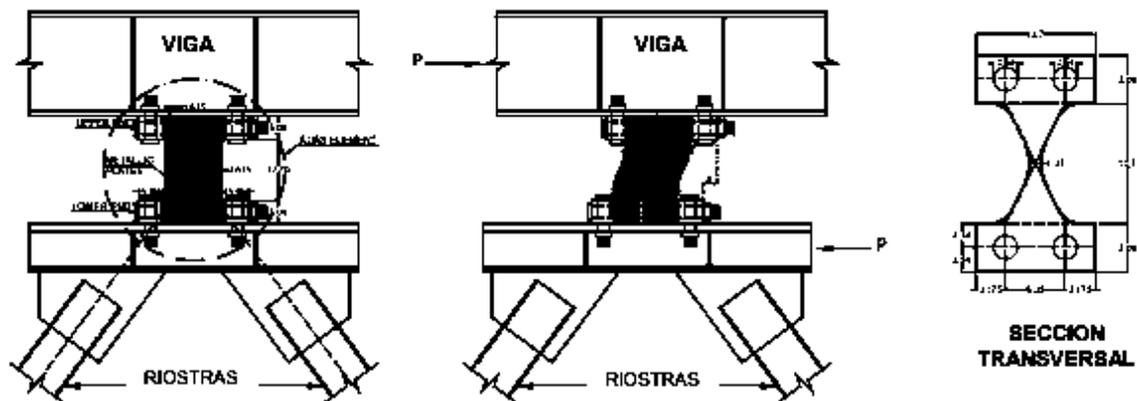


Figura 1.3 Comportamiento del amortiguador ADAS durante un terremoto (Sajjadi Alehashem, *et al.*, 2008)

Los disipadores por fricción liberan la energía del sismo mediante la fricción que ocurre al deslizarse dos superficies sólidas en contacto.

Son de tipo histerético y se activan mediante los desplazamientos en el disipador. Como se muestra en la figura 1.3b el comportamiento histerético idealizado de este mecanismo es de forma rectangular para cualquier amplitud de carga que se aplique. Además, los ciclos son largos lo que permite liberar grandes cantidades de energía.

Pese que hay muchos dispositivos que usan la fricción como fuente principal de disipación, muchos de ellos se basan en la fricción generada por dos superficies de contacto o fricción seca. Según Coulomb se basa en las siguientes hipótesis:

1. La fuerza total de fricción que se puede desarrollar es independiente de la aparente superficie de contacto.
2. La fuerza total de fricción que se puede desarrollar es proporcional a la fuerza total actuante en la superficie de contacto.
3. La fuerza total de fricción en velocidades relativamente bajas es independiente de esa velocidad.

Por lo tanto, la fuerza de fricción antes y durante el deslizamiento es:

$$F_t = \mu F_n \quad (1)$$

Donde F_t es la fuerza de fricción, F_n es la fuerza normal y μ es el coeficiente de fricción.

Sin embargo, no todos los casos son así de simples, puesto que el coeficiente μ no solo depende de los materiales deslizantes, sino también de las condiciones actuales de la interfaz de contacto. Por tal motivo, μ no debe tomarse como una constante (Constantinou, *et al.*, 1998).

El mecanismo que se muestra en la figura 1.4 fue desarrollado por Pall y Marsh en 1982. El disipador está formado por dos diagonales en X, en su punto de intersección se conectan con elementos verticales y horizontales que aseguran que, cuando una diagonal comience a deslizarse la otra lo hará simultáneamente generando así fricción al desplazarse una sobre la otra, y de esta forma se disipa la energía. En la figura 1.4 se muestra la configuración de este mecanismo en un contraviento.

Están diseñados para no deslizarse ante cargas de servicio ni sismos moderados. Cuando ocurre un sismo severo, el dispositivo se activa antes de que algún otro miembro estructural se plastifique, de este modo la estructura se mantiene elástica o al menos la plastificación se retrasa hasta un sismo de mayor magnitud (Pasquin, *et al.*, 2002).

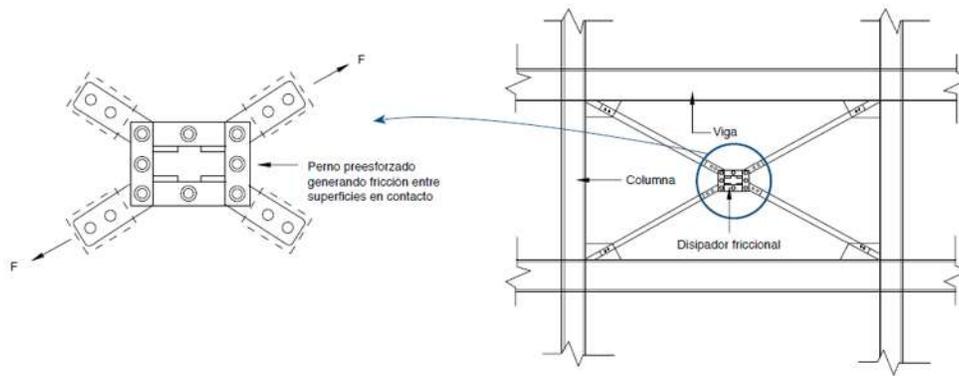


Figura 1.4 Dispositivo Pall colocado en un contraviento (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011)

Otro tipo de amortiguador por fricción es el “Slotted Bolted Connection” que consiste en dos placas exteriores conectadas a una placa principal por medio de pernos en agujeros que permiten el movimiento. La energía se disipa cuando la fuerza axial en el disipador vence la fuerza de fricción proveída por la fuerza de sujeción de los pernos, el sistema se desliza disipando energía. Se pueden utilizar materiales especiales en las superficies de fricción para promover un coeficiente de fricción estable (Symans et al., 2008)

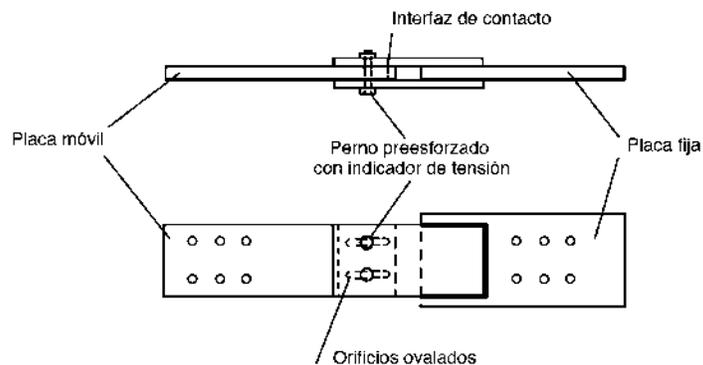


Figura 1.5 Configuración del dispositivo SBC (Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción, 2011)

1.2.2 Disipadores viscosos o dependientes de la velocidad

En el segundo grupo de disipadores se encuentran los disipadores dependientes de la velocidad que son los disipadores de fluido viscoso. Estos mecanismos disipan la energía mediante el flujo forzado de un líquido viscoso.

Uno de los más conocidos disipadores viscosos es el TDVD (Taylor Fluid Viscous Dampers) fabricado por la empresa Taylor Devices Inc. Este mecanismo está formado por un cilindro hueco en el cual entra y sale un pistón. Dentro del cilindro hay cámaras que contienen un

líquido que suele ser silicona. Cuando el pistón se mueve dentro del cilindro obliga al líquido a pasar de una cámara a otra mediante los orificios en la cabeza del pistón. Se cuenta con un acumulador para nivelar las diferencias de presiones en las cámaras. En la imagen 1.6 se muestra la configuración de este dispositivo.

Este dispositivo disipa la energía mediante el calor que se produce en el líquido y las partes del amortiguador mediante el flujo. El calor se transfiere al medio ambiente por mecanismos de transporte como conducción y convección (Taylor y Constantinou, 2000).

Aunque estos mecanismos son llamados de fluidos viscosos, la viscosidad del líquido es relativamente baja, el término se refiere al comportamiento macroscópico del amortiguador que es esencialmente igual a aquellos amortiguadores lineales o no lineales ideales, donde la fuerza resistente está directamente relacionada con la velocidad (Symans, *et al.*, 2008)

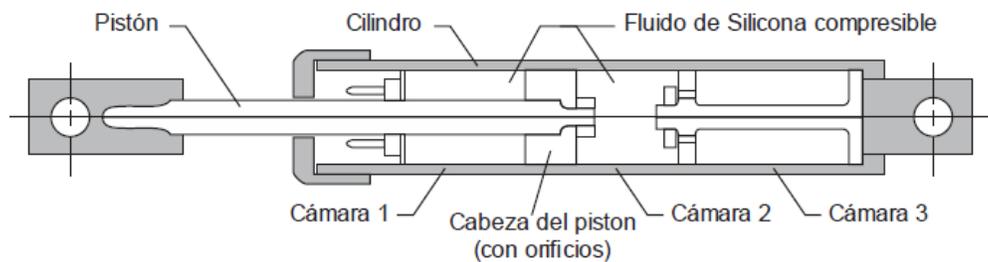


Figura 1.6 Configuración del amortiguador viscoso tipo Taylor (Villarreal y Díaz, 2016)

1.3 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

1.3.1 Disipadores ADAS

El condominio La Jolla ubicado en la costera de la bahía de Acapulco consiste en tres torres de 28 niveles cada uno (figura 1.7 a). Como parte del diseño inicial de estos edificios se utilizaron amortiguadores tipo ADAS. El diseño es a base de marcos de acero donde en algunas crujías se añadieron los disipadores en contravientos tipo chevrón.

Otro proyecto en el que se usaron los disipadores metálicos fue en la reestructuración del edificio Torre Monterrey en la Ciudad de México (figura 1.8). El edificio tiene 13 niveles más un sótano y se basa en marcos de concreto reforzado en las dos direcciones. El edificio sufrió daños en los sismos de los años noventa y tenía problemas con desplazamientos, por lo que se decidió utilizar dispositivos ADAS para aumentar su rigidez y agregar amortiguamiento.



Figura 1.7 a) Condominio La Jolla. b) Colocación de los dispositivos ADAS en el marco
(Cortesía de EMRSA, citado en Colunga, 2003)

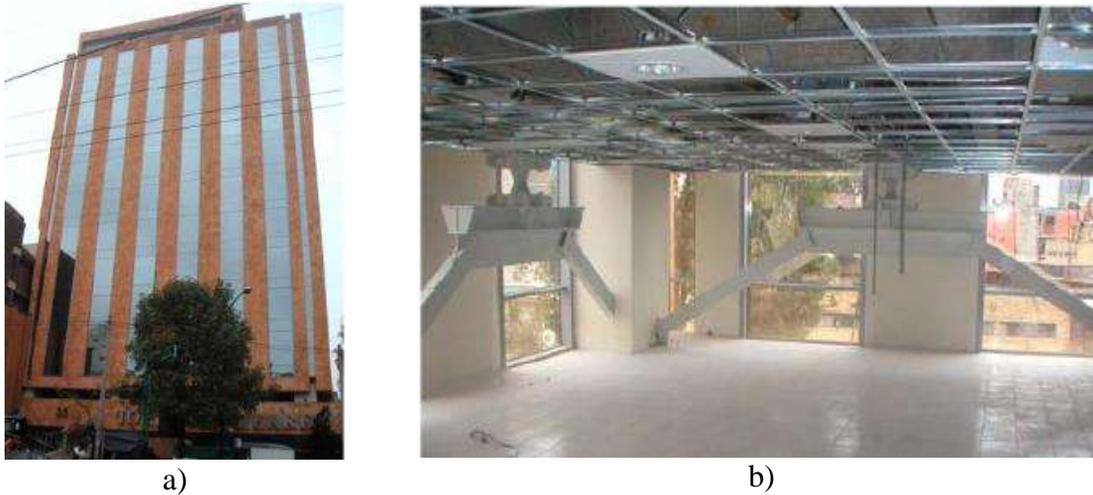


Figura 1.8 a) Edificio Monterrey. b) Colocación de los dispositivos ADAS en el edificio
(Cortesía de EMRSA, citado en Colunga, 2003)

1.3.2 Disipadores Pall

Los amortiguadores por fricción tipo Pall se han usado en países como Estados Unidos, Canadá, China, Colombia, India, Indonesia, Irán, Israel, Filipinas y México, según la empresa (Pall y Pall, 1996).

Una de sus numerosas aplicaciones es en el edificio Eaton de diez niveles ubicado en Montreal, Canadá (Figura 1.9). En el año 2000 el dueño decidió rehabilitarlo y renovarlo debido a que no resistía las fuerzas sísmicas laterales especificadas en el Código Nacional de

Construcción de Canadá de 1995. Se determinó que el uso de los amortiguadores por fricción tipo Pall en contravientos era la mejor solución, pues se necesitaba la adición de amortiguamiento y rigidez a la estructura. Se colocó el refuerzo en todas las plantas para eliminar la sobrecarga en algunas columnas y en la cimentación, de esta manera no se necesitó reforzar la cimentación. La gran disipación de energía que logra este dispositivo compensa la poca ductilidad y evita que los elementos de la estructura se dañen. Se instalaron un total de 161 amortiguadores en el edificio Eaton. (Figura 1.9) (Pasquin et al. 2004).



Figura 1.9 a) Amortiguador colocado en un contraventeo chevrón b) Amortiguador colocado en una diagonal simple (Pasquin et al. 2004)

Se utilizaron disipadores de fricción en un edificio de 14 niveles con un pódium rígido de dos niveles (figura 1.10 a). El edificio tiene losas planas de concreto soportadas por muros de cortante curvos y en el interior por núcleos de muros de corte. La losa reticular del pódium (nivel 1-2) se apoya en muros de cortante en el interior y en el perímetro, las columnas en el exterior soportan los muros de cortante. En los niveles 3-5 los muros interiores se transfieren a columnas de concreto lo que da lugar a una planta flexible, para evitar este problema se colocaron en 8 crujeías contravientos metálicos postensados apoyados en las columnas, 4 en cada sentido, en la planta flexible.

Se decidió que la mejor opción para solucionar el problema era la implementación de disipadores metálicos en contravientos en X en conjunto con columnas más gruesas y muros de corte en el exterior del podio. Se colocaron 12 crujeías con dos disipadores en cada crujeía (figura 1.10 b y 1.10 c).

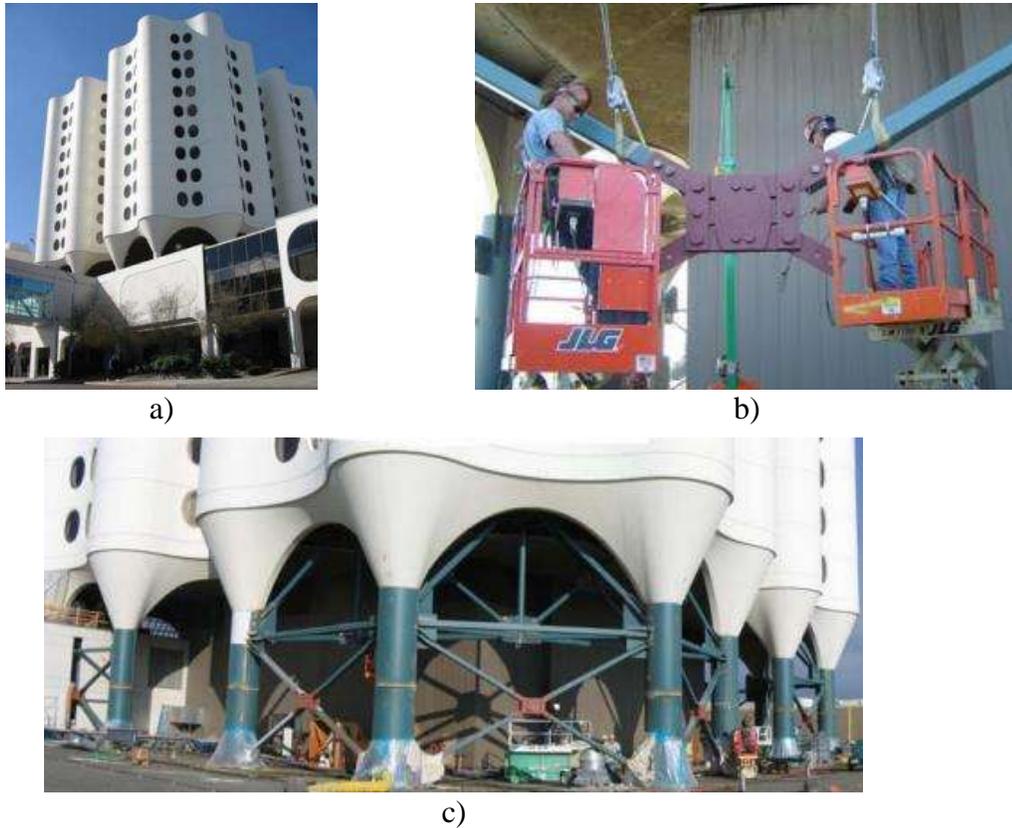


Figura 1.10 a) Edificio existente. b) Colocación de los disipadores metálicos. c) Disipadores colocados en los contravientos (Shao, *et al.*, 2006)

1.3.3 Disipadores Taylor

En Sacramento, California, fueron utilizados amortiguadores viscosos de Taylor en las tres plantas del Centro de Operaciones del Área Norte de Pacific Bell que se muestra en la figura 1.11 en construcción. Es necesario mitigar los efectos del sismo debido a que es un edificio que sirve de central del '911' y debe permanecer funcional después de un fenómeno catastrófico. Para lograr este objetivo se colocaron en total 62 amortiguadores en cada planta con una capacidad de 130 kN y un desplazamiento de ± 50 mm instalados dentro del marco de metal reforzado como se muestra en la figura 1.11. Este sistema fue distribuido en toda la estructura logrando suficiente amortiguamiento para que la respuesta de los marcos se mantenga en el intervalo elástico aún con un sismo de máxima magnitud. (Constantinou, *et al.*, 1998).



a)



b)

Figura 1.11 a) El Centro de Operaciones del Área Norte de Pacific Bell durante su construcción
b) Instalación de los amortiguadores. Imágenes cortesía de Taylor Devices, inc, citado en (Constantinou, *et al.*, 1998)

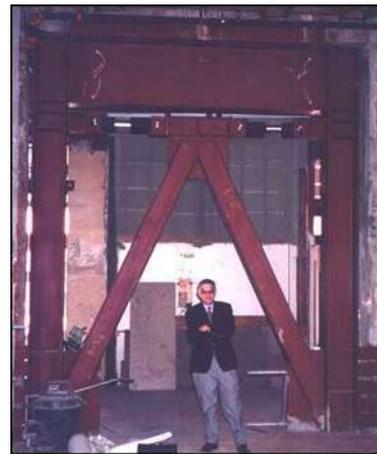
En el hotel Woodland en California se usaron disipadores de fluidos viscosos para el mejoramiento del hotel.

Como es un hotel histórico, el propietario deseaba cambios mínimos en la apariencia del edificio.

Debido a que el edificio tenía planta baja flexible, el mejoramiento implicó la colocación de los amortiguadores en contravientos chevrón en vigas de acero secundarias. Se colocaron un total de 16 amortiguadores con una fuerza de salida de 45.4 t (figura 1.12).



a)



b)

Figura 1.12 (a) Fachada del edificio Woodland. (b) Amortiguadores en el contraviento chevrón. Imágenes cortesía de Taylor Devices, inc, citado en (Constantinou, *et al.*, 1998)

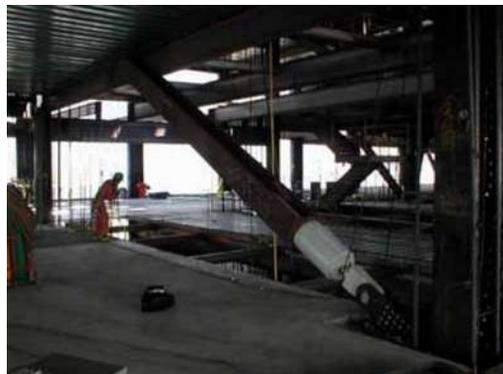
En el año 2002 se concluyó la construcción de la Torre Mayor, un edificio de 57 niveles ubicado en la Ciudad de México. En ese año era el edificio más alto de Latinoamérica, y el

primer edificio de gran altura en usar amortiguadores viscosos como su principal mecanismo de disipación de energía.

Se colocaron en total 98 disipadores viscosos, de los cuales 24 son grandes amortiguadores con una fuerza de salida de 570 t que se colocaron en los muros más grandes del edificio mediante brazos metálicos, 74 son disipadores más pequeños colocados en los muros de menor tamaño con una fuerza de salida de 280 t. En la figura 1.13a se muestra el tamaño de los dos tipos de disipadores colocados y en la figura 1.13b se muestra el amortiguador colocado en el brazo metálico. (Taylor y Katz, s.f.).



a)



b)

Figura 1.13 a) Disipadores viscosos que se colocaron. b) Disipador en brazo metálico. (Taylor y Katz, s.f.)

1.4 SISTEMAS DE AISLAMIENTO BASE

La idea principal de colocar un aislador de base en la estructura es desacoplar la estructura de la cimentación, o en el caso de un puente, la superestructura de la subestructura y así evitar que las fuerzas ocasionadas por el sismo se introduzcan a la estructura.

Esta técnica de control sísmico se ha usado para mejorar el desempeño de estructuras nuevas, así como una técnica de reforzamiento para estructuras ya existentes. La desventaja de implementar el aislamiento base como técnica de reparación en un edificio ya construido, es que se requiere levantar a la estructura de la cimentación para adicionar estos mecanismos, no obstante, su uso en puentes resulta más atractivo debido a que el procedimiento para desacoplar la superestructura de la subestructura es mucho más sencillo.

Se debe tener especial cuidado al momento de elegir el aislamiento de base puesto que no es eficiente para todos los casos y puede llegar incluso a ser contraproducente. Resulta adecuado el uso de aisladores para estructuras que están ubicados en suelos firmes, en los que las aceleraciones máximas se produzcan para periodos pequeños, mientras que, en suelos flexibles, en los que las aceleraciones máximas se alcanzan en valores de periodos altos, la respuesta se incrementa, en lugar de reducirse. Lo anterior se ilustra con los espectros de los

sismos de Manzanillo de 1995 y de Puebla del 2017. Como se ve en la figura 1.14, la aceleración máxima (a_1) en terrenos firmes como el de Manzanillo se reduce notablemente a la aceleración (a_2) aumentando el periodo de la estructura con el uso de aisladores. Por lo contrario, la aceleración máxima en terrenos suaves como el de la Ciudad de México se aumenta con el uso de estos dispositivos.

Los desplazamientos de las estructuras aumentan con la adición de los aisladores. Como muestra la figura 1.15, los desplazamientos para los dos tipos de terreno aumentaron. Es por esta razón que los aisladores de base se deben de implementar en conjunto con un sistema adicional de disipación de energía que ayude a disminuir los desplazamientos.

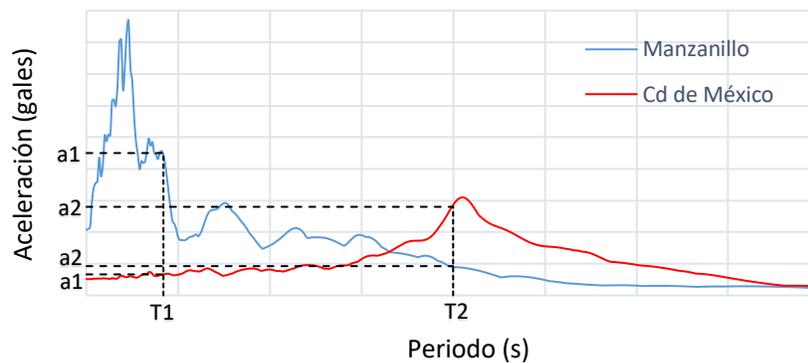


Figura 1.14 Espectros de respuesta de los sismos de Manzanillo y Puebla. Los valores a_1 y a_2 corresponden a la estructura sin y con aislar respectivamente

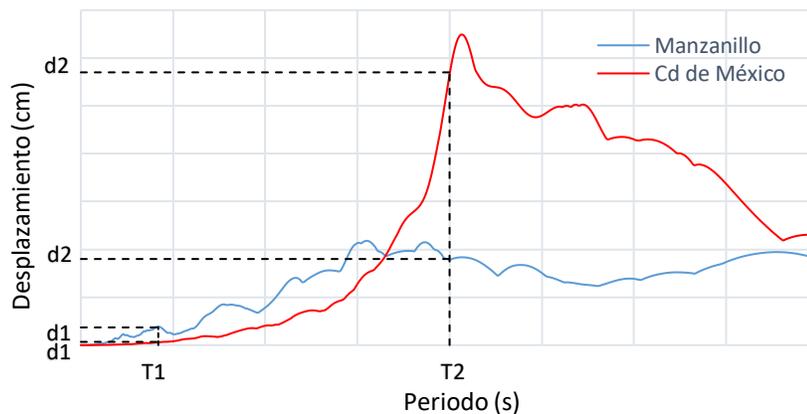


Figura 1.15 Espectros de desplazamiento de los sismos de Manzanillo y Puebla

Las características que debe cumplir un sistema de aislamiento son: resistencia bajo cargas verticales, flexibilidad bajo cargas horizontales y disipación de energía.

Una clasificación de estos sistemas consiste en aisladores con componentes elastoméricos y aisladores deslizantes o friccionantes.

1.4.1 Aisladores elastoméricos

Aisladores elastoméricos (RB)

Son los mecanismos más sencillos dentro de los aisladores de base. Consisten en delgadas capas de un material elastomérico que puede ser natural o sintético, por ejemplo, el hule natural, intercaladas con delgadas capas de metal. Las capas de metal proporcionan suficiente rigidez vertical para soportar el peso de la estructura, además, evitan que el material flexible se deforme en esa dirección, mientras que las capas de hule proporcionan la flexibilidad lateral a la estructura aislada. En la figura 1.16 se muestra un aislador elastomérico.



Figura 1.16 Geometría de un aislador elastomérico (Recuperado de <http://www.sismica.cl/?portfolio=aisladores-elastomericos-si>)

Debido a que este mecanismo tiene un amortiguamiento relativamente bajo, se usan en conjunto con dispositivos adicionales de disipación de energía.

La ventaja que ofrecen estos dispositivos son su fácil manufacturación, la simplicidad de su modelado y que su comportamiento mecánico no es afectado por cambios de temperatura, el historial de la carga o el paso de tiempo (Valerio, 2015).

Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Este tipo de aisladores de base presenta una configuración similar al RB con la adición de un núcleo de plomo en el centro del aislador. El núcleo es insertado en el apoyo con el fin de aumentar la disipación de energía y la rigidez horizontal bajo cargas de viento o vibraciones pequeñas. La figura 1.17 muestra la relación fuerza-desplazamiento bilineal de un aislador típico con disipador de energía incluido, donde el área sombreada (EDC) es la energía que se disipa en un ciclo de movimiento. Como el plomo es un material que tiene un comportamiento elasto plástico una vez que el núcleo fluye la rigidez del sistema será únicamente la del material elastomérico, presentando así una rigidez bilineal como se muestra en la figura 1.17. Siendo k_u la rigidez debida al plomo y k_d al material elastomérico.

Igual que en los apoyos elastoméricos, las capas de material flexible regresan al apoyo a su posición inicial después de que cesa la carga. El plomo se recristaliza después de la fluencia.

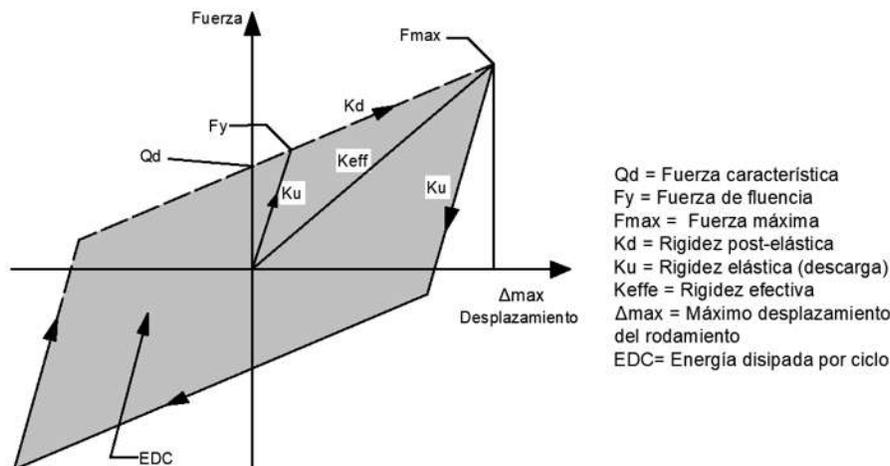


Figura 1.17 Curva de histéresis bilineal. Modificada de AAHSTO, 1999, citado en (Buckle, *et al.*, 2006)

En los aisladores con núcleo de plomo de sección circular, la combinación de las capas y el núcleo de plomo del aislador proporcionan alta rigidez lateral ante cargas de servicio en todas direcciones. Las capas de metal obligan al núcleo a deformarse por cortante ante una fuerza sísmica (figura 1.18). El núcleo fluye ante fuerzas relativamente bajas que son alrededor de 9 Mpa. Cuando la fluencia ocurre la rigidez lateral del aislador se reduce, así las capas del aislador se deforman fácilmente a cortante y con ello se alcanza la flexibilidad requerida para aumentar el periodo de la estructura (Buckle, *et al.*, 2006).

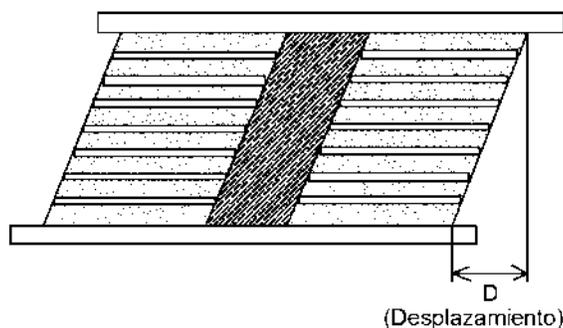


Figura 1.18 Corte de un LRB en (Buckle, *et al.*, 2006)

Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Es un aislador elastomérico similar al RB con mayor capacidad de disipar energía. El amortiguamiento se aumenta al incorporar a las capas de elastómero durante su fabricación, partículas de carbón, resinas o aceites. Para deformaciones por cortante de 100 % se logra un amortiguamiento alrededor del 10-20 % (Jara y Casas, 2002).

Estos aisladores presentan una elevada rigidez inicial que resulta ser beneficiosa para acciones de viento y sismos moderados.

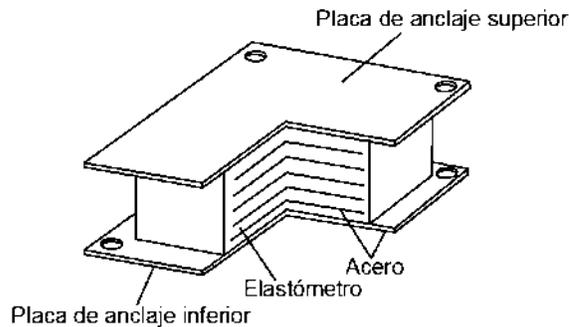


Figura 1.19 Apoyo elastomérico de alto amortiguamiento (Rico y Chio, 2012)

1.4.2 Aisladores deslizantes

El péndulo de fricción (FPS) consiste en una superficie cóncava, generalmente de acero inoxidable, que va conectada a la cimentación en la cual se desliza un péndulo de algún material de baja fricción articulado a la parte superior de la estructura (figura 1.20). Estos mecanismos tienen la ventaja de ser autocentrantes, es decir que regresan a su posición inicial gracias a su geometría y al peso de la estructura que actúa como fuerza restauradora. El amortiguamiento ocurre debido a la fricción entre las superficies de contacto y el periodo de la estructura depende del radio de curvatura de la superficie cóncava.

En la figura 1.21 se muestra un esquema de las fuerzas que actúan en el aislador. La resistencia ante fuerzas horizontales del aislador está dada por la resistencia a la fricción (F_f) y la fuerza restitutiva. La primera se da entre las superficies de deslizamiento y es igual al producto del coeficiente de fricción dinámica μ y la componente de la fuerza normal a la superficie cóncava.

$$F_f = \mu W \cos\theta \quad (2)$$

La segunda se produce por la componente tangencial del peso actuando en el aislador.

$$F_f = W \sin\theta \quad (3)$$

Si el desplazamiento D es pequeño comparado con el radio R , entonces:

$$\cos\theta = 1 \quad (4)$$

$$\sin\theta = \frac{D}{R} \quad (5)$$

Sustituyendo las ecuaciones 1.6 y 1.7 en 1.4 y 1.5 y sumando los resultados, la resistencia total del aislador ante fuerzas horizontales es:

$$F = \mu W + W \frac{D}{R} \quad (6)$$

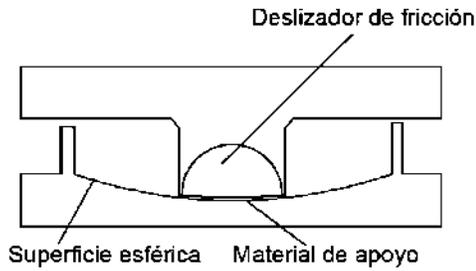


Figura 1.20 Partes del péndulo de fricción (Genatios y Lafuente, 2016)



Figura 1.21 Fuerzas que actúan en el aislador (Buckle, *et al.*, 2006)

1.5 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

1.5.1 Aisladores elastoméricos

Japón es el país líder en la aplicación de sistemas de control sísmico. Se han hecho numerosas aplicaciones de aisladores sísmicos en rascacielos, en conjuntos de edificios soportados por una misma estructura de concreto aislada, llamado suelo artificial y hasta en casas pequeñas.

En la figura 1.22 se muestra uno de los aisladores elastoméricos colocados al primer rascacielos de 84.7 m de altura aislado en Japón en el 2000, en conjunto se colocaron 99 amortiguadores elastoplásticos. En las figuras 1.21 b y c se muestra un ejemplo del aislamiento de base en casas.



a)



b)

Figura 1.22 a) Aislador con núcleo de plomo instalado en el primer rascacielos aislado en Tokio, Japón. b) Casa aislada con 2 aisladores deslizantes y 4 aisladores de alto amortiguamiento. c) Aislador de alto amortiguamiento (Martelli y Forni, 2010)



c)

Oakland City Hall es un edificio que tiene nueve plantas y una altura de 97.5 m. La estructura es de marcos de acero con muros de mampostería de tabique, granito y terracota. El edificio sufrió daño severo con el sismo de Loma Prieta de 1989. Debido a que es un edificio histórico, cualquier técnica de rehabilitación debe preservar la arquitectura interior. La mejor solución a la que se llegó fue la de implementar una técnica de aislamiento sísmico (figura 1.23). El edificio original tenía un periodo alrededor de 2 segundos y se redujo a 1.3 segundos mediante la adición de elementos de refuerzo a la torre y se acoplaron a armazones horizontales en el sótano para transferir el cortante al sistema de aislamiento. Se usaron 36 aisladores con núcleo de plomo y 75 aisladores elastoméricos (Kelly, 1996).

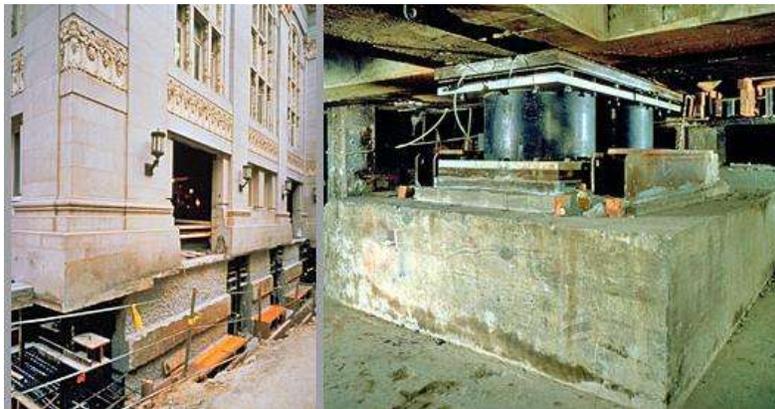


Figura 1.23 Aisladores que se colocaron en el City Hall en Oakland. Recuperado de <http://www.forell.com/projects/historic-renovation/oakland-city-hall-seismic-rehabilitation/>

También se instalaron aisladores elastoméricos en la construcción del Centro de Comunicaciones de Emergencia 911 en San Francisco, diseñado para soportar terremotos de magnitud $M= 8.3$.



a)



b)

Figura 1.24 Centro de Comunicaciones de Emergencia 911 b) Aisladores en la base del edificio (Martelli y Forni, 2010)

CAPÍTULO DOS

CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO

Algunos años más tarde del sismo del 19 de septiembre de 1985, un grupo de investigadores de la Universidad Autónoma Metropolitana y de la Universidad de Texas en Austin, realizaron un reporte sobre la rehabilitación de los edificios que sufrieron daños en la Ciudad de México (Aguilar, *et al.*, 1996). La meta del trabajo fue el poner a disposición la información reunida a una audiencia más grande y así proveer a los ingenieros estructurales un mejor entendimiento de la rehabilitación de los edificios para los futuros eventos sísmicos.

2.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio está ubicado en la zona del lago de la Ciudad de México, al este del centro de la ciudad, clasificada como Zona IIIb. Se construyó en 1974 y está destinado a oficinas. Tiene seis plantas, un sótano y un pent-house. La altura total del edificio es de 22 m y tiene un área aproximada de 460 m² en cada planta. Las medidas del edificio en planta y alzado se muestran en las figuras 2.1 y 2.2 respectivamente. Los ejes número están orientados en dirección N-S aproximadamente.

Originalmente las columnas eran de concreto reforzado de 35 cm x 45 cm y la losa de tipo reticular. La cimentación es un cajón de cimentación sobre pilotes de fricción. Además de los muros divisorios, existían muros de mampostería de tabique rojo ubicados en los ejes A y D, ligados a la estructura, lo cual le confiere una gran rigidez en la dirección longitudinal del edificio, es decir, en dirección aproximada E-O.

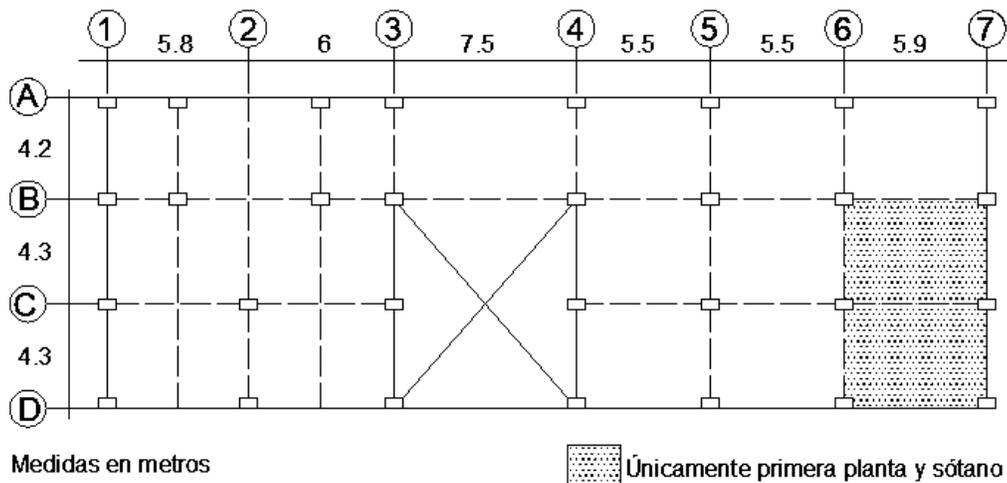


Figura 2.1 Distribución en planta. Modificado de (Aguilar, *et al.*, 1996)

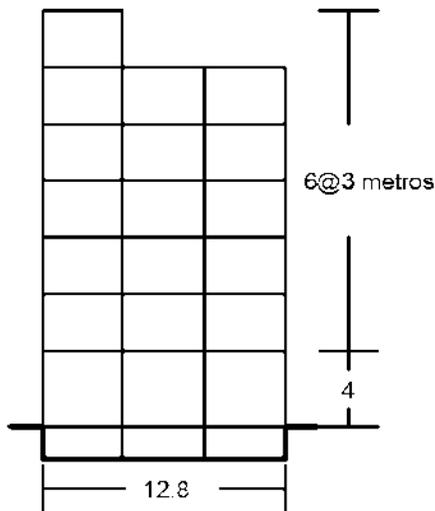


Figura 2.2. Alzado del edificio. Modificado de (Aguilar, *et al.*, 1996).

2.2 DESCRIPCIÓN DE LOS DAÑOS DEBIDOS AL SISMO DE 1985

La losa y las columnas no sufrieron daños, sin embargo, los muros perimetrales en los ejes A y D tenían pequeñas grietas de la planta uno a la tres. La mayor parte del recubrimiento de los muros también se agrietó ligeramente.

Aunque una evaluación estructural realizada después del sismo de 1985 indicó que el edificio no necesitaba mayor rehabilitación, los dueños decidieron mejorarlo y así cumplir los requerimientos de seguridad de las Normas de Emergencia de 1985. Según Aguilar (1996), los ocupantes del inmueble fueron testigos del daño severo y el colapso que sufrieron muchos edificios de mediana altura en el vecindario, lo cual, aunado a las grietas que aparecieron en los muros aumentaron su preocupación y decidieron reforzar el edificio.

2.3 CARACTERÍSTICAS DEL MODELO DE ANÁLISIS

El edificio se modeló en el software para análisis estructural y diseño de edificios ETABS 2016. Se han propuesto las dimensiones de los elementos que no se incluían en el reporte de la Universidad de Texas.

El edificio está orientado en el sentido transversal aproximadamente en dirección N-S (números en el modelo) y longitudinalmente en el sentido E-O (letras). A continuación, se describen las características de los elementos que se utilizaron en el modelo.

Losa

Se modeló una losa reticular de 25 cm de espesor con nervaduras de 15 cm de ancho. La zona de compresión es de 5 cm de espesor. La zona maciza es de 1.45 m de cada lado. La losa

tiene las mismas características en todas las plantas. Al finalizar, se colocaron los vacíos en el lugar que muestra la figura 2.1.

Columnas

Se añadieron en total 212 columnas rectangulares de concreto reforzado de 35x45 cm, orientadas de manera que la dimensión mayor es paralela a los ejes número. El concreto se consideró con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E = 10,000 (f'c)^{0.5} = 158,114 \text{ kg/cm}^2$.

Muros

Se colocaron en total 77 muros de 15 cm de espesor de ladrillo de tabique rojo con $E = 63,200 \text{ kg/cm}^2$. Los muros están ubicados en los ejes A y D. Y en la planta 7 en los ejes A y B, comenzando en la mitad de los ejes 1 y 2 y terminando en el eje 6.

Por último, se añadieron 30 apoyos articulados, ubicadas en la posición de cada una de las columnas. En la figura 2.3 se muestra el edificio modelado en ETABS. Es importante recordar que el edificio se apoya su vez sobre pilotes de fricción, sin embargo, en este análisis se desprecia la interacción de los pilotes y del suelo con la estructura.

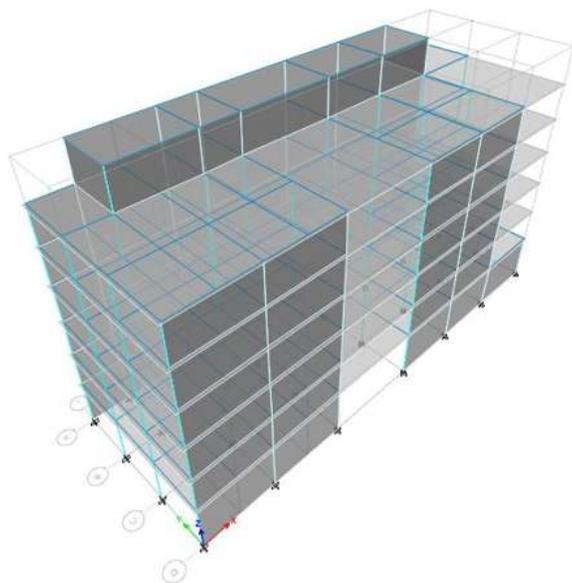


Figura 2.3 Vista en 3D del edificio en ETABS:

Con fines de comparación se modeló la estructura con un cajón de cimentación de 3 m de altura con muros de contención de 15 cm de espesor con concreto reforzado de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E = 158,114 \text{ kg/cm}^2$ en el perímetro del edificio, y para completar la cimentación se añadió una losa de concreto reforzado con las mismas especificaciones.

Los resultados muestran diferencias en los periodos de vibrar de los dos modelos del edificio. Para el modelo con el cajón los periodos resultan ser más grandes que los periodos sin el cajón. Los periodos de los primeros cinco modos se resumen en la tabla siguiente:

Tabla 2.1 Periodos del edificio con y sin cajón de cimentación

Número de modo	Periodos con cajón (s)	Periodos sin cajón (s)
1. Traslación en dirección transversal	T= 1.504	T= 1.441
2. Rotación en Z	T= 0.551	T= 0.498
3. Rotación en X acoplado con desplazamiento en la dirección transversal	T= 0.496	T= 0.477
4. Traslación en la dirección longitudinal acoplado con rotación en X y Y	T= 0.313	T= 0.276
5. Traslación en la dirección longitudinal acoplado con rotación en Y	T= 0.288	T= 0.273

Los análisis siguientes se realizarán con el edificio sin cajón por mayor sencillez en el modelo de análisis.

CAPÍTULO TRES

ANÁLISIS LINEAL

3.1 DESCRIPCIÓN DE LOS CASOS DE ANÁLISIS

En este capítulo se realiza el análisis estructural del edificio bajo distintas condiciones. En primer lugar, se realiza un análisis modal para determinar las frecuencias y modos de vibrar del edificio, y ver su relación con las características del movimiento a través de los espectros de respuesta de los sismos de 1985 y 2017. Posteriormente se realiza un análisis lineal en el tiempo mediante los registros medidos en ambos sismos, y se determinan las principales respuestas del edificio, que en este caso son: los desplazamientos de la azotea, las derivas de los entrepisos y los elementos mecánicos de las columnas que exhiben una mayor demanda. El análisis lineal se realiza para la dirección más desfavorable del edificio. Los análisis anteriores se realizan con los registros obtenidos durante los sismos de 1985 y 2017 en la estación de la SCT y también con las estaciones cercanas al edificio para el sismo de 2017.

3.2 ANÁLISIS MODAL

Se realiza un análisis modal para conocer las propiedades dinámicas del edificio. Se verifica que el número de modos del análisis cumpla con el 90% de la participación de las masas que especifican las Normas Técnicas Complementarias 2017. En la tabla 3.1 se presentan los primeros 12 modos de vibrar, los periodos y la frecuencia circular y en la tabla 3.2 se presenta la participación de masas.

Periodos

El periodo fundamental del edificio $T_1=1.44$ s es el primer modo en dirección transversal a causa de la gran rigidez del sistema en la dirección perpendicular debida a la presencia de los muros perimetrales (figura 3.1 a). El segundo modo del edificio es rotación alrededor del eje vertical (Z) con un periodo $T_2=0.498$ (figura 3.1 b). El tercer modo del edificio $T_3=0.477$ s es rotación alrededor del eje longitudinal (X) acoplado con desplazamiento en la dirección transversal (Y). El cuarto modo del edificio es el primer modo en la dirección longitudinal acoplado con rotación alrededor de los ejes X y Y, tiene un periodo $T_4=0.276$ s. El quinto modo del edificio $T_5=0.273$ s es el segundo modo en dirección X acoplado con rotación alrededor de Y.

Tabla 3.1 Propiedades dinámicas del edificio

Modo	Periodo (s)	Frecuencia circular (rad/s)
1	1.441	4.36
2	0.498	12.61
3	0.477	13.18
4	0.276	22.75
5	0.273	23.02
6	0.193	32.55
7	0.155	40.51
8	0.150	41.85
9	0.130	48.47
10	0.090	69.98
11	0.087	72.02
12	0.085	73.64

Tabla 3.2 Participación de los primeros doce modos de vibrar

Modo	X	Y	Z	Suma X	Suma Y	Suma Z	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	0.000	0.903	0	0.00	0.90	0.00	0.11	0.00	0.00	0.11	0.00	0.00
2	0.033	0.001	0	0.03	0.90	0.00	0.01	0.01	0.73	0.13	0.01	0.73
3	0.001	0.078	0	0.03	0.98	0.00	0.80	0.00	0.02	0.93	0.01	0.75
4	0.076	0.013	0	0.11	0.99	0.00	0.03	0.02	0.01	0.96	0.03	0.76
5	0.687	0.001	0	0.80	1.00	0.00	0.00	0.18	0.05	0.96	0.21	0.81
6	0.000	0.003	0	0.80	1.00	0.00	0.03	0.00	0.00	0.99	0.21	0.82
7	0.027	0.000	0	0.82	1.00	0.00	0.00	0.00	0.13	0.99	0.21	0.95
8	0.002	0.001	0	0.83	1.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.99	0.21	0.96
9	0.000	0.000	0	0.83	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.99	0.21	0.96
10	0.044	0.000	0	0.87	1.00	0.00	0.00	0.23	0.03	0.99	0.45	0.98
11	0.018	0.000	0	0.89	1.00	0.00	0.00	0.08	0.00	1.00	0.52	0.98
12	0.071	0.000	0	0.96	1.00	0.00	0.00	0.35	0.01	1.00	0.87	0.99

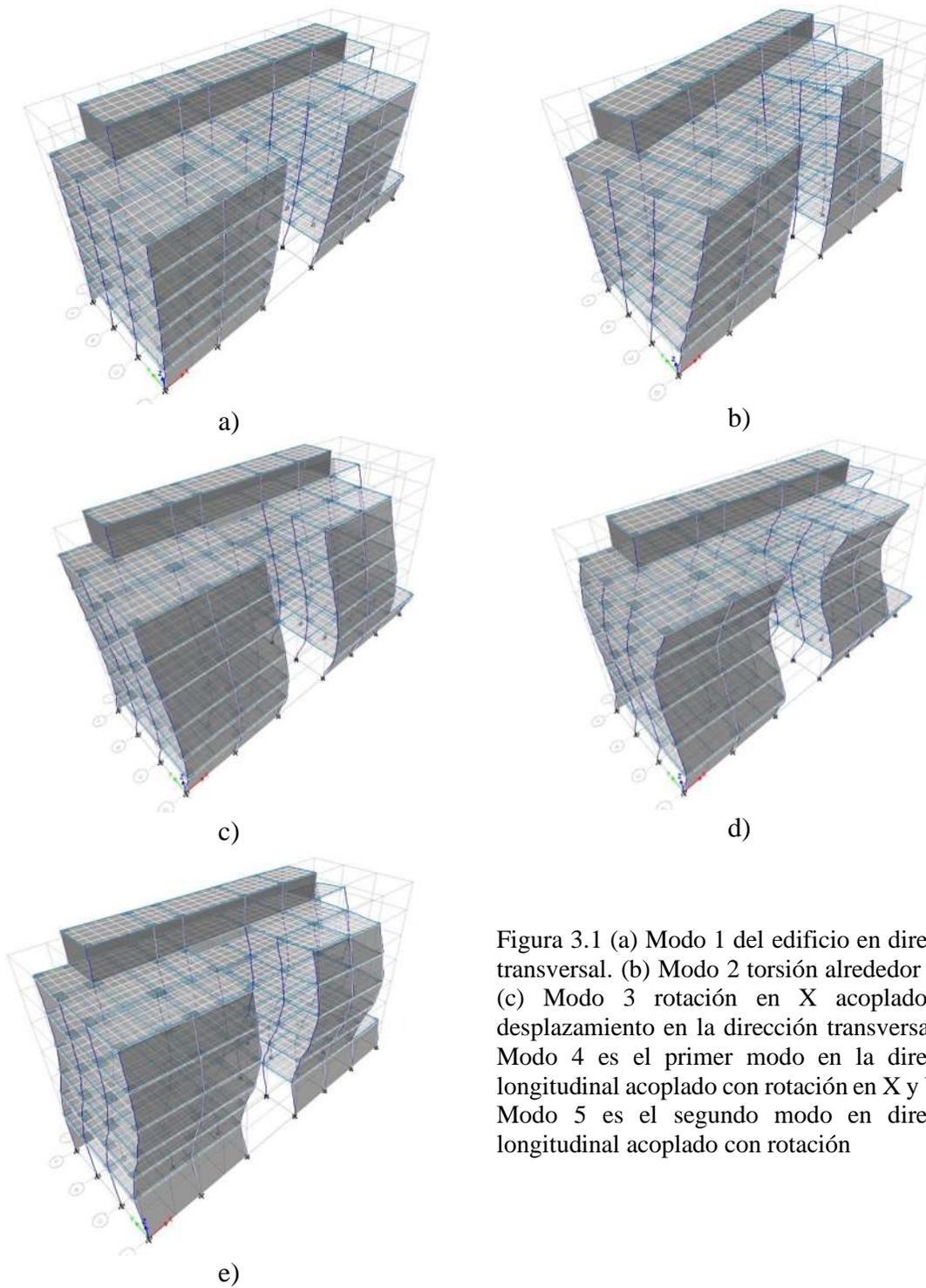


Figura 3.1 (a) Modo 1 del edificio en dirección transversal. (b) Modo 2 torsión alrededor de Z. (c) Modo 3 rotación en X acoplado con desplazamiento en la dirección transversal. (d) Modo 4 es el primer modo en la dirección longitudinal acoplado con rotación en X y Y. (e) Modo 5 es el segundo modo en dirección longitudinal acoplado con rotación

3.3 DEMANDA SÍSMICA DURANTE LOS EVENTOS DE 1985 Y 2017

Para el análisis sísmico se utilizaron los acelerogramas de la estación SCT. Se eligió dicha estación debido a que es la estación que registró una aceleración mayor en el sismo de 1985, además de que se ubica en un sitio con características semejantes a las del terreno donde se ubica el edificio (zona de lago IIIb), y además era la estación más cercana en ese tiempo. Sin embargo, para el sismo del 2017, se contaba con un mayor número de estaciones, por lo que también se estudió la respuesta bajo los registros del sismo de 2017 de las estaciones más cercanas al edificio.

3.3.1 Sismo del 19 de septiembre de 1985

Acelerogramas

En la siguiente imagen se muestran los acelerogramas en dirección N-S y E-O. La aceleración máxima del terreno en dirección E-O es $A_{m\acute{a}x} = 160$ gales, y en dirección N-S $A_{m\acute{a}x} = 103$ gales.

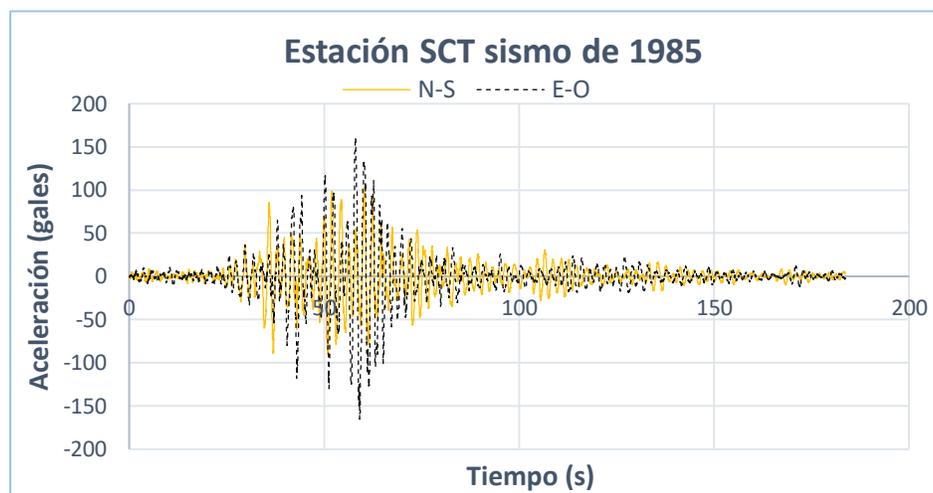


Figura 3.2 Acelerogramas de la estación SCT

Espetros de respuesta

Recordemos que el periodo fundamental corresponde a la dirección transversal con un valor $T=1.44$, que está orientada en dirección aproximada N-S, por lo que la aceleración transversal del edificio corresponde al espectro en esa dirección. La aceleración espectral para el periodo fundamental es de 199 gales. El primer periodo en dirección longitudinal del edificio (dirección aproximada E-O), es de $T=0.276$ s y le corresponde una aceleración espectral de 226 gales (figura 3.3).

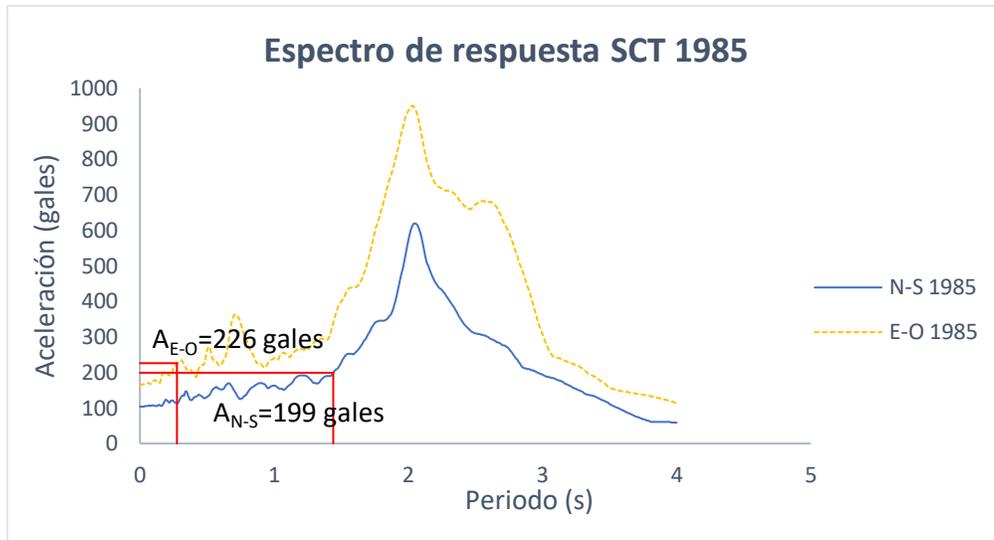


Figura 3.3 Espectros de respuesta de la estación SCT

3.3.2 Sismo del 19 de septiembre del 2017

En la figura 3.4 se muestra el acelerograma del registro del sismo en la estación SCT. La aceleración máxima para la dirección N-S es de 98 gales y para la dirección E-O es de 104 gales. A diferencia del sismo de 1985, en este evento la aceleración máxima del terreno es prácticamente la misma para ambas componentes.

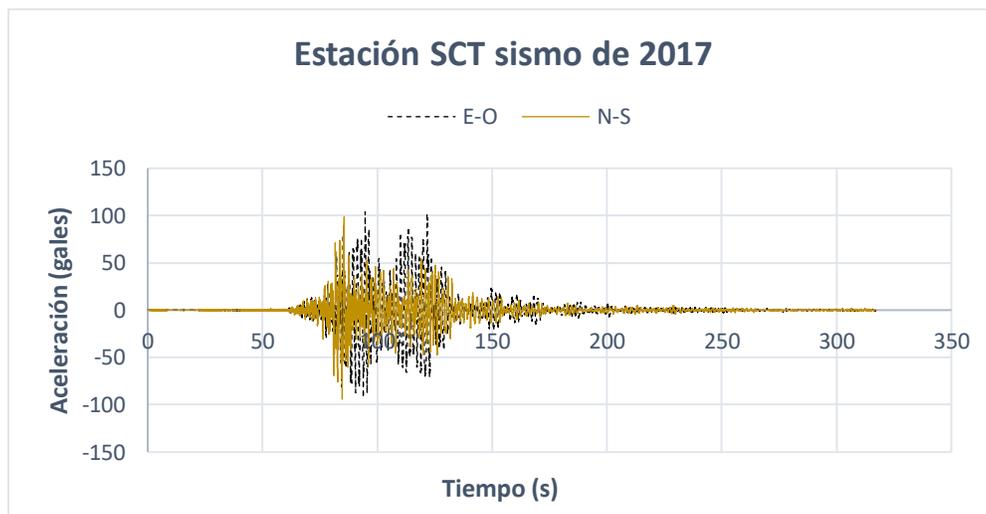


Figura 3.4 Acelerogramas correspondientes a la estación SCT

Espectros de respuesta

En el caso del evento del 2017 el periodo fundamental del edificio original conduce a una aceleración de 280 gales y para el primer modo en dirección longitudinal de 149 gales como se muestra en la figura siguiente:

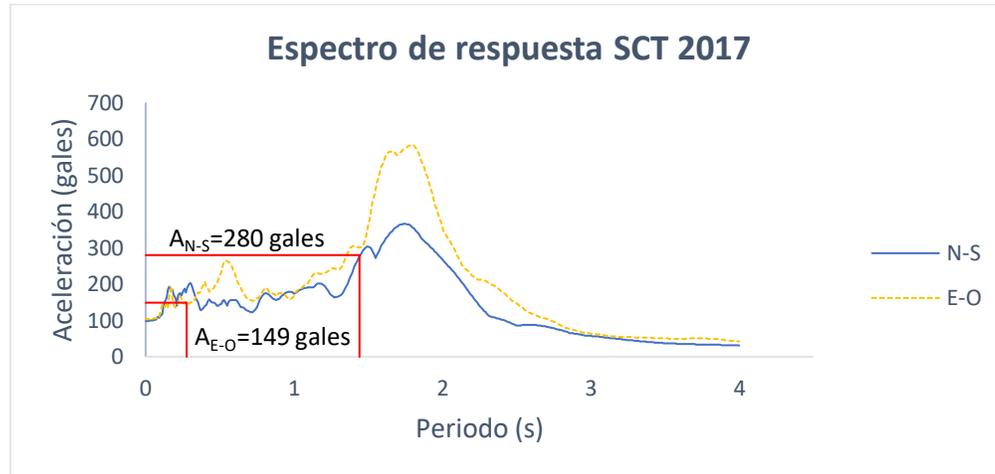


Figura 3.5 Espectros correspondientes a la estación SCT

3.4 ESTACIONES CERCANAS

Además del registro de la SCT, se buscaron los acelerogramas del sismo de 2017 registrados en las estaciones que están más cercanas al edificio en estudio y que se localizan en la misma zona sísmica. En la imagen siguiente se muestra un croquis de la ubicación de las diez estaciones más cercanas junto con la posición del edificio, y en la tabla 3.3 se muestran las distancias entre el edificio y cada una de las estaciones, junto con los valores de aceleración máxima del terreno y aceleración espectral para el periodo fundamental del edificio. En la figura se marca con color morado la zona del lago clasificada como IIIb en las NTC (2004), en la cual la profundidad de la primera capa dura esta entre 30 y 40 metros de profundidad. Como se mencionó, en esta zona se ubican tanto las estaciones empleadas en el análisis, como el edificio.

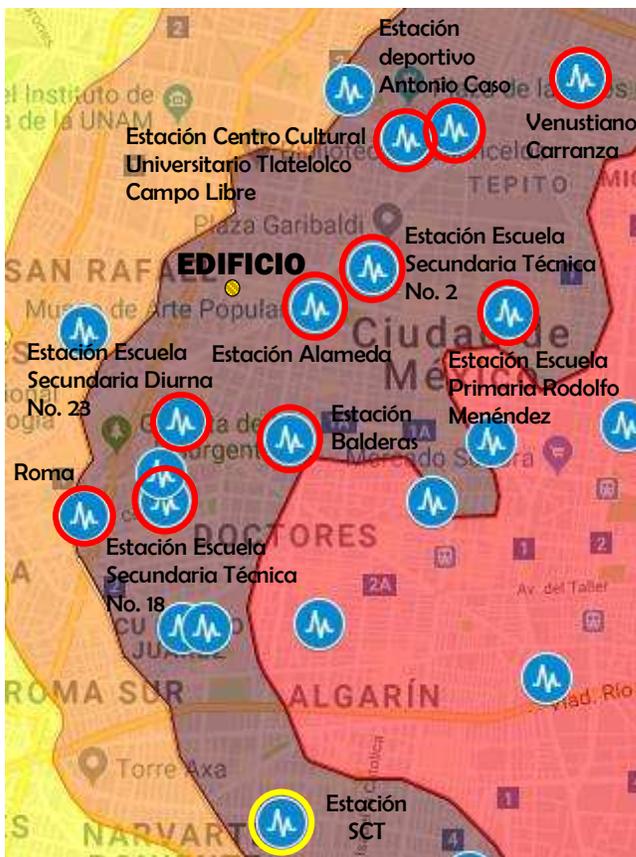


Figura 3.6 Estaciones más cercanas y la estación SCT. Las estaciones que se eligieron aparecen marcadas con rojo. Recuperado de: (<https://www.sismosmexico.org/>)

Tabla 3.3 Estaciones más cercanas al edificio

Nombre de la estación	Distancia (m)	Aceleración terreno (gales)	Aceleración espectral (gales)
Alameda	830	114	274
Escuela Secundaria Diurna No. 23	1308	107	225
Escuela Secundaria Técnica No. 2	1314	111	261
Balderas	1501	101	240
Escuela Secundaria No. 18	2012	99	216
Centro Cultural Universitario Tlatelolco Campo Libre	2070	-80	249
Roma	2449	-114	345
Deportivo Antonio Caso	2455	86	311
Escuela Primaria Rodolfo Menéndez	2576	-63	197
Venustiano Carranza	3687	-125	294
SCT	4833	98	339

3.5 RESPUESTAS DEL EDIFICIO

En el siguiente apartado se presentan las respuestas del edificio bajo el sismo del 19 de septiembre de 1985 y el sismo del 19 de septiembre del 2017 representados por el registro de la estación SCT, ubicada en el mismo tipo de suelo, a una distancia de aproximadamente 3 km del inmueble. También se presentan las respuestas de las diez estaciones más cercanas al edificio, localizadas en el mismo tipo de suelo que el edificio en estudio.

3.5.1 Sismo de 1985 y 2017

Desplazamientos de la azotea

Con el registro de 1985, el desplazamiento máximo que se obtuvo fue de 12.73 cm en el sexto piso del edificio bajo la componente N-S del sismo, que se produce en la dirección N-S de la estructura. Para el sismo del 2017 se obtuvo un desplazamiento máximo de 17.87 cm en el mismo nivel, bajo la componente N-S en dirección N-S. Este desplazamiento supera en 40% el desplazamiento de 1985, lo que permite suponer que el daño en 2017 hubiera sido mayor al ocurrido en 1985, situación que no se produjo, debido al refuerzo del inmueble, como se muestra posteriormente. En la figura siguiente se muestran los desplazamientos en el tiempo en el nivel seis, bajo los sismos de 1985 y 2017 para las dos direcciones del edificio.

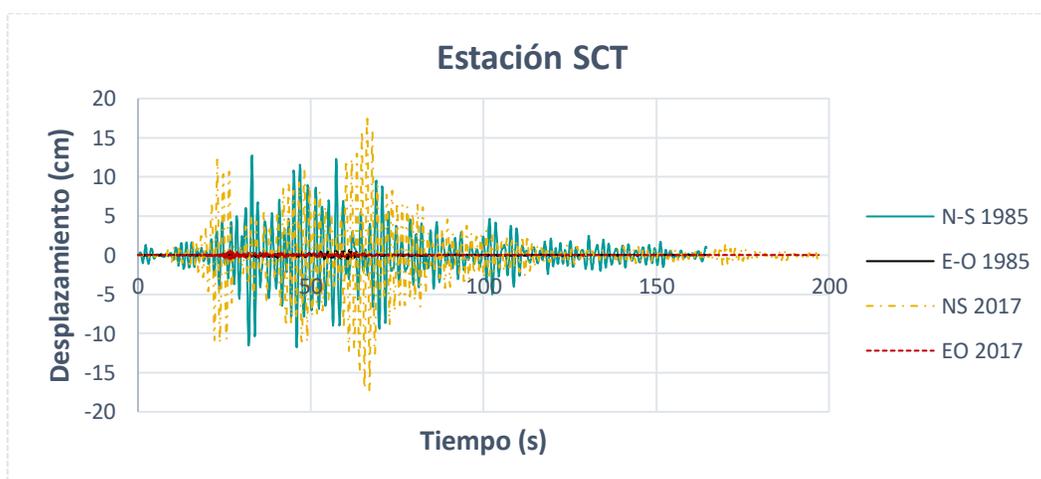


Figura 3.7 Desplazamientos del edificio bajo los sismos de 1985 y 2017 en las dos direcciones

Como se ve en la figura, la componente de los sismos que más afecta al edificio es la N-S, mientras que la componente E-O presenta desplazamientos muy pequeños, con un desplazamiento máximo de 0.69, gracias a la rigidez de los muros perimetrales de tabique que estaban orientados en dirección E-O.

En la figura siguiente se muestran los desplazamientos máximos de cada nivel para las dos componentes del sismo actuando en las dos direcciones. Se observa que para el sismo del

2017 en la componente N-S, el edificio tuvo mayores desplazamientos debido a que para el periodo fundamental ($T=1.44s$), el sismo del 2017 registra aceleraciones mayores como se muestra en el espectro de respuesta de la figura 3.9, mientras que para la dirección E-O las aceleraciones mayores ocurren con el sismo de 1985.

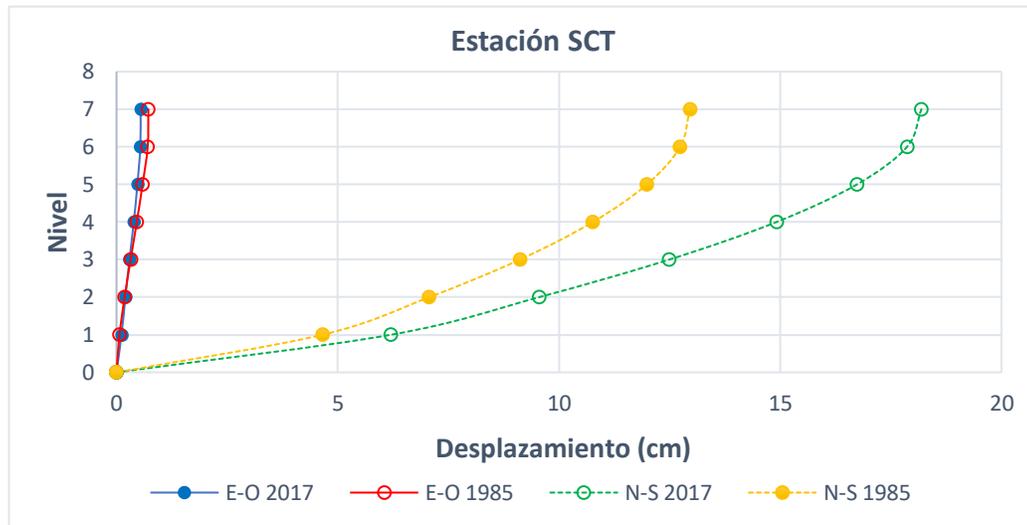


Figura 3.8 Desplazamiento de entresuelo en dirección N-S y E-O para el sismo de 1985 y 2017

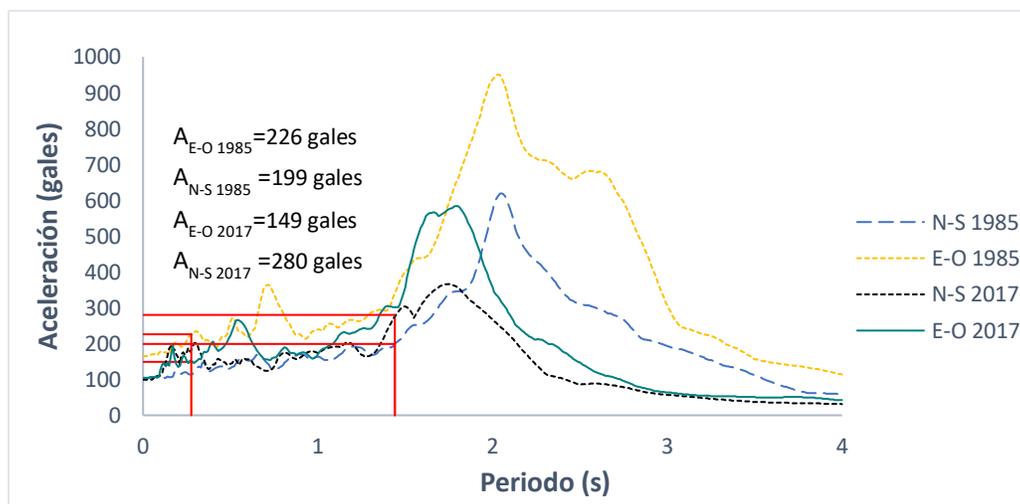


Figura 3.9 Espectro de respuesta de los sismos de 1985 y 2017

Distorsiones de entresuelo

Las distorsiones máximas γ_i , definidas como el desplazamiento de entresuelo, dividido entre su altura (ecuación 7), fueron de 0.0026 en el nivel seis al considerar la componente N-S en dirección N-S para el sismo de 1985, y para el sismo de 2017 de 0.0038 en la misma componente y dirección.

$$\gamma_i = \frac{\gamma x_i}{h_i} \quad (7)$$

Donde γx_i es la diferencia de desplazamientos entre el piso i y el piso $i-1$, y h_i es la altura del entrepiso del nivel i . En la figura siguiente se presentan las distorsiones en el tiempo en el entrepiso cinco, para las dos componentes de los dos sismos. Se observa que la componente N-S del sismo de 2017 excede la distorsión de 0.002 en varios ciclos alrededor de los 60 segundos. El valor de 0.002 es reconocido como un límite para no tener daño en elementos no estructurales.

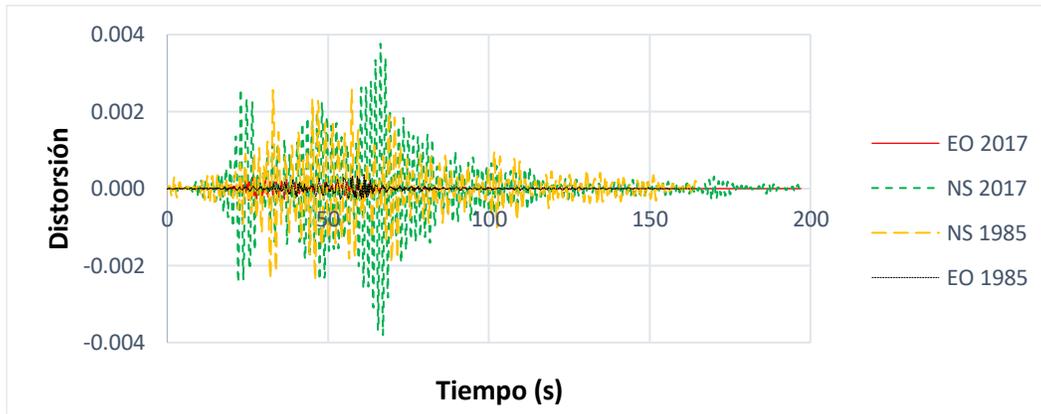


Figura 3.10 Distorsiones en el tiempo

Las distorsiones correspondientes a cada nivel se presentan en la siguiente figura. Se observa que hay un cambio abrupto en la distorsión del nivel uno y dos, que se atribuye al cambio de área entre los niveles uno y dos, lo que da mayor rigidez al nivel uno, y provoca que la diferencia del desplazamiento sea la mayor entre dos niveles consecutivos.

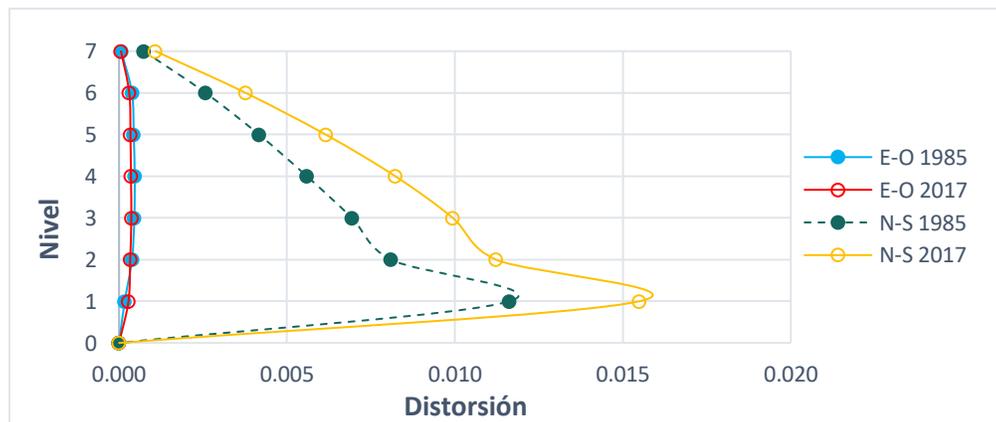


Figura 3.11 Distorsiones de entrepiso

Según las Normas Técnicas Complementarias el límite de la distorsión para prevenir daños ante sismos frecuentes es de 0.002. La distorsión máxima permisible para el límite de colapso

es de 0.005 según la tabla 4.2.1 de la norma, donde el sistema que se estudia es el de sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas. En nuestro caso de estudio, la distorsión más grande fue de 0.015, valor que no cumple con los límites de la norma. Se observa que el límite de distorsión para colapso se excede en los niveles uno a cinco para el sismo de 2017, mientras que el límite de servicio se excede en los primeros seis entrespisos.

Para la revisión de los desplazamientos en los muros, se verificó la estructuración de muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas de la tabla 4.2.3 de la norma en estudio. Para dicho caso el límite de la distorsión es de 0.005.

Se puede suponer que para los sismos de 1985 y 2017 en la componente N-S sí se presentaron daños considerables pues en ningún caso se cumple con los límites permisibles.

Fuerza cortante

Para la obtención de las fuerzas cortantes actuantes en el edificio se analizó la columna más esforzada ubicada en la planta dos como muestra la siguiente imagen:

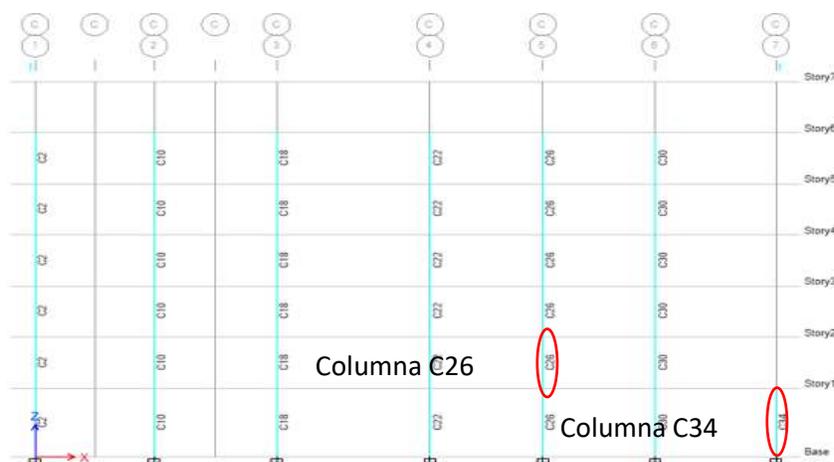


Figura 3.12 Vista en elevación de la ubicación de las columnas C26 y C34

Los valores máximos fueron de 22.4 t para el sismo de 1985 en dirección N-S y de 30.6 t para el sismo de 2017 en la misma dirección. Nuevamente se puede afirmar que el daño en el edificio original sería mayor en 2017 que lo experimentado en 1985 y que el refuerzo contribuyó a evitar los daños. En la figura 3.13 se muestran los valores de la fuerza cortante en el tiempo.

La fuerza cortante de entrespiso para las dos componentes de los dos sismos se muestra en la figura 3.14. Se observa que las fuerzas cortantes en el nivel siete son pequeñas comparadas con las obtenidas en los niveles subsecuentes debido a que en el nivel siete la geometría de la planta se reduce considerablemente como se muestra en la figura 2.3, y por lo tanto la

fuerza en ese nivel se reduce. Se observa también que los cortantes máximos son los producidos por la componente N-S del sismo del 2017.

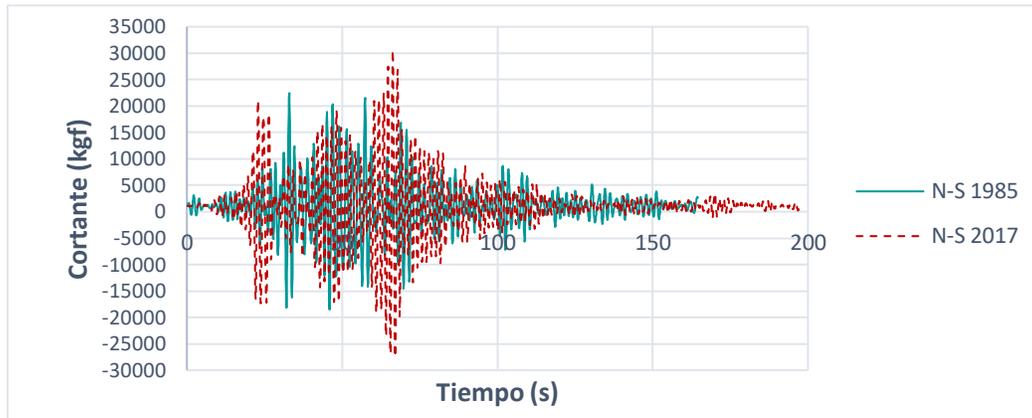


Figura 3.13 Fuerza cortante en el tiempo de la columna C26

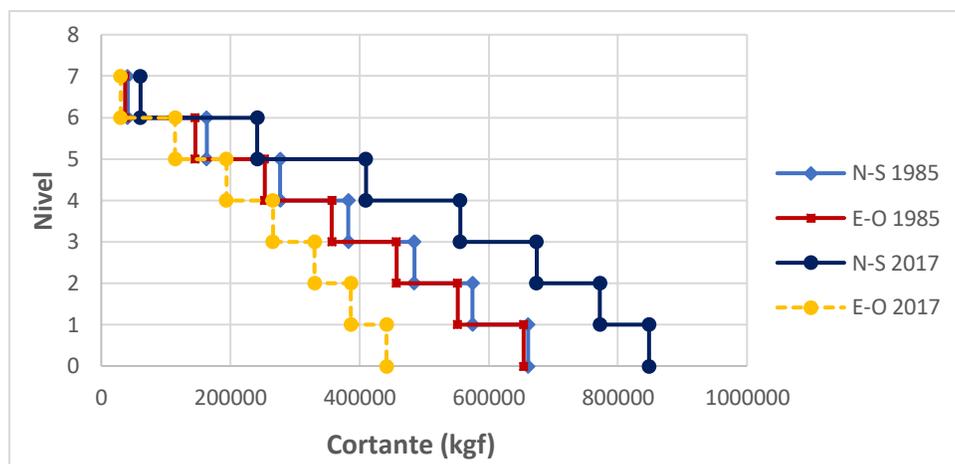


Figura 3.14 Fuerza cortante de entrepiso

Momento flexionante

Se obtuvieron los momentos máximos de la columna más esforzada ubicada en el nivel uno como se muestra en la figura 3.12 (Columna C34). Para el sismo de 1985 el momento máximo se produce al considerar la componente N-S y es igual a 41.6 t-m, mientras que para el sismo de 2017 el momento máximo es 33% mayor e igual a 55.2 t-m.

Los momentos máximos en el tiempo para los dos sismos se muestran en la siguiente figura.

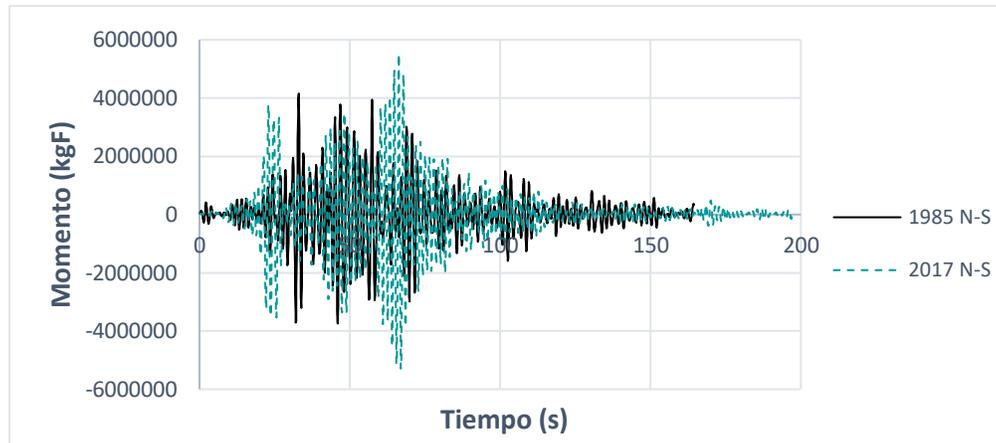


Figura 3.15 Momentos máximos en el tiempo

Carga axial

Se obtuvo la máxima carga axial actuante en la misma columna (C34) en la que se obtuvo el momento máximo. Para el sismo de 1985 se obtuvo una fuerza de 22.4 t en compresión en la componente N-S y para el sismo de 2017 fue de 23.3 t en compresión para la misma componente. La compresión axial es mayor con el sismo de 2017, lo cual puede resultar benéfico para el elemento, pues le proporciona mayor resistencia a momento y a cortante.

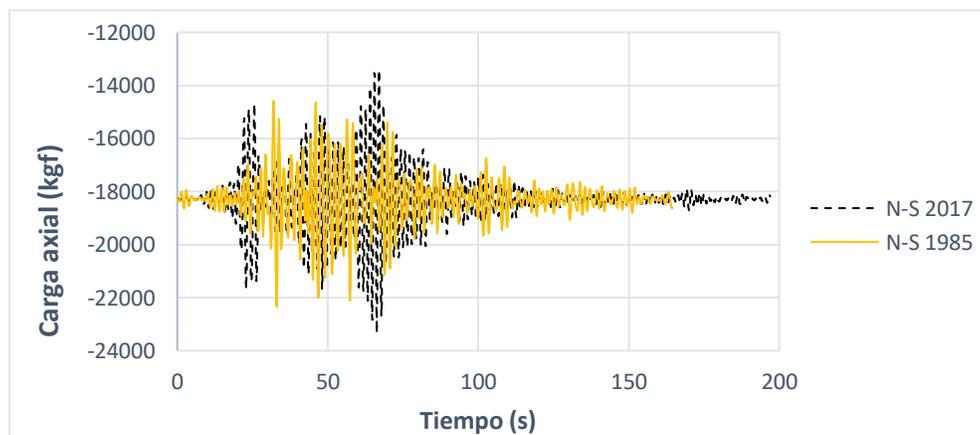


Figura 3.16 Carga axial en el tiempo

3.5.2 Estaciones más cercanas

A diferencia del sismo de 1985, cuando ocurrió el sismo del 19 de septiembre de 2017 se tenía instalado un número mayor de estaciones, por lo que fue posible obtener las respuestas para diez estaciones, ubicadas a una distancia máxima de 3.6 km del edificio. Las estaciones, su distancia al inmueble y las aceleraciones del terreno y espectrales se muestran en la tabla 3.3 y en la figura 3.6, mismas que se replican a continuación.

Tabla 3.3 Estaciones más cercanas al edificio

Nombre de la estación	Distancia (m)	Aceleración terreno (gales)	Aceleración espectral (gales)
Alameda	830	114	274
Escuela Secundaria Diurna No. 23	1308	107	225
Escuela Secundaria Técnica No. 2	1314	111	261
Balderas	1501	101	240
Escuela Secundaria No. 18	2012	99	216
Centro Cultural Universitario Tlatelolco Campo Libre	2070	-80	249
Roma	2449	-114	345
Deportivo Antonio Caso	2455	86	311
Escuela Primaria Rodolfo Menéndez	2576	-63	197
Venustiano Carranza	3687	-125	294
SCT	4833	98	339

Las estaciones están ordenadas de manera que la más próxima al inmueble está en la primera fila (Alameda), ubicada a una distancia de 830 metros. La estación más alejada es la SCT a 4,833 metros y la Venustiano Carranza a 3,687 metros del edificio. El registro con la aceleración más alta corresponde a Venustiano Carranza con 125 gales, y la de menor aceleración del terreno es la estación Primaria Rodolfo Menéndez con 63 gales. En cuanto a la aceleración espectral asociada al periodo fundamental del sistema, la mayor es de 345 gales para la estación Roma y la menor es de 197 gales para la Primaria Rodolfo Menéndez.

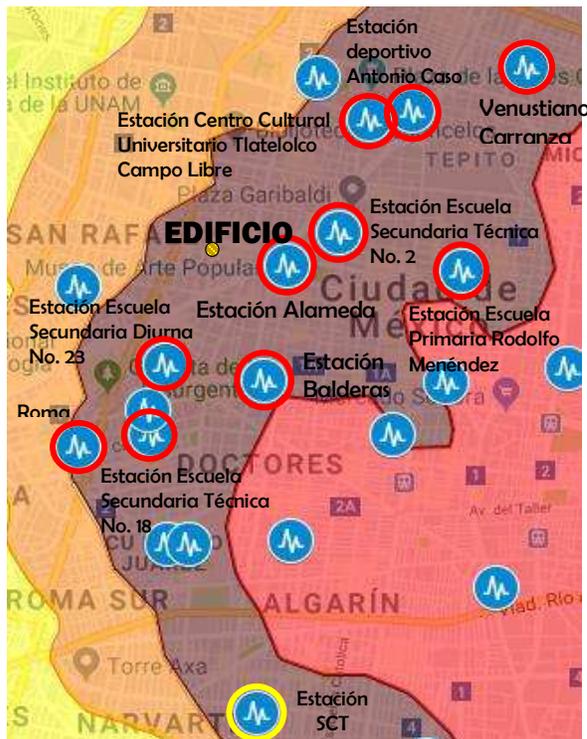


Figura 3.6 Estaciones más cercanas y la estación SCT. Las estaciones que se eligieron aparecen marcadas con rojo. Recuperado de (<https://www.sismosmexico.org/>)

Como se mostró en el apartado anterior, la componente que más influencia tiene en las respuestas del edificio es la N-S en dirección N-S, por tal motivo solo se revisarán las respuestas en esa dirección. Además, se calculó el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación para los resultados de las distintas variables obtenidas con los registros de las 10 estaciones y del registro de la SCT.

Desplazamientos

En la figura 3.17 se presenta una gráfica con los desplazamientos producidos por los registros de todas las estaciones y el promedio de los desplazamientos de los once análisis.

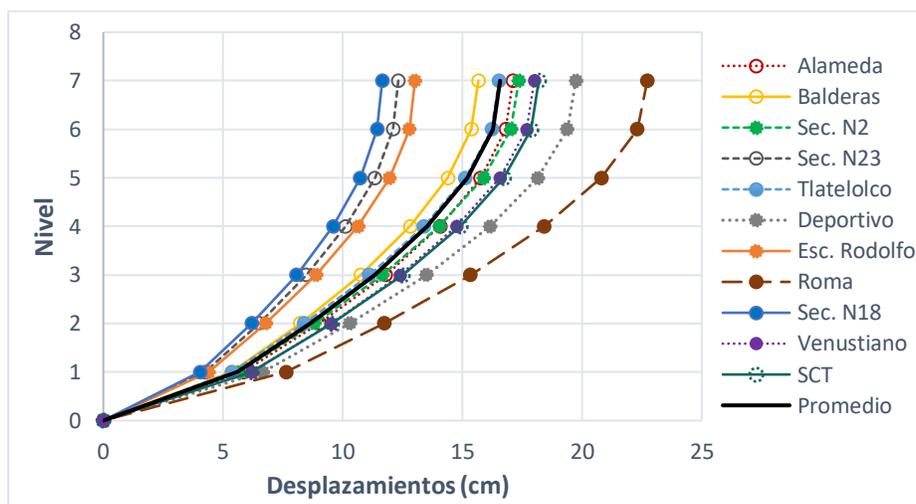


Figura 3.17 Desplazamientos para la componente N-S

Como se ve en la figura, con las estaciones Escuela Rodolfo Menéndez, Secundaria Diurna No.23 y Escuela Secundaria No. 18, se obtienen desplazamientos más pequeños y alejados de los resultados de los que resultan con las otras estaciones. Es interesante hacer notar que las tres estaciones que dan origen a los menores desplazamientos, son también las que dan origen a las tres menores aceleraciones espectrales, como se observa en la tabla 3.3. En vista de que el resto de las estaciones dan resultados similares entre sí, incluida la estación Alameda, que es la más próxima al edificio, se decidió emplear únicamente las estaciones que proporcionan desplazamientos semejantes.

En la tabla 3.4 se presentan los promedios, las desviaciones estándar y el coeficiente de variación para todas las estaciones. Según la tabla 3.4 se obtuvo un coeficiente de variación de los desplazamientos de 20% como máximo en los cinco últimos niveles. En la tabla 3.5 se analizan los desplazamientos solo con las estaciones que gráficamente se ven menos dispersas, donde el coeficiente de variación resultó bastante uniforme en todos los niveles, con valores comprendidos entre 5.5 y 6.5 %. Por lo comentado anteriormente, el análisis se

realizará con las siguientes estaciones: Alameda, Escuela Secundaria Técnica No. 2, Balderas, Tlatelolco, Venustiano Carranza y SCT.

Tabla 3.4 Desviación estándar y coeficiente de variación por nivel para todas las estaciones

Nivel	Promedio Desplazamientos (cm)	Desviación estándar (cm)	Coeficiente de variación (%)
7	16.6	3.3	20
6	16.3	3.24	20
5	15.2	3.02	20
4	13.5	2.66	20
3	11.3	2.21	20
2	8.64	1.68	19
1	5.61	1.09	19
Base	0	0	

Tabla 3.5 Desviación estándar y coeficiente de variación para las estaciones de Alameda, Escuela Secundaria Técnica No. 2, Balderas, Tlatelolco, Venustiano Carranza y SCT

Nivel	Promedio Desplazamientos (cm)	Desviación estándar (cm)	Coeficiente de variación (%)
7	17.14	0.942	5.5
6	16.83	0.929	5.5
5	15.75	0.882	5.6
4	14.01	0.799	5.7
3	11.70	0.692	5.9
2	8.92	0.551	6.2
1	5.78	0.373	6.5
Base	0	0	

Distorsiones

Las distorsiones para la componente N-S se muestran en la figura 3.18. Se observa que nuevamente hay un cambio significativo en las distorsiones del nivel 1 y 2 por el cambio de área de la planta entre estos dos niveles. Se observa que los resultados de la estación más cercana, Alameda, y la de las otras estaciones consideradas es muy similar.

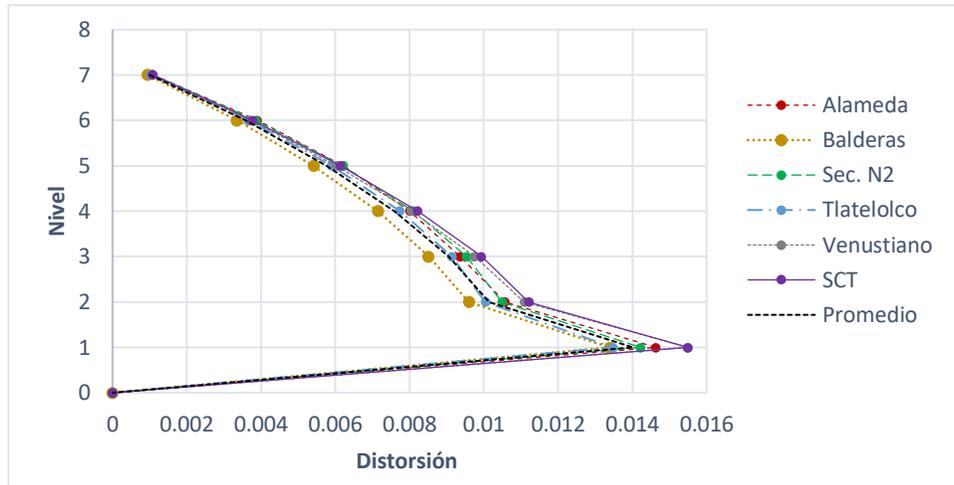


Figura 3.18 Distorsiones para la componente N-S

Tabla 3.6 Distorsiones de entrepiso

Nivel	Promedio Distorsiones (10E-3)	Desviación estándar (10E-3)	Coefficiente de variación (%)
7	1.05	0.05	4.9
6	3.71	0.020	5.3
5	5.99	0.030	5
4	7.88	0.039	5
3	9.37	0.051	5.4
2	10.50	0.061	5.9
1	14.45	0.093	6.5
Base	0	0	

Fuerza cortante

Se obtuvieron las fuerzas cortantes para la columna más esforzada (C26) en el segundo nivel, como se indica en la figura 3.11. Los resultados se muestran en la figura 3.19.

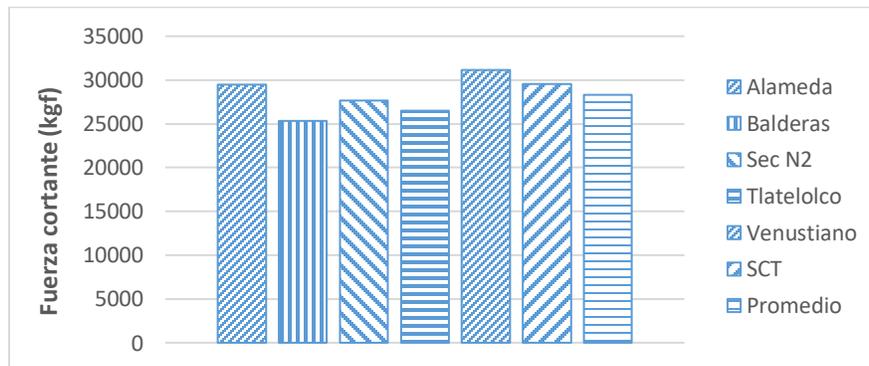


Figura 3.19 Fuerza cortante. Componente N-S

El promedio de las fuerzas obtenidas con los seis registros fue de 28.3 t para la componente N-S y dirección N-S, la desviación estándar de 2.2 t y el coeficiente de variación de 7 %.

Momento flexionante

Los momentos se obtuvieron para la columna más esforzada (C34) en el primer nivel, que se muestra en la figura 3.11. El promedio de los momentos fue de 50.7 t-m, la desviación estándar de 5.2 t-m y el coeficiente de variación de 10%. Los valores del momento se muestran en la siguiente figura:

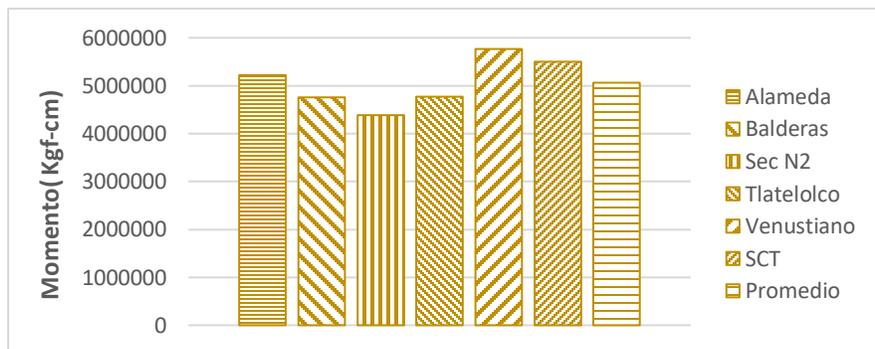


Figura 3.20 Momento flexionante en la columna. Componente N-S

Carga axial

La carga axial se obtuvo en la columna C34. Los valores obtenidos no consideran la carga muerta ni la carga viva, solo la acción del sismo, con lo cual se obtienen esfuerzos de tensión y compresión en la columna (figura 3.21). El promedio fue de 4.7 t, la desviación estándar de 0.4 t y el coeficiente de variación de 8% para compresión en la columna, y el promedio de 4.7 t, la desviación estándar de 0.4 t y el coeficiente de variación de 9% para los valores máximos en tensión.

Si se considera la carga muerta y viva que actúa en compresión en la misma columna (C34), igual a 18.3 t, el promedio ahora es de 23 t, la desviación estándar de 0.4 t y el coeficiente de variación de 1.7%. Como se observa en la figura 3.22, debido a que los valores resultantes de tensión en la columna no son tan grandes, y al considerar los valores de carga muerta y carga viva, las fuerzas de tensión se eliminan y solo hay compresión actuando en la columna. Cabe recordar que los valores de tensión o de baja compresión, son perjudiciales para la resistencia a cortante y a flexocompresión de una columna.

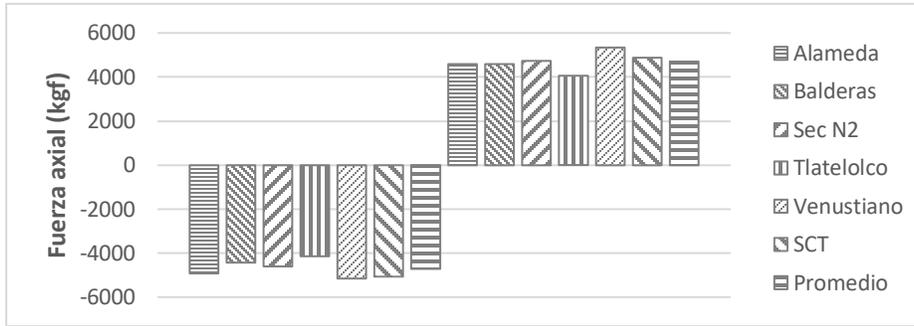


Figura 3.21 Fuerza axial sin considerar los valores de carga muerta ni viva

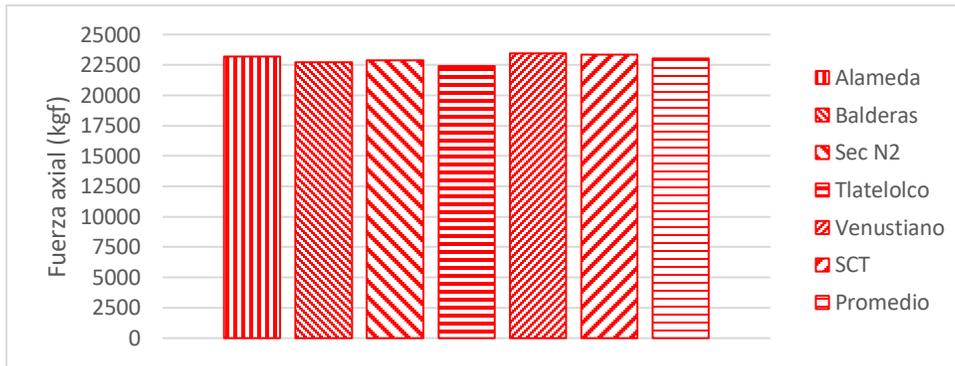


Figura 3.22 Fuerza axial considerando los valores de carga muerta y viva

CAPÍTULO CUATRO

EDIFICIO REFORZADO DESPUÉS DEL SISMO DE 1985

En este capítulo se describen los resultados del análisis del edificio con las técnicas de rehabilitación que se emplearon para su refuerzo después del sismo de 1985. El análisis se realizó nuevamente con los registros medidos en 2017 en las diez estaciones que se utilizaron en el capítulo 3. No se revisó el edificio reforzado con el registro del sismo de 1985 porque el refuerzo se realizó posteriormente.

Según el reporte de la Universidad de Texas (Aguilar, *et al.*, 1996) uno de los métodos de refuerzo del edificio consistió en la adición de contravientos como más adelante se detallará.

Esta técnica de refuerzo es una de las más usadas para aumentar la resistencia y rigidez de un edificio de concreto. Enseguida se enlistan algunas ventajas y desventajas del uso de los contravientos como método de refuerzo (Badoux 1987, fib 2003, Thermou and Elnashai 2006) citado en (Tisionis, *et al.*, 2014)

Ventajas:

- Se logra un considerable aumento de la rigidez lateral
- Se puede aumentar la resistencia y rigidez cambiando el número y el tamaño de los contravientos
- Si se diseña y detalla adecuadamente (siempre que se prevenga la falla por pandeo de los contravientos y la fractura de sus conexiones), se obtiene ductilidad a través del comportamiento histerético.
- Se puede diseñar el sistema nuevo para soportar la mayor parte de las fuerzas laterales, lo cual es una ventaja si los marcos tienen un comportamiento débil y/o frágil.
- Se tiene un adecuado control sobre el flujo de la fuerza (los patrones de carga para efectivamente transferir las fuerzas de los elementos a la cimentación) y concentración mínima de fuerza local
- Se añade un mínimo peso a la estructura
- Se cuenta con flexibilidad al colocarlos para no obstruir espacios como ventanas y puertas
- Se logra una mínima interrupción de la funcionalidad de los edificios y sus ocupantes (en el caso de contravientos externos)
- Se tiene facilidad de construcción
- Se tiene una pérdida mínima de los espacios y mínima alteración del diseño arquitectónico del edificio

Desventajas:

- Dificultad para controlar la interacción entre el nuevo sistema de acero y el sistema existente de concreto
- No es eficiente para estructuras rígidas
- Susceptible al detalle de los contravientos y conexiones ante el pandeo local y el pandeo después de la fractura
- Dificultad para lograr soldaduras de penetración total de alta calidad en el sitio de construcción y al usar resinas epoxi

Algunos arreglos de los contravientos que se han propuesto para el refuerzo de los edificios son las siguientes:

Contravientos concéntricos (diagonal, X y V) donde las fuerzas horizontales son soportadas principalmente por los miembros sujetos a cargas axiales. (figura 4.1 a)

Contravientos excéntricos donde las fuerzas horizontales son resistidas principalmente por miembros cargados axialmente, pero la excentricidad del diseño es tal que la energía puede ser disipada en dispositivos sísmicos que disipan energía por medio de ciclos de flexión o corte (figura 4.1 b).

Arriostramiento restringido al pandeo, en el cual el pandeo global se inhibe al encamisar el elemento metálico en una camisa que lo confina (figura 4.1 c).

Contravientos con cables de presfuerzo postensados.

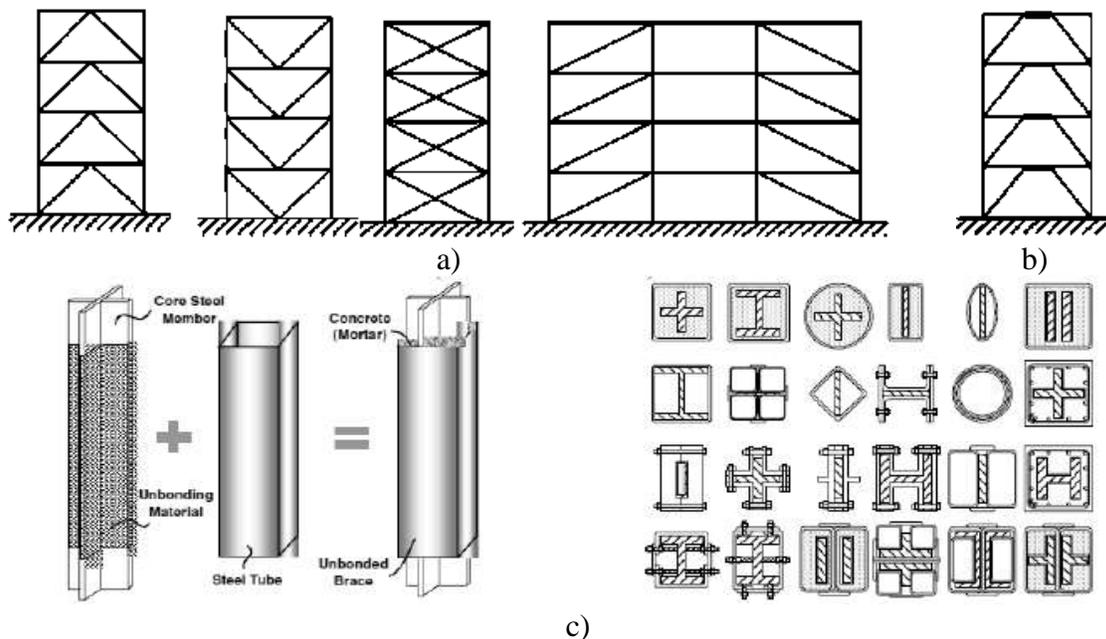


Figura 4.1 Distintas configuraciones de los contravientos. (Tsai, *et al.*, 2004) citado en (Tsions, *et. al.*, 2014)

4.1 DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE REFUERZO

Según el reporte de la universidad de Texas (Aguilar, *et al.*, 1996) se emplearon tres técnicas de refuerzo en el edificio. La primera técnica consistió en encamisar las columnas del perímetro del inmueble con ángulos y placas de acero (figura 4.2).

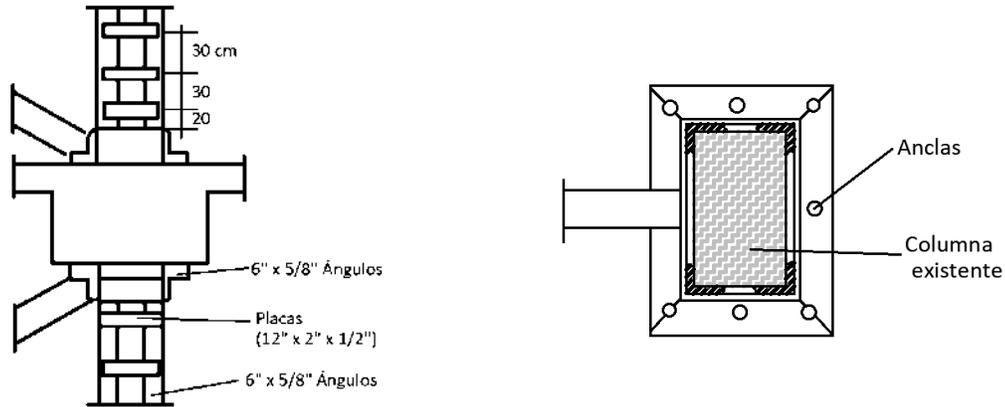
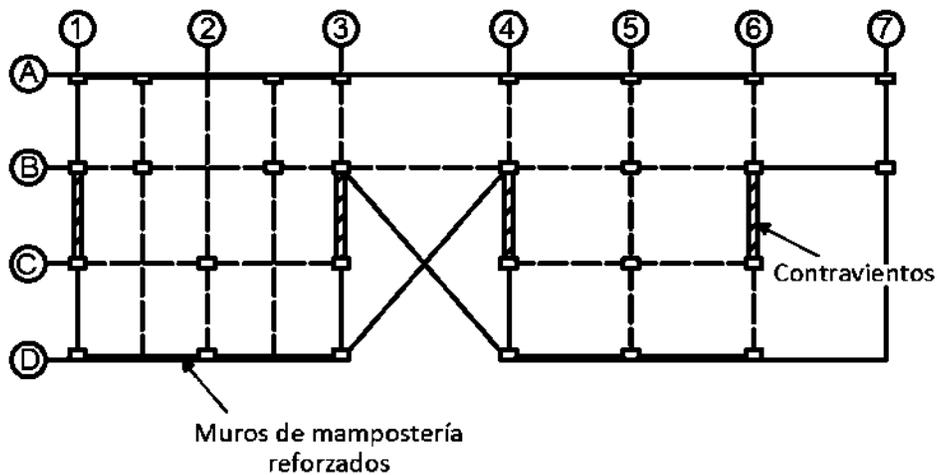


Figura 4.2 Detalles del encamisado de las columnas de borde. Modificado de (Aguilar, *et al.*, 1996)

La segunda técnica de refuerzo consistió en la adición de contravientos en los marcos del centro, en los ejes 1, 3, 4 y 6. Los contravientos consisten en una sección cajón, formada por dos ángulos LI de 6" x 1/2 ". La ubicación de los contravientos y los detalles se muestran en las siguientes figuras:



a)

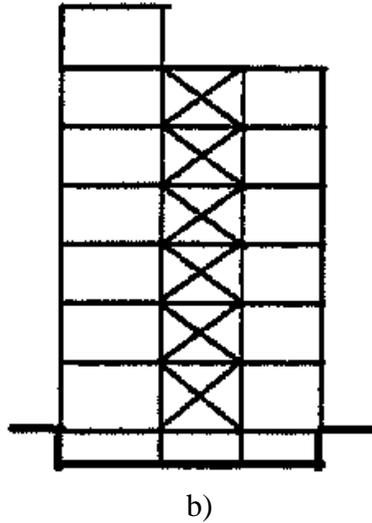


Figura 4.3 a) Ubicación en planta de los contraventeos. b) Elevación del eje 6, los contravientos se colocaron en toda la altura del edificio, (Aguilar, *et al.*, 1996)

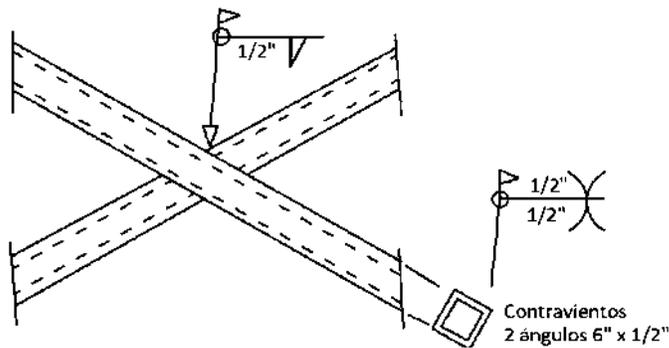


Figura 4.4 Detalle del contraviento formado por dos ángulos, (Aguilar, *et al.*, 1996)

Por último, los muros de mampostería comprendidos entre los ejes 1-3 y 4-6 de los ejes A y D, se reforzaron con la colocación de malla electrosoldada en la superficie interna de los muros con una capa de concreto lanzado de 8 cm. Los muros que se reforzaron se muestran en la figura 4.3 (a).

4.2 MODELO DEL EDIFICIO REFORZADO

Se realizó el modelado en ETABS de las técnicas de refuerzo descritas en el capítulo 4.1. En vista de que el programa no cuenta con una sección compuesta como la de las columnas encamisadas, se decidió crear una sección equivalente, igualando la cantidad de material a lo largo de la columna con el fin de simular el mismo nivel de confinamiento sobre la columna existente. Para ello se procedió de la siguiente manera: se determinó el volumen total de los ángulos y placas que se utilizaron en el refuerzo original y se convirtió en un volumen equivalente de una placa que encamisa a la columna en toda su altura como se ve en la figura 4.5. El espesor de dicha placa es de 0.45 cm y se modeló con acero A36.

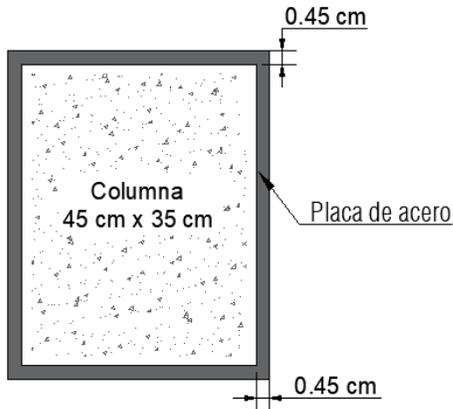


Figura 4.5 Encamisado con placa de las columnas de borde. Detalle de columna para el modelo en ETABS

La modelación de los contravientos se hizo con una sección compuesta formada con dos ángulos de 6" x 1/2" tal como se muestran en la figura siguiente. Se colocaron como se indicó en la figura 4.4.

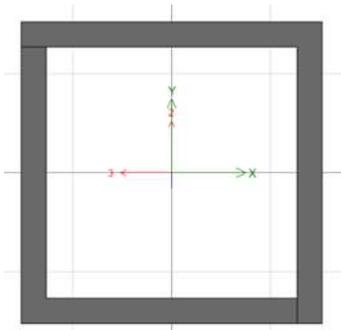


Figura 4.6 Sección compuesta por dos ángulos

El modelo del refuerzo de los muros de relleno de mampostería se hizo calculando el espesor equivalente de concreto como si el muro fuera enteramente de mampostería, mediante la relación del módulo de elasticidad del concreto y la mampostería. Como segunda alternativa se sustituye el muro de mampostería por un muro de concreto de la misma calidad que la de los 8 cm de espesor del refuerzo.

Considerando que el muro es totalmente de concreto, se obtiene un espesor equivalente de:

$$nt = \frac{Em}{Ec} t = \frac{64446}{158114} t = 0.41t$$

$$(0.41)(15 \text{ cm}) = 6.15 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total del muro} = 6.15 \text{ cm} + 8 \text{ cm} = 14.15 \text{ cm espesor}$$

Considerando que el muro es totalmente de mampostería, se obtiene un espesor equivalente de:

$$nt = \frac{Ec}{Em} t = \frac{158114}{64446} t = 2.45t$$

$$(2.45)(8 \text{ cm}) = 19.63 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total del muro} = 19.63 \text{ cm} + 15 \text{ cm} = 34.63 \text{ cm}$$

Se analizó el edificio considerando las dos opciones. Con el análisis de los muros de mampostería, se obtuvo un periodo fundamental del edificio de $T=0.675$ s y para el análisis con los muros de concreto fue de $T=0.683$ s. Cualquiera de las dos opciones que se elija para ejecutar el análisis, resultaría que las respuestas obtenidas serían muy parecidas entre sí. Se eligieron los muros de mampostería.

El modelado final del edificio en ETABS se muestra a continuación:

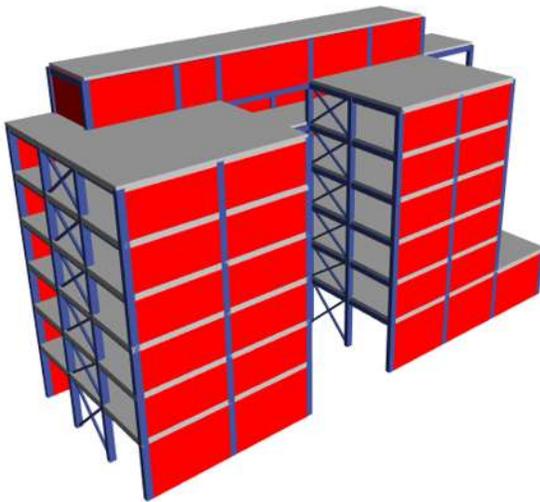


Figura 4.7 Modelado final del edificio

4.3 RESPUESTA BAJO EL SISMO DE 2017

En este capítulo se obtendrán las respuestas del edificio reforzado bajo los efectos del sismo del 19 de septiembre del 2017, considerando los registros de las estaciones que se seleccionaron en el capítulo 3.3.1, dichas estaciones son: Alameda, Escuela Secundaria Técnica No. 2, Balderas, Tlatelolco, Venustiano Carranza y SCT. Nuevamente se obtendrá el promedio, la desviación estándar y el coeficiente de variación para cada respuesta con el fin de estimar la variabilidad de las respuestas de las distintas estaciones.

4.3.1 Propiedades dinámicas

Se realizó nuevamente un análisis modal para conocer las propiedades dinámicas del edificio donde se verificó que la participación de las masas fuera del 90 % según establecen las Normas Técnicas Complementarias 2017.

El periodo fundamental del edificio es de $T_1=0.68$ s y es el primer modo en dirección transversal acoplado con rotación en X. El segundo modo del edificio es rotación alrededor de Z acoplado con desplazamiento en X con un periodo de $T_2=0.34$ s. El tercer modo del edificio es el primer modo en dirección longitudinal con un periodo de $T_3=0.21$ s acoplado con rotación en X y Y. El cuarto modo del edificio es rotación en X acoplado con desplazamiento en X y Y, el periodo es de $T_4=0.21$ s. El quinto modo del edificio es el segundo modo en dirección transversal acoplado con rotación en X con un periodo de $T_5=0.12$ s. En la tabla 4.1 se presentan los periodos y frecuencias de los primeros doce modos de vibrar.

Tabla 4.1 Propiedades dinámicas del edificio

Modo	Periodo (s)	Frecuencia circular (rad/s)
1	0.675	9.3
2	0.342	18.4
3	0.21	29.9
4	0.209	30.1
5	0.116	54.2
6	0.104	60.2
7	0.085	74.1
8	0.071	88.4
9	0.066	95.4
10	0.06	105.3
11	0.058	108.5
12	0.051	123.1

Tabla 4.2 Participación de las masas de los primeros doce modos

Modo	X	Y	Z	Suma X	Suma Y	Suma Z	RX	RY	RZ	Suma RX	Suma RY	Suma RZ
1	0.000	0.828	0	0.00	0.83	0.00	0.216	0.000	0.000	0.21	0.00	0.00
2	0.028	0.0002	0	0.03	0.83	0.00	0.000	0.007	0.746	0.21	0.007	0.75
3	0.628	0.024	0	0.66	0.85	0.00	0.12	0.191	0.047	0.33	0.20	0.79
4	0.136	0.109	0	0.79	0.96	0.00	0.549	0.041	0.006	0.88	0.24	0.80
5	0.001	0.029	0	0.79	0.99	0.00	0.057	0.000	0.008	0.94	0.24	0.80
6	0.016	0.001	0	0.81	0.99	0.00	0.001	0.000	0.147	0.94	0.24	0.95
7	0.000	0.006	0	0.81	1	0.00	0.049	0.000	0.000	0.99	0.24	0.95
8	0.000	0.003	0	0.81	1	0.00	0.006	0.000	0.000	0.99	0.24	0.96
9	0.140	0.000	0	0.95	1	0.00	0.000	0.606	0.002	0.99	0.85	0.96
10	0.004	0.000	0	0.95	1	0.00	0.001	0.018	0.022	0.99	0.86	0.98
11	0.001	0.001	0	0.96	1	0.00	0.005	0.002	0.01	1	0.86	0.99
12	0.000	0.000	0	0.96	1.00	0.00	0.001	0.35	0.01	1.00	0.87	0.99

Al comparar las propiedades dinámicas del edificio original, con el edificio reforzado, destacan los siguientes aspectos:

El efecto de rigidización de los contravientos provocó un cambio del periodo fundamental de 1.44 a 0.68 segundos.

Por las características de los espectros, este cambio de periodo tuvo un bajo efecto en la aceleración espectral.

El periodo asociado al primer modo de torsión del edificio se redujo con los contravientos, logrando una reducción de las ordenadas espectrales.

Los principales resultados de la evaluación se describen en los siguientes apartados.

4.3.2 Respuestas del edificio

Desplazamientos

Nuevamente, la componente del sismo que más afecta al edificio es la N-S, en dirección N-S. Por tanto, solo se analizará esta dirección para conocer las respuestas máximas del edificio.

En la tabla 4.3 se muestran los promedios, la desviación estándar y el coeficiente de variación y en la figura 4.8 se muestran los desplazamientos de las seis estaciones. Se observa que los datos presentan un coeficiente de variación máximo de 21 %. Esta variación en los desplazamientos se puede atribuir a que para el periodo fundamental del edificio (0.68 s) los espectros de respuesta de las estaciones presentan un intervalo amplio de aceleraciones como se ve en la figura 4.9.

Se observa que el promedio del desplazamiento máximo en el nivel seis es de 2.84 cm en la componente N-S.

Tabla 4.3 Promedio de desplazamientos, desviación estándar y coeficiente de variación

Nivel	Promedio (cm)	Desviación estándar (cm)	Coeficiente de variación (%)
7	2.89	0.57	20
6	2.84	0.56	20
5	2.53	0.50	20
4	2.11	0.42	20
3	1.62	0.33	20
2	1.09	0.23	21
1	0.58	0.12	21
Base	0	0	

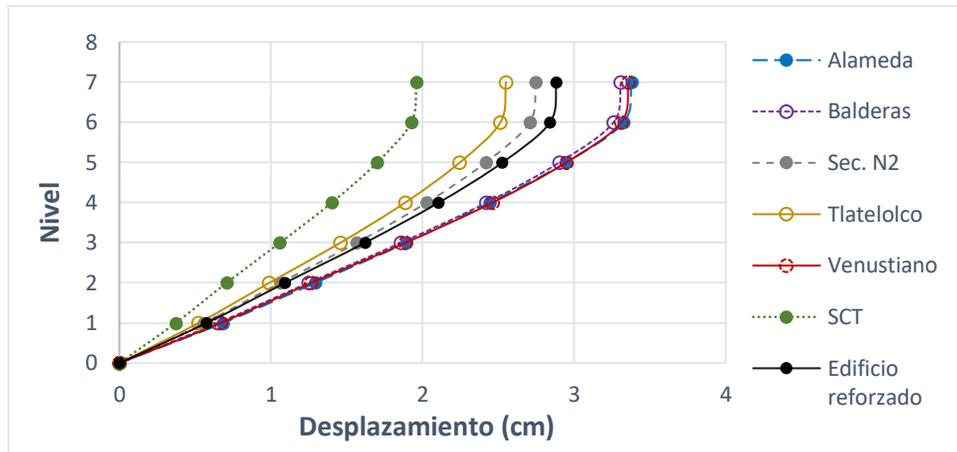


Figura 4.8 Desplazamientos en dirección N-S

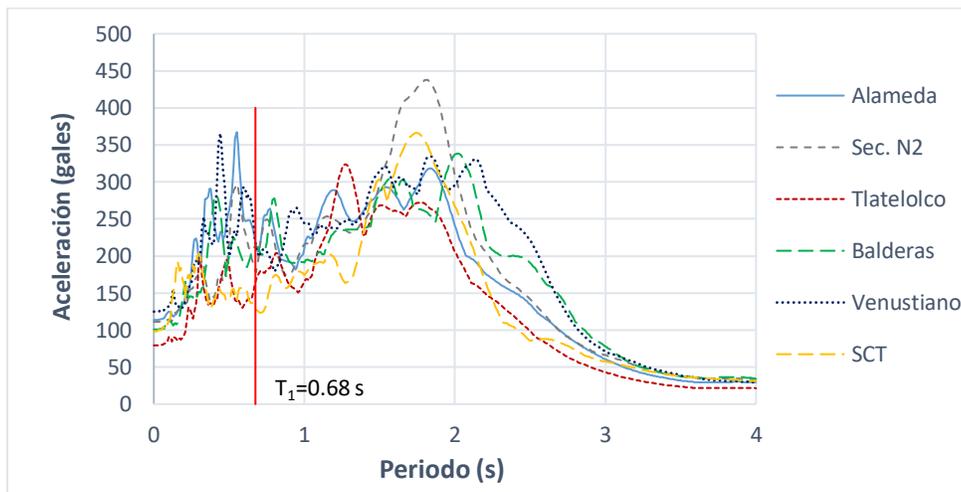


Figura 4.9 Espectros de respuesta y periodo fundamental del edificio reforzado

Distorsiones

En la tabla 4.4 se muestra el promedio, desviación estándar y coeficiente de variación de las distorsiones de entrepiso. Se observa nuevamente que el coeficiente de variación presenta una distribución uniforme en todos los niveles, con un valor máximo de 21%. El elevado valor del coeficiente de variación se explica nuevamente por la diferencia entre las aceleraciones espectrales.

Como se observa en la tabla, y considerando el promedio, el valor más alto de la distorsión ocurre en el nivel 3 con un valor $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.0018$.

Según las Normas Técnicas Complementarias, la distorsión máxima permisible para el límite de servicio es de 0.002, y para el límite de colapso es de 0.005.

El límite para prevenir daños en los muros es de 0.002.

Con la implementación de los contravientos, las distorsiones de entrepiso se encuentran dentro de los límites que marca la norma.

Tabla 4.4 Promedio de desplazamientos, desviación estándar y coeficiente de variación en dirección N-S

Nivel	Promedio (cm)	Desviación estándar (cm)	Coficiente de variación (%)
7	0.0002	0.0000	18
6	0.0010	0.0002	20
5	0.0014	0.0003	20
4	0.0016	0.0003	20
3	0.0018	0.0004	20
2	0.0017	0.0004	21
1	0.0014	0.0003	21
Base	0	0	

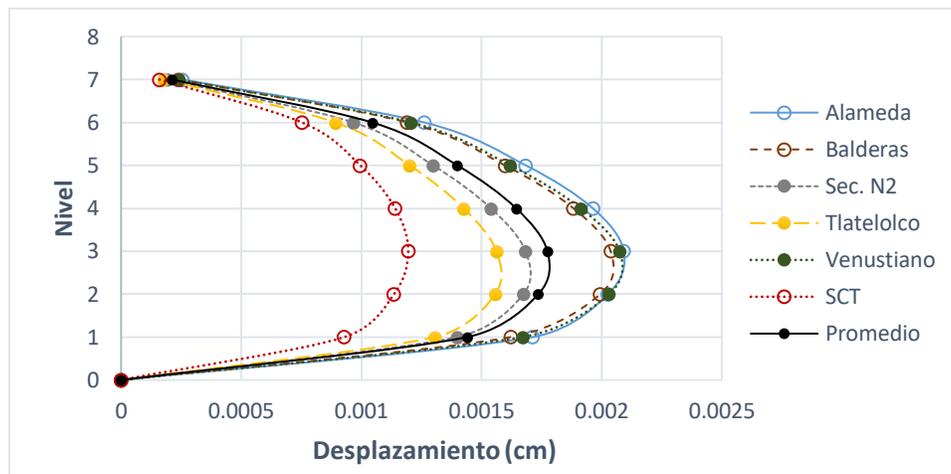


Figura 4.10 Distorsiones en dirección N-S

Fuerza cortante

El análisis se hizo en la columna C26, misma que en el capítulo 3.3.1. El promedio de la respuesta fue de 4.92 t, la desviación estándar de 0.94 t y el coeficiente de variación del 19 %. La representación gráfica se muestra en la figura 4.11. Se observa que las fuerzas cortantes de la estación Alameda, Balderas y Venustiano Carranza son muy similares entre sí. La fuerza debida a la SCT es la más pequeña, por la menor aceleración espectral que le

corresponde para el periodo fundamental. En el edificio original, la SCT resultó ser una de las estaciones con respuestas más elevadas.

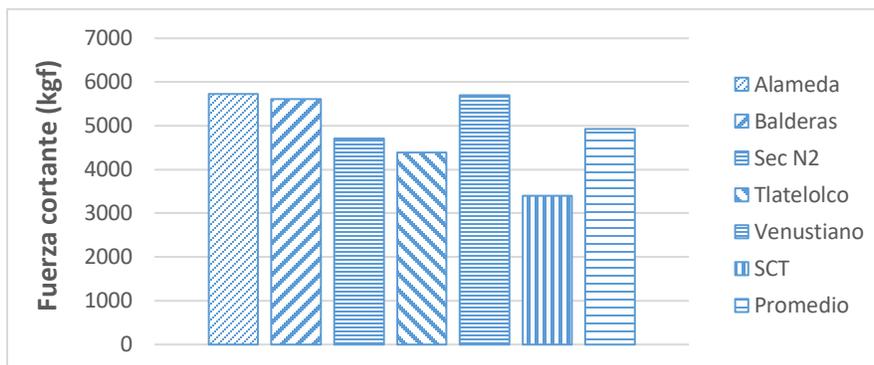


Figura 4.11 Fuerza cortante actuante en la columna C26 del nivel 2, en dirección N-S

Momento flexionante

De igual manera se analizó el momento en la columna C34 como en el capítulo 3.3.1. Los valores que se obtuvieron aparecen en la figura siguiente. El promedio de los momentos es de 10.7 t-m, la desviación estándar de 2.03 t-m y el coeficiente de variación del 19%. Nuevamente la estación SCT da los valores menores.

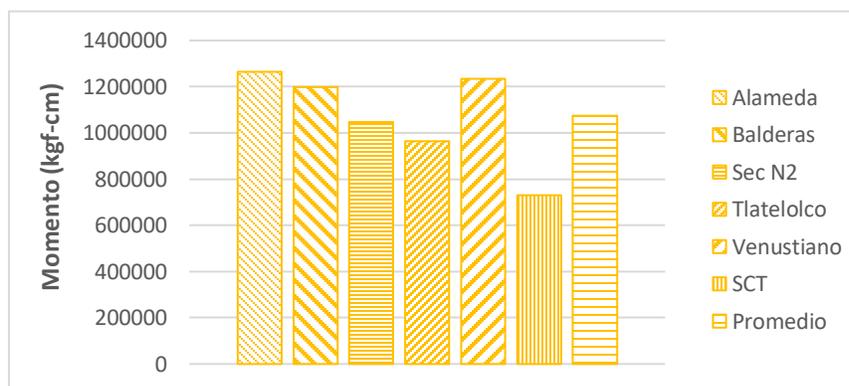


Figura 4.12 Momento flexionante actuante en la columna C34 del nivel 1, en dirección N-S

Carga axial

Se analizó nuevamente la columna C34 sin considerar los valores de carga muerta y carga viva donde se obtuvo un promedio de 1.8 t, la desviación estándar de 0.38 t y el coeficiente de variación de 21% para las estaciones que registraron compresión en la columna. Se registró un promedio de 1.6 t, la desviación estándar de 0.27 t y el coeficiente de variación

de 16% para las estaciones en tensión. Se muestra en la figura 4.13 los resultados que se obtuvieron.

Considerando la carga muerta y la carga viva actuante en la columna igual a 17.8 t a compresión se obtiene un promedio de 19.6 t, la desviación estándar de 0.38 t y el coeficiente de variación de 2%. Como se muestra en la figura 4.14 los valores de tensión son muy bajos comparados con los valores de compresión de la carga muerta y viva por lo cual, solo hay esfuerzos de compresión actuando en la columna C34.

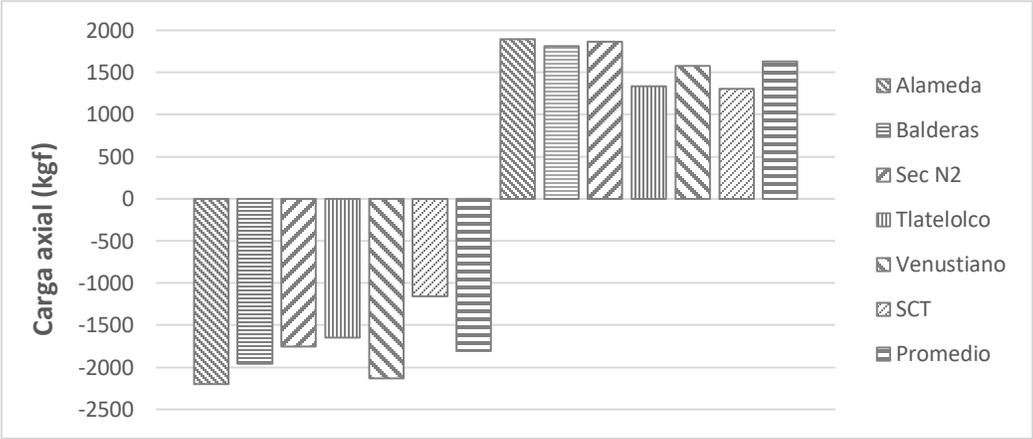


Figura 4.13 Carga axial actuante en la columna C34 sin considerar la carga muerta ni viva

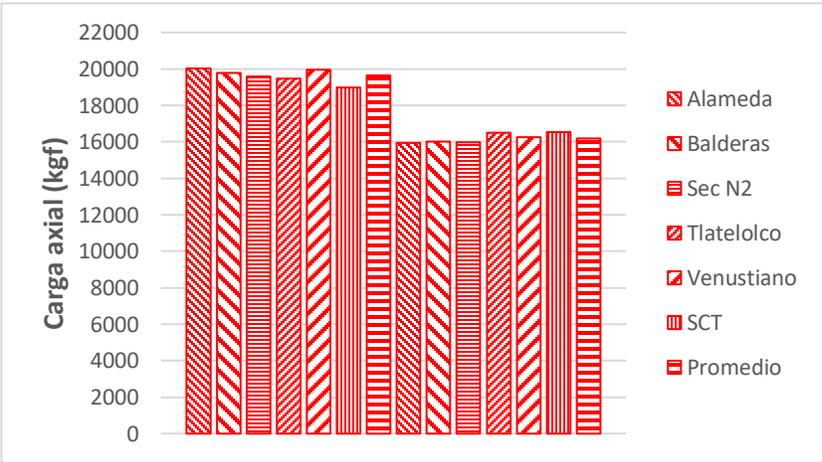


Figura 4.14 Carga axial actuante en la columna C34 considerando la carga muerta y viva

4.4 COMPARACIÓN DE RESULTADOS ENTRE EL EDIFICIO ORIGINAL Y EL REFORZADO

En este apartado se realizará una comparativa entre las respuestas del edificio original y el reforzado y se obtendrá de cuánto fue la reducción de las respuestas del edificio reforzado.

Como se mostró en las figuras del capítulo 4.3, las respuestas del edificio se redujeron considerablemente. Este hecho se debe a las técnicas de refuerzo que se implementaron, pues su objetivo fue el de proporcionar al edificio mayor rigidez. A su vez, con el aumento de la rigidez, los periodos de los modos de vibración disminuyeron, obteniendo así una reducción en las aceleraciones que afectaron al edificio (figura 4.15) y así disminuyó la respuesta.

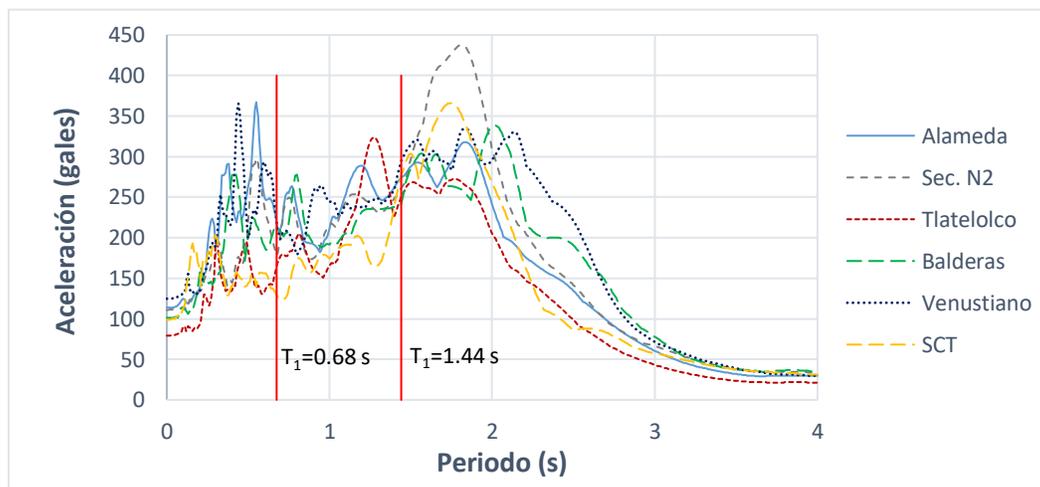


Figura 4.15 Espectros de respuesta donde se muestran los periodos del edificio original y reforzado

4.4.1 Propiedades dinámicas

En la tabla 4.5 se muestran los periodos del edificio. Se observa que, en el primer modo del edificio, el periodo disminuye de 1.44 s a 0.675 s, más del 50%. Los modos siguientes también disminuyen considerablemente.

4.4.2 Respuestas del edificio

Desplazamientos

En la figura 4.16 se ilustran los desplazamientos de las estaciones que se han estudiado junto con el promedio de los desplazamientos obtenido con las mismas estaciones del

edificio original. El desplazamiento en el nivel seis se redujo un 83%, de 16.83 cm a 2.88 cm tomando en consideración los promedios, en dirección N-S con la componente N-S del sismo.

Tabla 4.5 Periodos del edificio original y reforzado

	EDIFICIO NO REFORZADO	EDIFICIO REFORZADO
Modo	Periodo (s)	Periodo (s)
1	1.441	0.675
2	0.498	0.342
3	0.477	0.21
4	0.276	0.209
5	0.273	0.116
6	0.193	0.104
7	0.155	0.085
8	0.15	0.071
9	0.13	0.066
10	0.09	0.06
11	0.087	0.058
12	0.085	0.051

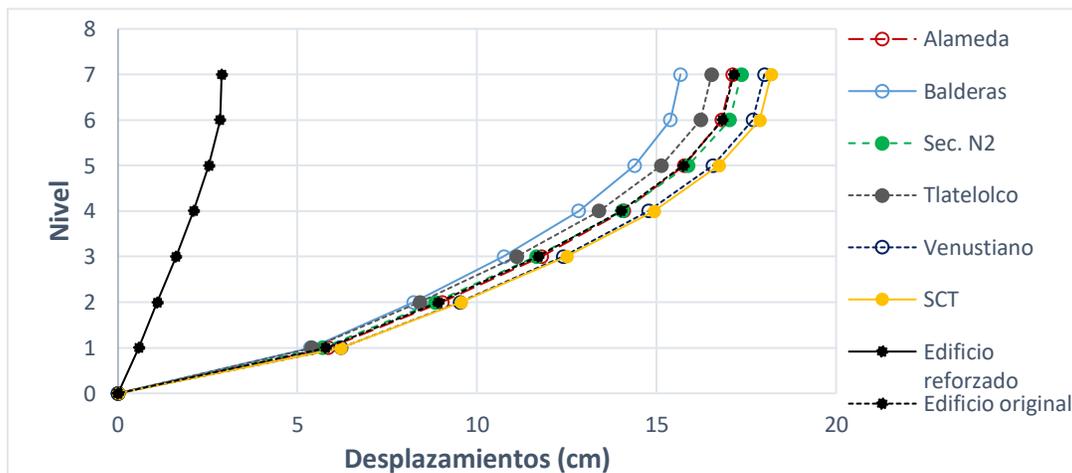


Figura 4.16 Desplazamientos de las estaciones del edificio original y el promedio de los desplazamientos del edificio reforzado

Distorsiones

Las distorsiones se muestran en la figura 4.17. Como se observa en la gráfica la distribución por nivel se volvió más uniforme, puesto que en el edificio original la distorsión mayor se encontraba en el nivel 1 y para el edificio reforzado la mayor distorsión ocurre en el nivel 3. En el nivel 1 la distorsión disminuyó el 90% de 0.014 a 0.0014 para la componente N-S en dirección N-S.

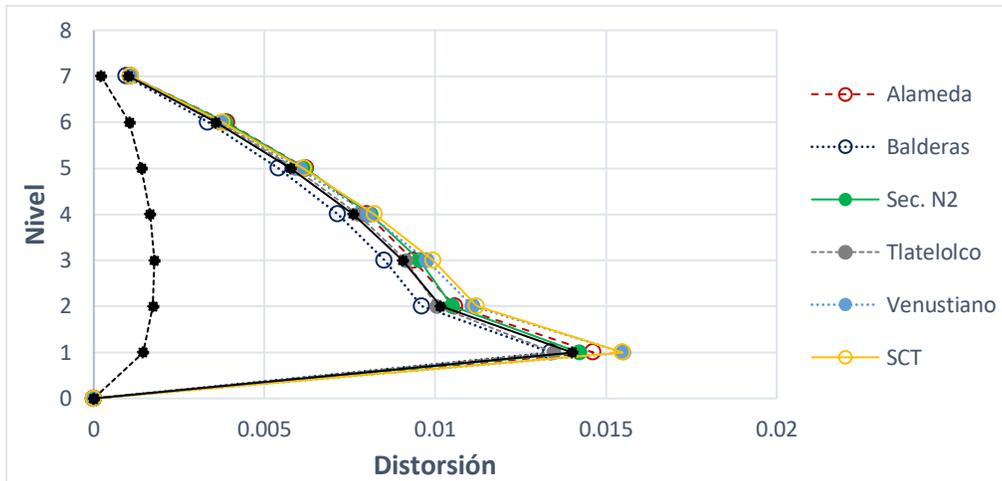


Figura 4.17 Distorsiones de las estaciones del edificio original y el promedio de las distorsiones del edificio reforzado

Fuerzas cortantes

Las fuerzas cortantes que se obtuvieron en dirección N-S con la componente N-S del sismo se muestran en la gráfica a continuación. La fuerza cortante promedio actuante en la columna C26 en el nivel dos era de 28 t y se redujo a 4.9 t, la disminución de la respuesta fue del 83 %.

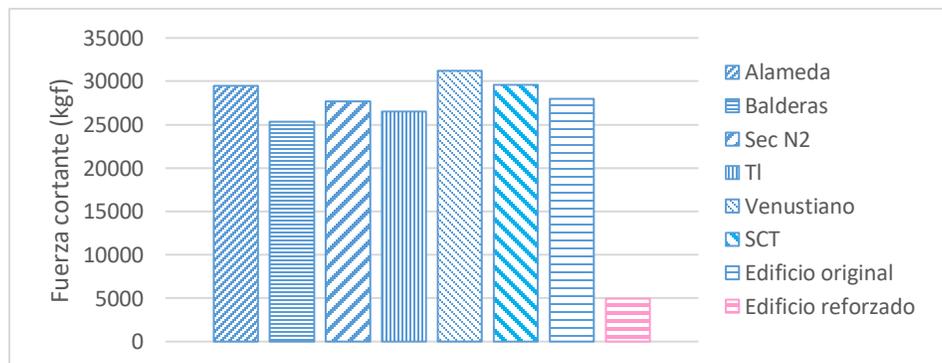


Figura 4.18 Fuerzas cortantes de las estaciones del edificio original y el promedio de las fuerzas cortantes del edificio reforzado

Momentos flexionantes

Los momentos flexionantes actuantes se obtuvieron en la columna C34 del primer nivel. Las respuestas se presentan en la figura 4.19. El momento disminuyó de 5.1 t-m a 1.1 t-m considerando los promedios, disminuyó el 79%.

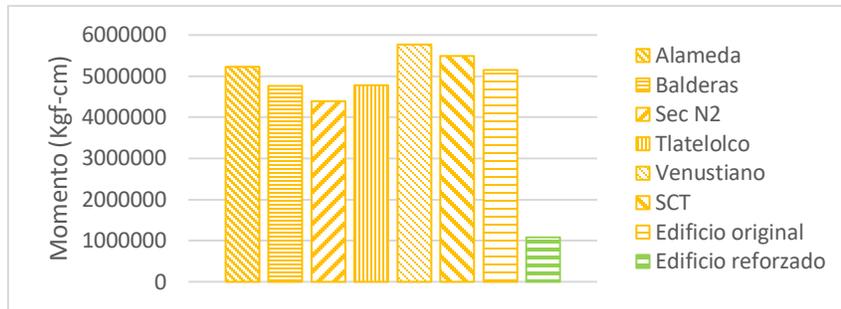


Figura 4.19 Momentos flexionantes de las estaciones del edificio original y el promedio de los momentos del edificio reforzado

Carga axial

Las respuestas se muestran en la figura 4.20. Los resultados se obtuvieron en la columna C34 sin considerar los valores de carga muerta ni carga viva. El promedio de las estaciones que registraron compresión en la columna es de 4.7 t y disminuyó a 2 t, lo que representa un 58% de reducción. Para las estaciones que registraron tensión en la columna hubo una reducción del 68%, la carga axial del edificio original es de 4.8 t, y del edificio reforzado es de 1.6 t.

Considerando los valores de carga muerta y carga viva se obtienen los siguientes resultados: El promedio de las columnas que estaban en compresión es de 23 t y disminuyó a 19.6 t con el uso de contravientos, lo cual representa una disminución del 15%. Para las estaciones que anteriormente registraron tensión en la columna ahora se obtienen solo valores de compresión con un promedio de 13.6 t en el edificio original y se registró un valor de 16.2 t con el uso del refuerzo. Se observa que en este último caso los valores aumentaron debido a que el uso de los contravientos distribuye los esfuerzos en la estructura, por tal motivo los valores de tensión son mayores en el edificio original que en el edificio reforzado. Finalmente, los valores de compresión que se obtienen son mayores en el edificio con contravientos que en el edificio original (figura 4.21). Cabe recordar que la compresión es benéfica tanto para la resistencia a cortante del concreto, como para la resistencia a flexocompresión.

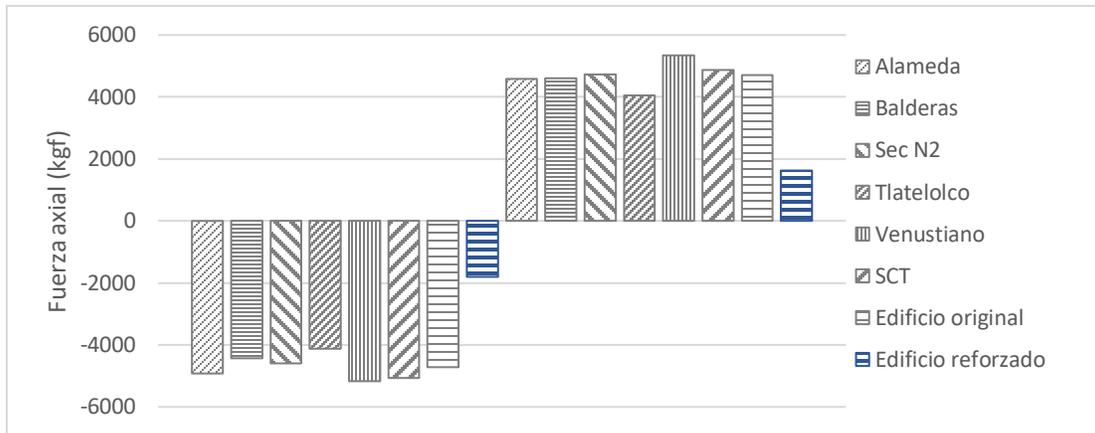


Figura 4.20 Carga axial de las estaciones del edificio original y el promedio de la carga axial del edificio reforzado sin considerar la carga muerta ni viva

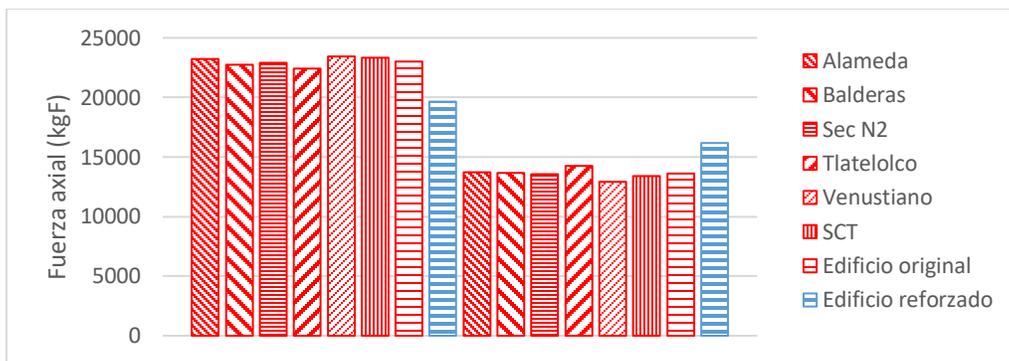


Figura 4.21 Carga axial de las estaciones del edificio original y el promedio de la carga axial del edificio reforzado considerando la carga muerta y viva

Se puede afirmar que el refuerzo adoptado en el edificio resultó en un mucho mejor comportamiento en todos los parámetros evaluados. Sin el refuerzo, las respuestas del edificio original son mayores que las estimadas para el sismo de 1985, lo cual induce a pensar en un daño mayor que el que se produjo en ese evento. Con el refuerzo las respuestas no dan indicio de daños o desplazamientos excesivos.

CAPÍTULO CINCO

EDIFICIO REFORZADO CON DISIPADORES DE ENERGÍA

En este capítulo se presenta una técnica de refuerzo que se ha aplicado recientemente en el mundo y que no era una alternativa común después del sismo de 1985. La técnica consiste en la adición de disipadores de energía de tipo viscoso a los contravientos, con el fin de incrementar el amortiguamiento del sistema y reducir los desplazamientos y elementos mecánicos en la estructura. Para evaluar la eficiencia de este esquema de refuerzo se realizará un análisis no lineal con los mismos registros del sismo de 2017, para conocer las respuestas del edificio en estudio.

Se realizarán dos análisis, el primero, un estudio paramétrico para conocer las características de los disipadores viscosos que conducen a los menores desplazamientos. El segundo análisis consistirá en modelar el edificio con los valores que dieron los resultados más favorables en el estudio paramétrico, para comparar las respuestas del edificio original, del edificio reforzado con contravientos y del edificio reforzado con disipadores viscosos. La evaluación de las respuestas se realiza mediante los desplazamientos de los niveles, las distorsiones de entrepiso y los elementos mecánicos en la columna con mayor demanda.

5.1 ESTUDIO PARAMÉTRICO

Generalidades

Se estudiaron las variables que determinan el comportamiento del amortiguador viscoso, y que son las que aparecen en la fórmula general para un disipador de este tipo:

$$F = c v^{\alpha} \quad (8)$$

Donde:

c = es una constante de amortiguamiento

v = es la velocidad relativa del amortiguador

α = es el exponente de la velocidad

F = es la fuerza que genera el disipador

Es posible calcular los parámetros que involucra la ecuación para valores determinados de la respuesta del dispositivo. Así, por ejemplo, pueden estimarse los valores de C y α para alcanzar un determinado valor de amortiguamiento viscoso equivalente para realizar un análisis lineal equivalente. A pesar de ello, no es el objeto de este trabajo utilizar alguno de ellos para determinar los valores de diseño para este caso en particular, sino que se pretende realizar un análisis paramétrico para conocer el comportamiento de las distintas variables en la respuesta del edificio. Por tal motivo, antes de iniciar el análisis se investigaron las variables de la ecuación general y se buscaron los valores más representativos para el caso que se estudia.

Según Martínez c es la constante de amortiguamiento del dispositivo, y depende del fluido que contenga el disipador.

Según la empresa MABIE (Maribel Burgos Ingeniería Estructural) c es una constante de amortiguamiento que es determinada principalmente por el diámetro de la compuerta y el área del orificio del disipador.

α es un coeficiente que depende de los orificios en la cabeza del pistón del amortiguador y usualmente toma valores entre 0.3 y 1 (Symans, et al., 2008). Cabe mencionar que $\alpha = 1.0$ representa un comportamiento lineal.

Además, se consideraron los parámetros que se encontraron en otros trabajos de investigación y proyectos de aplicación en edificios reales. Entre los casos que se encontraron, se reporta un $\alpha = 0.5$ y $c = 50000$ kg-s/cm en un edificio de marcos de concreto de 12 niveles (MABIE Maribel Burgos Ingeniería Estructural). En otro edificio de cuatro niveles se colocaron disipadores con valores de $c = 5000$ kg-s/cm y $\alpha = 0.9$ (Morales y Contreras, 2012). En un edificio de diez niveles a base de marcos de acero se añadieron disipadores viscosos con $\alpha = 0.3$ y $c = 1200$ kg-s/cm (Martínez, 2016).

Por otra parte, la rigidez k que se consideró es igual a la de los contravientos que se utilizaron en el refuerzo del edificio después de 1985 y que se describen en el capítulo anterior. Como parte del estudio paramétrico se analizaron dos valores más que corresponden a contravientos formados con ángulos de menor tamaño que los de los contravientos originales.

Conforme a lo investigado se eligieron seis valores del coeficiente c , tres del coeficiente α y tres de k para comenzar el análisis lineal (tabla 5.1), lo que da un total de 54 combinaciones de los parámetros.

Tabla 5.1 Valores que se utilizaron en el análisis paramétrico

c (kg-s/cm)	k (kg/cm)	α
50000, 30000, 10000, 5000, 2500, 1000	265451, 219302, 173080	1, 0.7, 0.4

5.1.1 Modelación del edificio en ETABS

El modelo del edificio se realizó colocando 24 disipadores en diagonal ubicados en los ejes 1, 3, 4 y 6, mismas posiciones en las que se colocaron los contravientos en el capítulo anterior. Los contravientos se distribuyeron en toda la altura del edificio como muestra la figura 5.1. Como los resultados de los seis registros, tanto en el edificio original como en el edificio reforzado con contravientos, son semejantes, en primera instancia se realizó el análisis con el registro de la estación Alameda en dirección N-S.

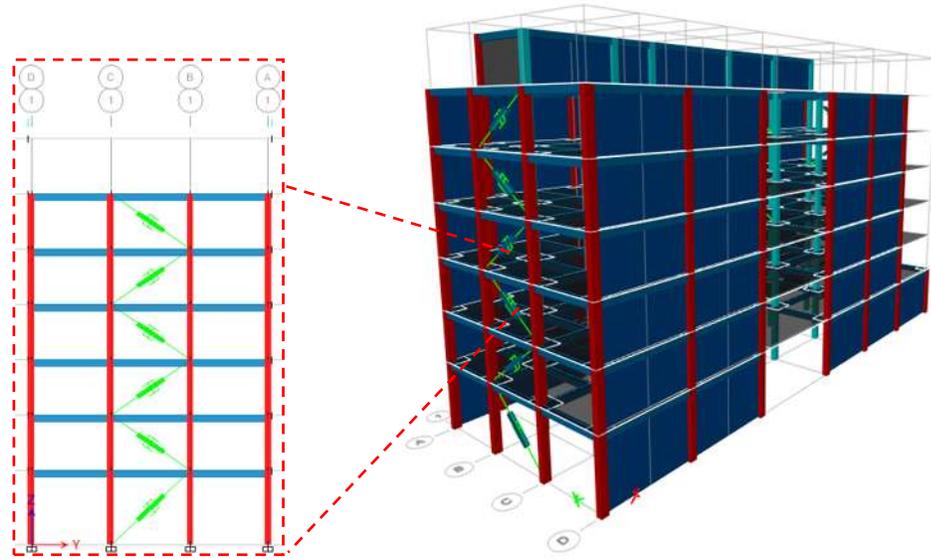


Figura 5.1 Configuración de los disipadores en el edificio. Eje 1

Los desplazamientos que se obtuvieron con esta configuración y con los valores de la tabla 5.1, fueron en total 54. Para este arreglo se determinaron los desplazamientos en el nivel siete porque se deseaba conocer los valores en la azotea. Para el primer caso, se promediaron los desplazamientos obtenidos con los tres valores de k mostrados en la tabla 5.1. De manera que se reportan dieciocho desplazamientos correspondientes a los tres valores de $\alpha=1$, $\alpha=0.7$ y $\alpha=0.4$ y los seis valores de c . En la figura 5.2 se grafica en el eje de las ordenadas el desplazamiento y en el eje de las abscisas los valores de c . Por lo tanto, en este primer caso los valores que se analizan para conocer su efecto en la respuesta son a y c .

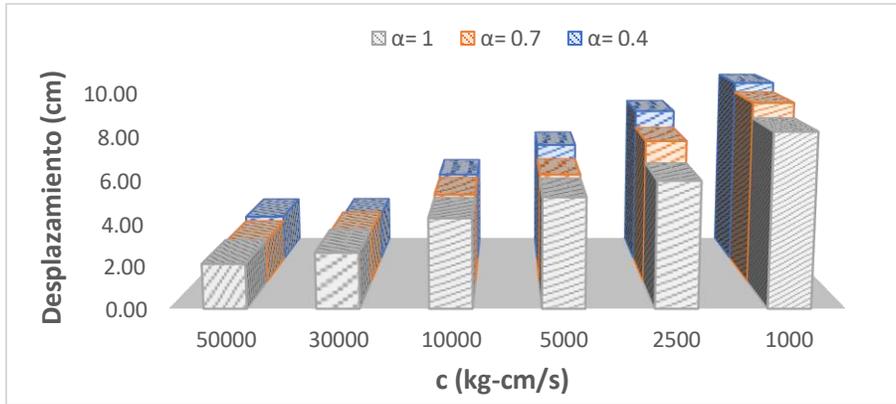


Figura 5.2 Desplazamientos obtenidos con el promedio de los valores de k , considerando c variable y α constante

Como se muestra en la figura, los valores del desplazamiento dependen de manera importante de c ; si c toma un valor grande, los desplazamientos que se obtienen son de alrededor de 2 cm, si c es pequeño los desplazamientos resultantes son de 8 a 9 cm. Por otro lado, los desplazamientos obtenidos con cada valor de c son muy similares entre sí para los tres valores de α que se utilizaron. Debido a la poca variación de los desplazamientos con el valor del exponente, se trabajará en el análisis final usando un $\alpha = 0.7$.

Se analiza ahora el promedio de los desplazamientos obtenidos con los tres valores de α mostrados en la tabla 5.1. La influencia de las variables que se valoran son c y k . En la siguiente figura se presentan los desplazamientos, graficando en el eje de las ordenadas los desplazamientos obtenidos en el nivel siete y en el eje de las abscisas los valores de c . Se observa que los desplazamientos nuevamente dependen fuertemente del valor de c , mientras que para los distintos valores de k la variación de los desplazamientos es muy pequeña. Se determinó usar $k = 265451$ kg/cm debido a que es la misma rigidez que se usó para los contravientos que se colocaron como refuerzo en el edificio original, y con los cuales se analizó el edificio en el capítulo anterior.

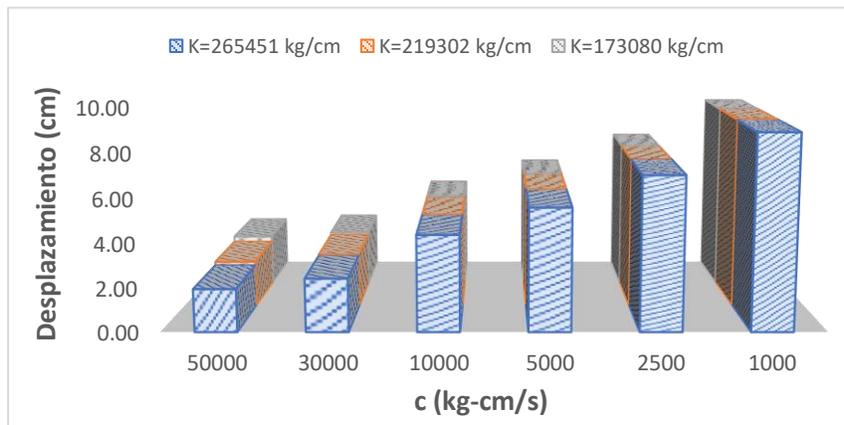


Figura 5.3 Valores obtenidos con el promedio de los desplazamientos con los valores de α , k constante y c variable

Se realiza un tercer análisis con el promedio de los desplazamientos obtenidos con los valores de c , donde se estima la influencia de los valores de α y k en la respuesta. Se grafica en el eje vertical los desplazamientos y en el eje horizontal los valores de α .

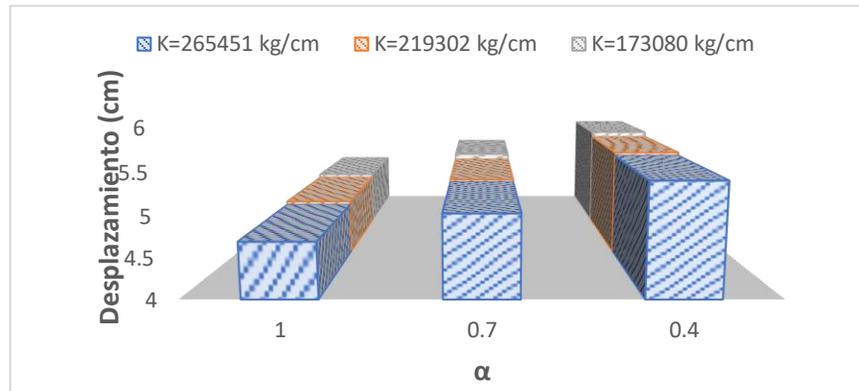


Figura 5.4 Valores obtenidos con el promedio de los desplazamientos para los valores de c

Se observa en la figura que para los valores de k los desplazamientos son muy similares y para los valores de α los desplazamientos varían de 4.7 cm a 5.5 cm. Por lo que se concluye que la respuesta para este caso no se ve afectada de una manera considerable por α y k .

Con base en lo estudiado, se concluye que la variable que influye significativamente en la respuesta es c , como se observó en las figuras anteriores, los valores de los desplazamientos se reducen o aumentan según el valor que tome c . Por lo tanto, las respuestas se determinarán para todos los registros de las estaciones cercanas y para los seis valores indicados de c , considerando constantes $\alpha = 0.7$ y $k = 265451$ kg/cm.

Con los valores del coeficiente c y los desplazamientos obtenidos con $\alpha = 0.7$ y $k = 265451$ kg/cm, se ajustaron los resultados a una función logarítmica para definir la siguiente ecuación que es útil para estimar los desplazamientos (y), dado un valor de c , en donde x representa el valor de c . El ajuste de la función logarítmica condujo a un coeficiente $R^2 = 0.98$, lo que permite considerar que el ajuste es adecuado.

$$y = -1.826 \ln(x) + 21.321 \quad (9)$$

5.2 RESPUESTAS PARA LAS ESTACIONES CERCANAS

Para la obtención de las respuestas se consideró la configuración de contraventeos igual a la del refuerzo que se construyó en 1985. Se colocaron 48 disipadores en las diagonales, igual al número de contravientos que se colocaron en el refuerzo original. Se colocaron en los ejes 1, 3, 4 y 6. La figura 5.5 muestra dicho arreglo.

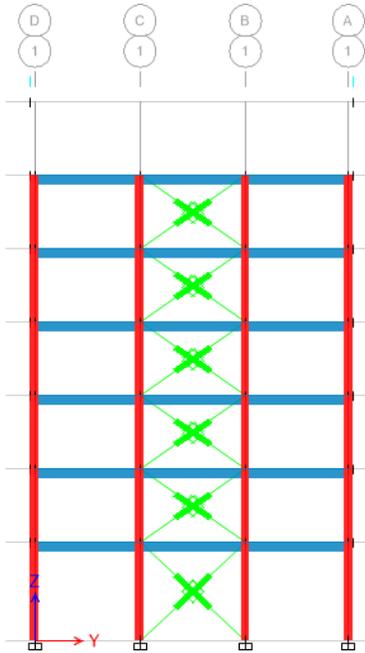
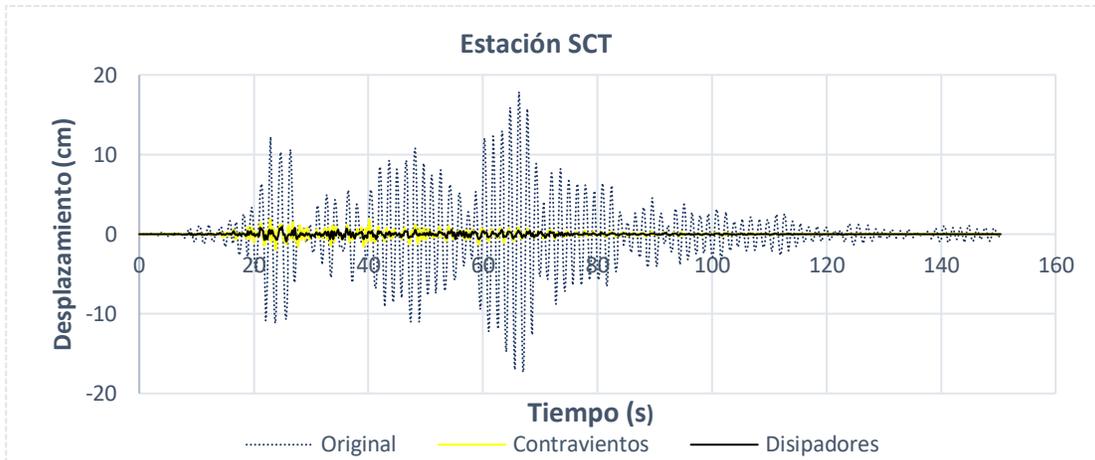


Figura 5.5 Configuración en X de los disipadores en el eje 1

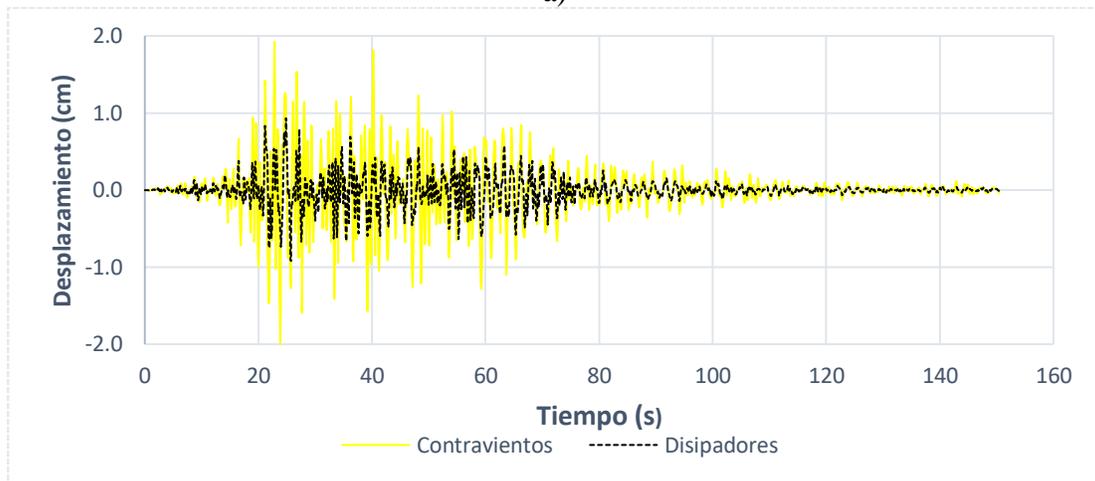
Desplazamientos en el tiempo

Con el uso de los disipadores de energía viscosos, el amortiguamiento de la estructura aumenta, como se comentó anteriormente, y como consecuencia las respuestas tales como desplazamientos, distorsiones y elementos mecánicos se reducen. En la imagen siguiente se muestran los desplazamientos en el tiempo del nivel seis de la estación SCT. En la figura 5.6 se ilustra el desplazamiento del edificio original con línea discontinua, el desplazamiento del edificio reforzado con contravientos con la línea amarilla y la línea negra pertenece al edificio reforzado con disipadores viscosos. Se observa que el desplazamiento máximo del edificio original ocurre en el segundo 67 y se presentan dos picos en el segundo 23 y 48, usando contravientos el desplazamiento máximo ocurre en 23.8 s y comienza a reducirse, aunque se observan dos picos en los segundos 39.2 y 40.2. Con disipadores el desplazamiento máximo ocurre en el segundo 25.7 y a partir de ese instante los desplazamientos disminuyen, lo que evidencia que el edificio tiene un amortiguamiento mayor que el original.

En la imagen 5.7 se presenta la variación de los desplazamientos en el tiempo para tres valores de c : $c=50000$ kg-cm/s, $c=30000$ kg-cm/s y $c=1000$ kg-cm/s y los desplazamientos del edificio con contravientos. Como se concluyó en el estudio paramétrico, el desplazamiento depende de c , cuanto más grande sea, los desplazamientos se reducen aún más.



a)



b)

Figura 5.6 Historia en el tiempo de los desplazamientos en el nivel seis del edificio. a) Desplazamiento del edificio original, reforzado con contravientos y disipadores. b) Edificio únicamente con disipadores y contravientos

En las figuras 5.8a, 5.8b y 5.8c se presentan los ciclos histéresicos del disipador más esforzado ubicado en el eje seis del primer nivel. En la figura 5.8a se ve que el área del ciclo para un disipador con $c=1000$ kg-cm/s tiende a ser la de una elipse, como la forma típica de los ciclos de histéresis para un disipador viscoso, donde las deformaciones máximas llegan alrededor de 1.3 cm y la fuerza en el disipador de 3.5 t. Para un disipador con $c=30000$ kg-cm/s la elipse es más alargada con deformaciones que llegan a valores de 0.3 cm y la fuerza alcanza valores de 40.8 t (figura 4.8b). Con el disipador con $c=50000$ kg-cm/s la deformación es de 0.26 cm mientras que la fuerza es de 51 t (figura 5.8c). Los ciclos de histéresis formados con $c=50000$ kg-cm/s y $c=30000$ kg-cm/s tienen fuerzas mayores correspondientes a

deformaciones pequeñas, mientras que para los disipadores con $c=1000$ kg-cm/s la fuerza no es tan grande y las deformaciones son más grandes que para los disipadores anteriores.

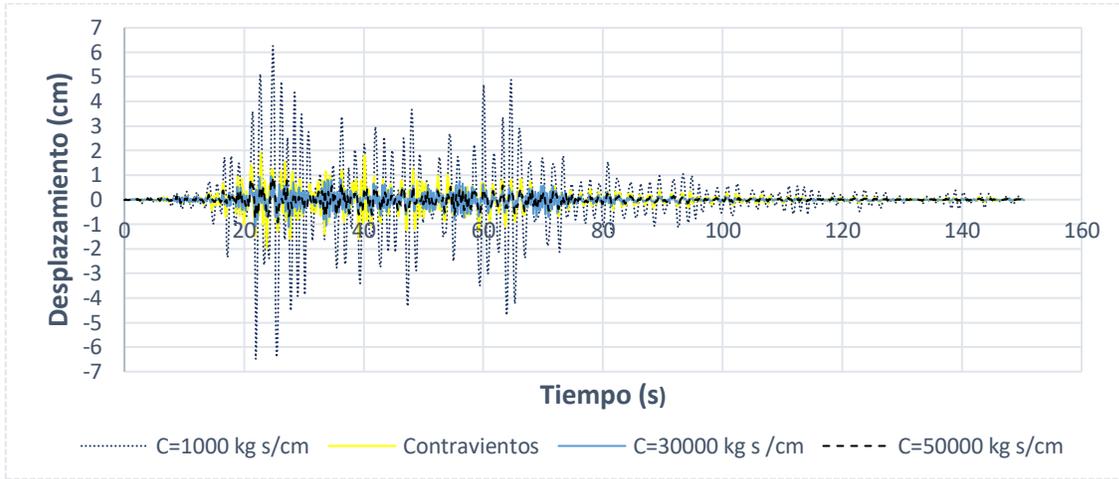
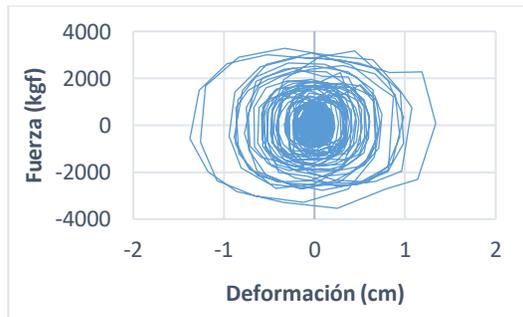
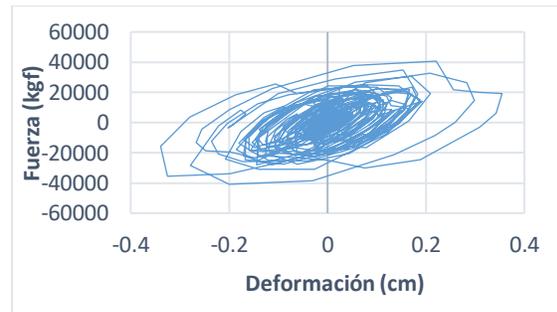


Figura 5.7 Historia en el tiempo de los desplazamientos



a)



b)



c)

Figura 5.8 a) Ciclo histérico con $c=1000$ kg-cm/s. b) Ciclo histérico con $c=30000$ kg-cm/s. c) Ciclo histérico con $c=50000$ kg-cm/s

Recordemos que el área de los ciclos de histéresis corresponde a la energía disipada por el amortiguador, en la figura 5.9 se muestran los ciclos histéricos en un solo gráfico y con la misma escala, se observa que los disipadores con $c=50000$ kg-cm/s y $c=30000$ kg-cm/s tienen ciclos más grandes, es decir disipan mayor energía. Como consecuencia, los desplazamientos, distorsiones y elementos mecánicos del edificio se reducen.

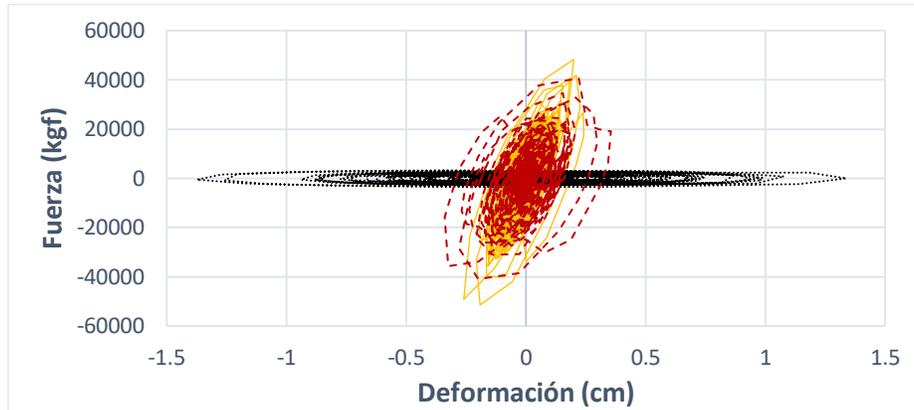


Figura 5.9 Ciclos histeréticos con $c=1000$ kg-cm/s, $c=30000$ kg-cm/s y $c=50000$ kg-cm/s

Desplazamientos

A continuación, se presentan los desplazamientos que se obtuvieron en el nivel seis para un $c=50000$ kg-cm/s y con las seis estaciones acelerográficas en estudio y su promedio. Además, se presentan los desplazamientos obtenidos con el edificio reforzado con contravientos, su promedio, y el promedio de desplazamientos del edificio original. Como se observa en la figura 5.10, se observan tres zonas: la correspondiente a los desplazamientos del edificio con disipadores (color azul); la correspondiente a los desplazamientos del edificio con contravientos (color amarillo) y el promedio de los desplazamientos del edificio original (color rojo). Si se considera el promedio de los resultados, los desplazamientos se reducen de 16.83 cm a 2.84 cm con contravientos y a 1.21 cm con disipadores, éste último caso representa el 93 % de disminución en la respuesta, mientras que con el edificio reforzado con contravientos es del 83%.

En la tabla 5.2 se presentan los desplazamientos para los distintos valores de c , así como su promedio, desviación estándar y coeficiente de variación.

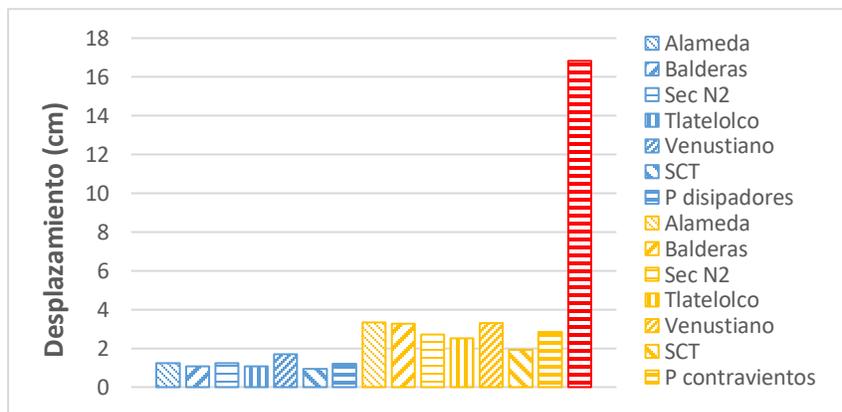


Figura 5.10 Desplazamientos para $c=50000$ kg-cm/s

Tabla 5.2 Desplazamiento, desviación estándar y coeficiente de variación para diferentes valores de c

c Kg- cm/s	Alameda cm	Balderas cm	Sec. N2 cm	Venustiano cm	Tlatelolco cm	SCT cm	Promedio cm	Desviación estándar cm	Coeficiente de variación %
50000	1.25	1.08	1.25	1.68	1.1	0.93	1.21	0.26	22
30000	1.77	1.51	1.41	2.21	1.1	1.31	1.56	0.38	25
10000	3.65	3.14	3.55	4.43	3.4	3.27	3.57	0.46	13
5000	4.8	5.06	4.96	5.75	4.8	4.51	4.97	0.43	9
2500	6.11	6.41	5.68	6.66	6.3	5.34	6.08	0.49	8
1000	8.51	7.61	5.98	7.31	8	6.26	7.27	0.98	14

Distorsiones de entrepiso

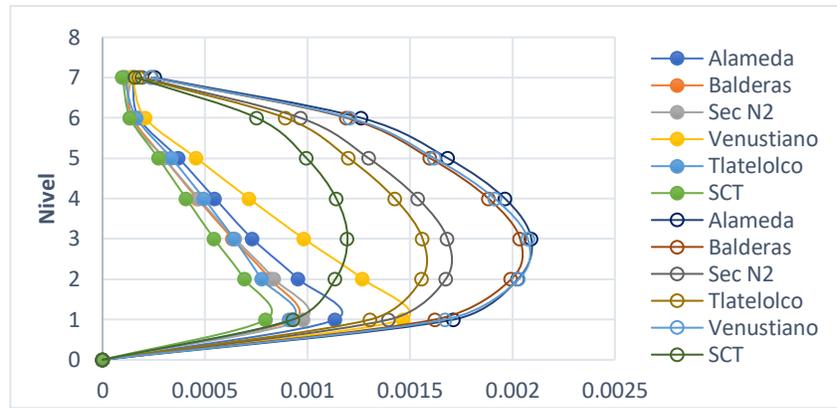
Las distorsiones que se obtuvieron se muestran en la gráfica 5.11. Se graficaron las distorsiones obtenidas con los registros de las seis estaciones cercanas al edificio (figura 5.11 a). Las curvas con relleno sólido cargadas a la izquierda del área del gráfico representan los valores obtenidos con el edificio reforzado con disipadores, las curvas sin relleno son los valores obtenidos con el edificio reforzado con contravientos y los promedios se muestran en rojo y con línea discontinua (figura 5.11 b). Se observa que el edificio original presenta la máxima deriva en el nivel uno, por lo que se espera que el daño sea mayor en ese nivel, mientras que, en los dos esquemas de refuerzo, tanto con disipadores como con contravientos la distribución de las distorsiones se vuelve más uniforme. Se puede suponer que con el uso del refuerzo las fuerzas actuantes se distribuyen en el edificio de manera más uniforme y, por lo tanto, las distorsiones disminuyen. Considerando los promedios del nivel uno donde ocurre la distorsión máxima, los valores disminuyen de 1.4% a 0.14% con el edificio con contravientos que representa el 90% de disminución, y para el edificio con disipadores la distorsión disminuye hasta 0.10 %, un 93% disminuye la respuesta.

Considerando el promedio del edificio reforzado con disipadores la distorsión máxima ocurre en el nivel 1 $\gamma_{m\acute{a}x} = 0.0015$

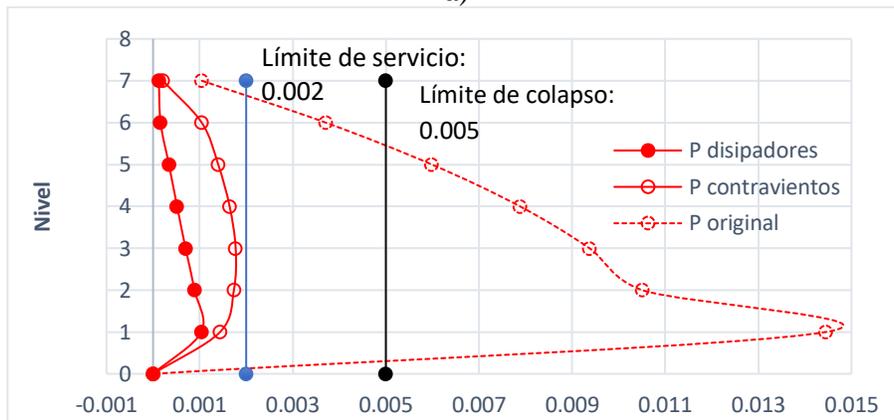
Según las Normas Técnicas Complementarias (2017), la distorsión máxima permisible para el límite de servicio es de 0.002, y para el límite de colapso es de 0.005.

El límite para prevenir daños en los muros es de 0.002.

Adicionalmente, se consideran los límites que se encuentran en el reporte Assessment of seismic strengthening solutions for existing low-rise RC buildings in Nepal (Chaulagain, *et al.*, 2015) y que se reescriben en las siguientes tablas.



a)



b)

Figura 5.11 a) Distorsiones de entrecorrido de las seis estaciones que se estudian. b) Promedio de las distorsiones del edificio original, reforzado con contravientos y reforzado con disipadores

Tabla 5.3 Límites de las distorsiones de entrecorrido (VISION, 2000)

Comportamiento por nivel				
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad vital	Cerca del colapso
Límite	0.002	0.005	0.015	0.025

Tabla 5.4 Límites de las distorsiones de entrecorrido FEMA 356 (2000)

Comportamiento por nivel				
	Ocupación inmediata	Control de daño	Seguridad vital	Estabilidad estructural
Límite	0.01	0.01-0.02	0.02	0.04

Tabla 5.5 Límite de las distorsiones relacionadas con varios niveles de daño (Ghobarah, 2004)

Nivel de daño	Marcos dúctiles	Marcos no dúctiles
Sin daño	< 0.002	< 0.001
Daño reparable		
(a) Daño ligero	0.004	0.002
(b) Daño moderado	< 0.001	0.002
Daño irreparable (mayor al punto de fluencia)	> 0.01	< 0.005
Daño severo-seguridad vital- colapso parcial	0.018	0.08
Colapso	> 0.03	> 0.01

Con el uso de disipadores se cumplen los límites propuestos para servicio y colapso por las NTC. Considerando los límites por Vision el edificio se encontraría totalmente ocupacional. Según la FEMA 356, si ocurriera un sismo el edificio podría ocuparse inmediatamente después, y habría daño reparable si se considera que el edificio no tiene marcos dúctiles.

Fuerza cortante en las columnas

Las fuerzas cortantes actuantes que se obtuvieron en la columna 26 del nivel 2 que es la columna más esforzada, se muestran en la figura 5.12, donde se graficaron nuevamente las estaciones y los promedios de los desplazamientos del edificio reforzado con disipadores, con contravientos y del edificio original.

Con el uso de los contravientos se obtuvo una disminución en la respuesta del 83% de 28.8 t bajó a 4.9 t; mientras que, con el uso de disipadores, la fuerza cortante disminuyó a 2.9 t, lo que representa el 90% de disminución en la respuesta.

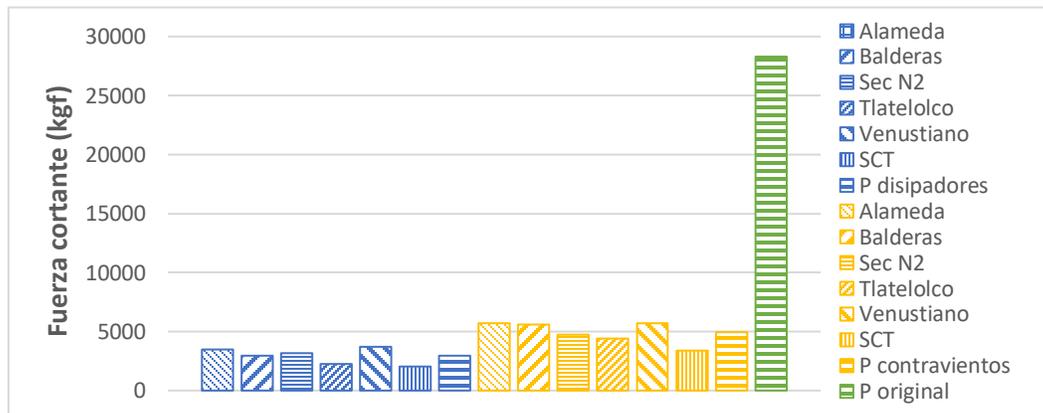


Figura 5.12 Fuerzas cortantes de las seis estaciones del edificio reforzado con disipadores y contravientos.

Tabla 5.6 Valores de la fuerza cortante obtenidos para las estaciones en estudio y con diferentes valores de c

c kgf- cm/s	Alameda kgf	Balderas kgf	Sec N2 kgf	Venustiano kgf	Tlatelolco kgf	SCT kgf	Promedio kgf	Desviación estándar kgf	Coefficiente de variación kgf
50000	3478	2974	3165	3704.5	2261.5	2018	2934	669	23
30000	4882	3796	4178	4978.7	3275.5	2957	401	827	21
10000	11041	8188	9915	9631.1	7400.6	7151	8888	1547	17
5000	14950	10627	13616	12184	10125	9559	11843	2124	18
2500	17948	13124	16447	15327	12955	11378	14530	2465	17
1000	20649	15617	18910	17738	16711	13493	17186	2514	15

Momentos flexionantes

En la siguiente figura se muestran los momentos flexionantes actuantes que se obtuvieron en la columna C34 del nivel 1. Se graficaron las respuestas de las estaciones con contravientos, con disipadores y el promedio de la respuesta del edificio original. En la tabla 5.4 se muestran los momentos de las seis estaciones que se analizan para los diferentes valores de c .

Considerando los promedios, la disminución de la respuesta del edificio usando contravientos fue de 5.1 t-m a 1.1 t-m, representando el 79% de disminución. Y para el edificio reforzado con disipadores el promedio de los momentos fue de 0.87 t-m, es decir el 83 % de disminución de la respuesta.

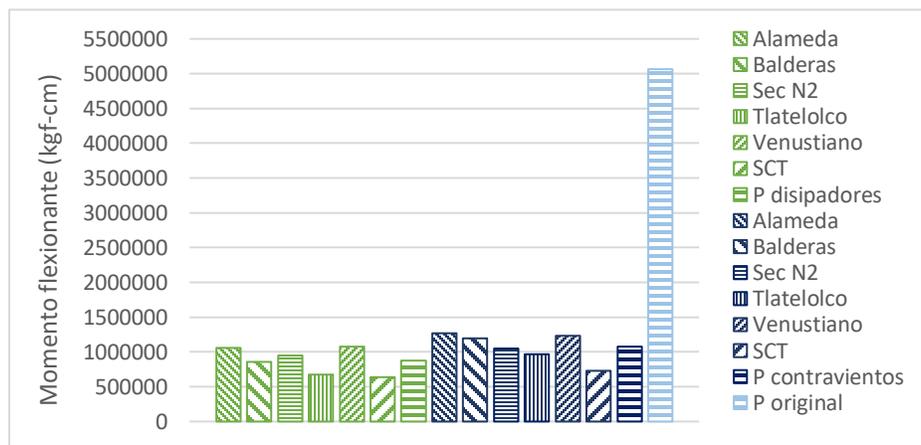


Figura 5.13 Valores de los momentos flexionantes actuantes considerando un valor de $c=50000$ kgf-cm/s. Los gráficos con puntos representan los promedios

Tabla 5.7 Momentos actuantes de las estaciones que se estudiaron

<i>c</i> kgf-cm/s	Alameda kgf-cm	Balderas kgf-cm	Sec. N2 kgf-cm	Venustiano kgf-cm	Tlatelolco kgf-cm	SCT kgf-cm
50000	1E+06	860507	948909	1079961	672158	638156
30000	1E+06	-1E+06	-1192867	1428815	957749	858318
10000	3E+06	-2E+06	-2485407	2370513	2E+06	2E+06
5000	4E+06	-3E+06	-3246624	-2882006	2E+06	2E+06
2500	-4E+06	3E+06	-3833259	-3577688	-3E+06	3E+06
1000	-5E+06	4E+06	-4355366	-4134372	-4E+06	-3E+06

Fuerza axial

Las cargas que actúan en la columna C34 se muestran en la gráfica 5.14. Se graficaron las fuerzas máximas que comprimen y tensionan a la columna como resultado de la acción sísmica, sin incluir la carga muerta y la carga viva. Como se observa en las dos gráficas, los valores de la fuerza actuante obtenidas con las estaciones con los dos tipos de refuerzo son menores que la fuerza obtenida con el edificio original; las fuerzas de compresión y tensión se reducen de 4.7 t a 2.1 t aproximadamente, lo cual representa el 55% de disminución usando disipadores, y disminuye de 4.7 a 1.6 t es decir el 61% en el edificio con contravientos. Sin embargo, como se mostró en las figuras anteriores, los valores de las respuestas del edificio reforzado con disipadores fueron siempre menores que las del edificio reforzado con contravientos, salvo en este caso. La distribución o flujo de carga del edificio se ve alterada por la presencia de contravientos y contravientos-disipadores, por tal motivo, la fuerza axial en las columnas se modifica. Se observa que el incremento en la carga axial fue mayor cuando se incluyen los disipadores que al usar solamente contravientos.

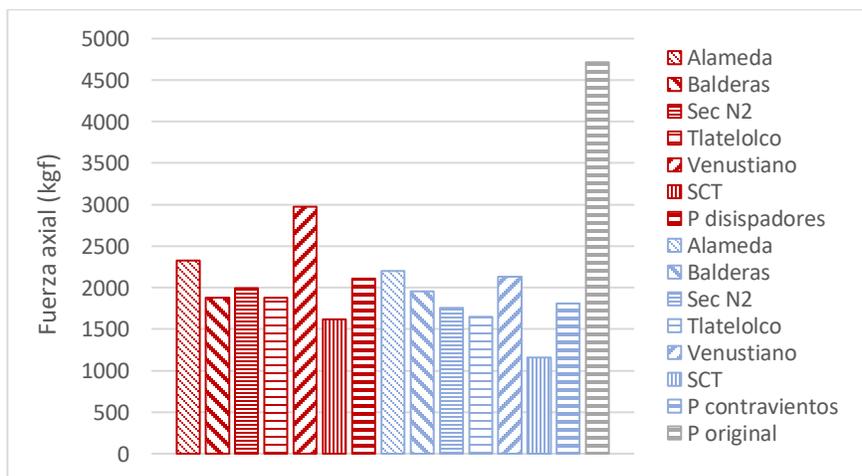


Figura 5.14 a) Fuerzas de compresión

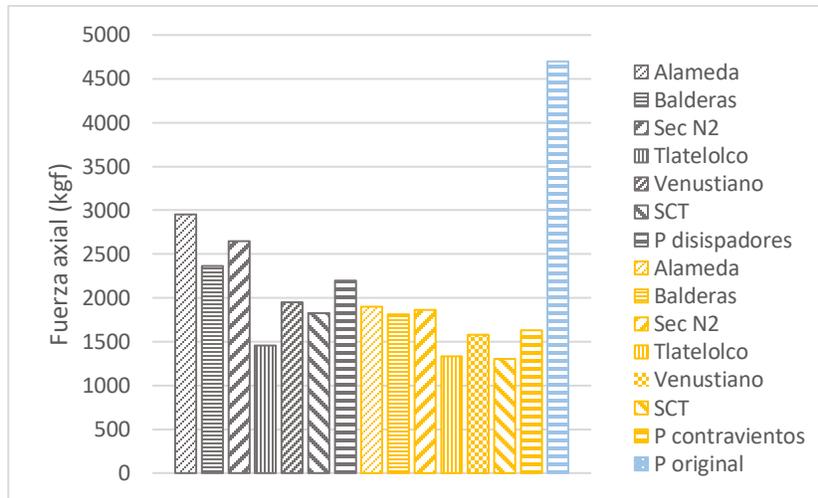


Figura 5.14 b) Fuerzas de tensión

Si se incluye la carga muerta y la carga viva se obtienen fuerzas únicamente de compresión en la columna. El promedio de las fuerzas disminuye de 23 t a 20.1 t usando disipadores, un 13% de disminución en la respuesta. Con el uso de contravientos la fuerza baja de 23 t a 19.6 t, es decir, disminuye el 15% (figura 5.15a). Los esfuerzos que anteriormente eran de tensión cambiaron a valores de compresión; el promedio aumentó de 13.6 t a 15.8 t con disipadores y a 16.2 t usando contravientos.

Como se observa en la figura 5.15 la acción del sismo genera fuerzas de compresión y tensión en la columna, a pesar de ello, al considerar la carga muerta y viva, las fuerzas de tensión se contrarrestan y solo hay esfuerzos de compresión actuando en la columna. Cabe recordar que las fuerzas de tensión en las columnas de concreto reducen la resistencia a fuerza cortante y pueden contribuir a la falla de estos elementos.

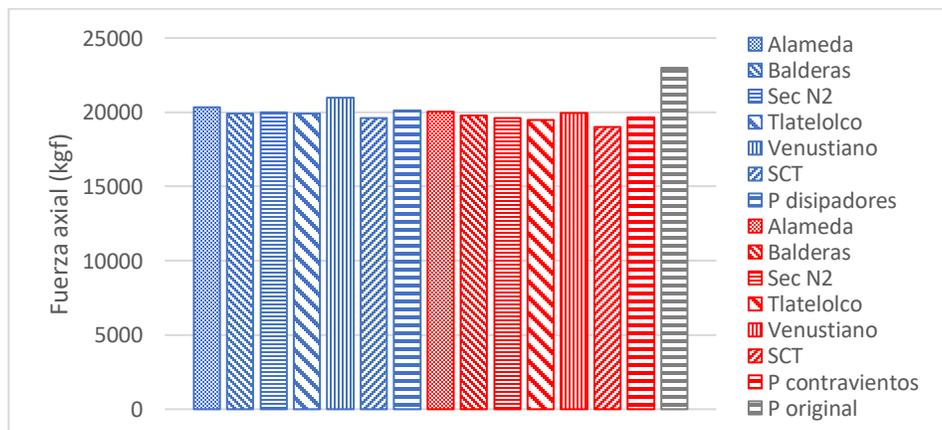


Figura 5.15 a) Fuerzas de compresión



b)

Figura 5.16 b) Fuerzas de compresión que sin considerar la carga muerta y viva eran fuerzas de tensión

Fuerzas en los disipadores

Las fuerzas axiales que actúan en los disipadores se muestran en la figura 5.16. Se muestran las fuerzas del elemento más esforzado ubicado en el eje 6 en el primer nivel.

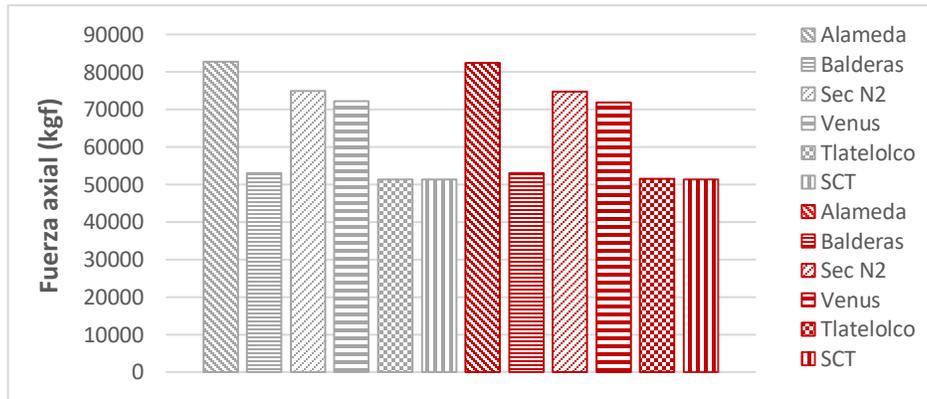
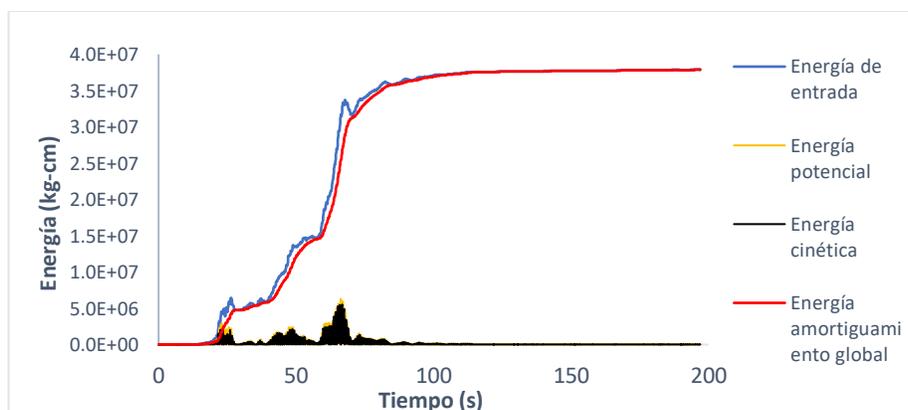


Figura 5.17 Valores máximos de las fuerzas que actúan en los disipadores. Las gráficas en gris corresponden a los valores en compresión y las rojas en tensión

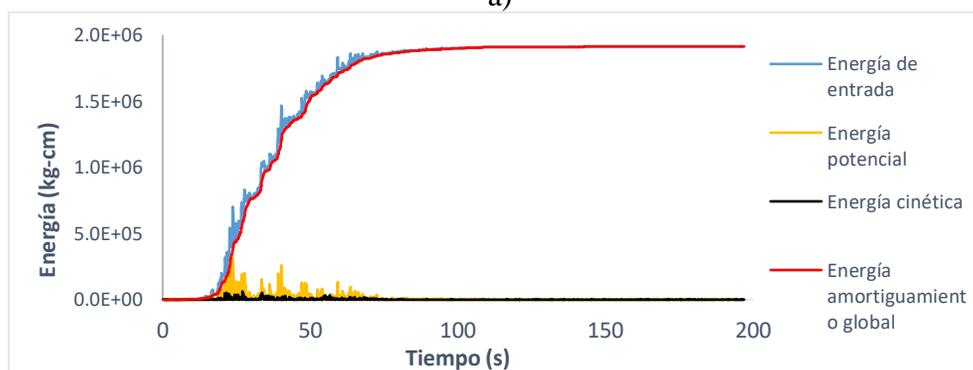
Balance de energía

En las figuras siguientes se muestra la energía del sismo que se introduce en la estructura. La figura 5.17a corresponde al edificio original donde la energía de entrada es disipada casi en su totalidad por el amortiguamiento inherente de la estructura. Es decir, mediante el rozamiento de los elementos que la conforman, la interacción con la cimentación y las pequeñas grietas que se forman en el concreto. Recordemos que en el balance energético la suma de las energías de amortiguamiento inherente, cinética y potencial debe ser igual a la

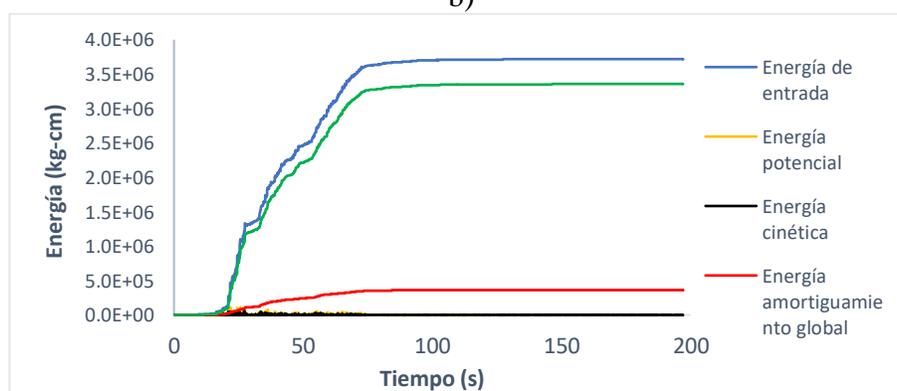
energía de entrada. En la figura 5.17b que corresponde al edificio reforzado con contravientos, la energía de entrada es igualmente disipada a través del amortiguamiento inherente y en menor grado por la energía cinética y potencial. Con el uso de disipadores de energía viscosos (figura 5.17c) la energía se libera mayormente a través de la energía calorífica por el flujo del líquido viscoso en el disipador. Como consecuencia, la energía disipada a través del amortiguamiento inherente se reduce considerablemente. Debido a que la energía que disipa la estructura es menor, los desplazamientos y las fuerzas internas también se reducen y se esperaría un menor daño en los elementos.



a)



b)



c)

Figura 5.18 Distribución de energías a) edificio original b) edificio con contravientos c) edificio con disipadores de energía

En la siguiente tabla se presenta el resumen de los porcentajes de disminución de las respuestas con el refuerzo de contravientos y disipadores viscosos.

Tabla 5.8 Porcentajes de disminución de la respuesta para los dos refuerzos

Respuesta	% de disminución Edificio con disipadores	% de disminución Edificio con contravientos
Desplazamientos	93	83
Distorsiones de entrepiso	93	90
Fuerza cortante	90	83
Momento flexionante	83	79
Fuerza axial	55 C 53 T	61 C 65 T

CONCLUSIONES

Se estudió un edificio de seis niveles de concreto reforzado que tras el sismo de 1985 se reforzó con contravientos metálicos y disipadores viscosos. Una vez reforzado se analizó bajo el sismo de 2017. A pesar de que no se observaron daños en los elementos estructurales del inmueble después del sismo de septiembre de 1985, sí se observaron grietas en algunos de los muros perimetrales. A continuación, se presentan las conclusiones de los análisis que se hicieron:

Aunque las aceleraciones espectrales del edificio original son mayores para la dirección longitudinal ($A=226$ gales) asociadas al periodo del primer modo en dirección longitudinal ($T=0.276$ s), que para la dirección transversal ($A=199$ gales) asociadas al periodo fundamental ($T=1.44$ s) en el sismo de 1985, esta dirección fue la que presentó menores desplazamientos, este comportamiento se debe a la presencia de los muros perimetrales que aportan rigidez en la dirección longitudinal.

Los desplazamientos, las distorsiones y los elementos mecánicos en las columnas resultaron ser mayores bajo el sismo de 2017 en el edificio original debido a que sufrió mayores aceleraciones.

Con el uso de contravientos como técnica de refuerzo el edificio sufrió cambios en sus propiedades; como resultado de la rigidización del edificio, el periodo fundamental disminuyó de 1.44 s a 0.68 s, y por ello, las aceleraciones espectrales también disminuyeron.

En el edificio original se excedieron las distorsiones de entrepiso que marcan las Normas Técnicas Complementarias. Sin embargo, al colocar contravientos las distorsiones se reducen y cumplen los requisitos de las Normas.

Los desplazamientos, las distorsiones y los elementos mecánicos en las columnas disminuyeron entre el 79 y el 90 % con el uso de contravientos (tabla 5.8), demostrando que, para este caso en particular, la rigidización del edificio mediante el uso de contravientos resultó ser benéfico para el inmueble.

Se comprobó que las respuestas tales como desplazamientos, distorsiones, fuerzas cortantes y momentos disminuyeron entre el 83 % y 93 % con los disipadores viscosos respecto al edificio original, como se muestra en la tabla 5.8.

Con los dos tipos de refuerzos estudiados, se obtienen resultados favorecedores para todas las respuestas. Las distorsiones para los dos refuerzos están dentro de los límites que sitúan las normas consideradas. Los resultados del edificio con disipadores se obtuvieron para un coeficiente del amortiguador igual a $c = 50000$ kg-cm/s, si se desea se puede utilizar un factor $c = 30000$ kg-cm/s con el cual también se obtienen distorsiones dentro de los límites. Otro coeficiente de c no puede utilizarse si se desean respetar los límites de distorsión de entrepiso.

El uso de contravientos y disipadores influye en la distribución de la carga, por lo que la respuesta que tuvo una menor disminución fue la fuerza axial que soportan las columnas.

Los dos tipos de refuerzo resultan ser benéficos para el edificio con las características de los sismos estudiados, sin embargo, es importante notar que aunque los desplazamientos, distorsiones y elementos mecánicos se redujeron considerablemente, son mecanismos que actúan de maneras diferentes; los contravientos reducen las respuestas antes mencionadas debido a que proporcionan rigidez al edificio mientras que los disipadores viscosos proporcionan amortiguamiento al sistema que se ve reflejado en la disminución de las respuestas. Por lo tanto, si se desea adoptar cualquier técnica de refuerzo se deberían considerar otros factores importantes que afectan el desempeño del edificio, como el tipo de suelo, puesto que, si los contravientos reducen el periodo del edificio, sería contraproducente utilizarlos cuando los espectros de respuesta presentan las aceleraciones máximas en menos de dos segundos, pudiéndose presentar el fenómeno de la resonancia.

Se recomienda realizar análisis con los modelos de los disipadores metálicos y de fricción con el objetivo de conocer su impacto en las respuestas y determinar con cuál de todos los dispositivos se obtienen las menores respuestas.

REFERENCIAS

- Aguilar, J., Breña, S. F., Del Valle, E., Iglesias, J., Picado, M., Jara, M., & Jirsa, J. O. (1996). *Rehabilitation of existing reinforced concrete buildings in Mexico City*. The University of Texas at Austin, Ferguson Structural Engineering Laboratory.
- Buckle, I., Constantinou, M., Dicleli, M., & Ghasemi, H. (2006). *Seismic Isolation of Highway Bridges*. Special Report MCEER-06-SP07.
- Burgos Namuche, M. (s.f.). *Disipadores de energía viscosos*. MABIE. Maribel Burgos Ingeniería Estructural. Obtenido de <http://www.mabieperu.com/publicaciones.php>
- C. Constantinou, M., T. Soong, T., & F. Dargush, G. (1998). *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*. Estados Unidos: Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Chaulagain, H., Rodrigues, H., Spacone, E., & Varum, H. (2015). Assessment of seismic strengthening solutions for existing rise RC buildings in Nepal. *Earthquakes and Structures*, 511-539.
- Construcción, C. d.-C. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras*. Santiago de Chile: Trama Impresores S.A.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico - Cámara Chilena de la Construcción. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras*. Santiago de Chile: Trama Impresores S.A.
- D. Symans, M., A. Charney, F., S. Whittaker, A., C. Constantinou, M., A. Kircher, C., W. Johnson, M., & J. McNamara, R. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *Journal of Structural Engineering*, 3-21.
- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas: CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.
- Jara, M., & Casas, J. R. (2002). *Criterio de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía*. Barcelona, España: Monografía CIMNE IS49.
- Kelly, J. M. (1996). *Earthquake Protection Through Seismic Isolation*. 13th Triennial World Congress, San Francisco. USA: Earthquake Engineering Research Center.
- M. D. Symans. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments.
- Martelli, A., & Forni, M. (2010). Seismic Isolation and other antiseismic systems recent applications in Italy and worldwide. *Seismic Isolation and Protection Systems*, 75-122.
- Martínez Labra, E. (2016). *Análisis de un edificio de acero con amortiguadores viscosos. (Tesis para obtener el título de ingeniero civil)*. Instituto Politécnico Nacional. Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. Unidad Zacatenco, México, D.F.

- Morales D., L. J., & Contreras B., J. (2012). *Protección de una edificación existente con disipadores de energía (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil)*. Pontificia Universidad Católica del Perú. Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima.
- P. Taylor, D., & C. Constantinou, M. (2000). *FLUID DAMPERS FOR APPLICATIONS OF SEISMIC ENERGY DISSIPATION AND SEISMIC ISOLATION*. taylor devices inc.
- P. Taylor, D., & C. Constantinou, M. (s.f.). *FLUID DAMPERS FOR APPLICATIONS OF SEISMIC ENERGY DISSIPATION AND SEISMIC ISOLATION*. taylor devices inc.
- P. Taylor, D., & Katz, I. (s.f.). *SEISMIC PROTECTION WITH FLUID VISCOUS DAMPERS FOR THE TORRE MAYOR, A 57-STORY OFFICE TOWER IN MEXICO CITY, MEXICO*.
<https://taylordevicesweb.azurewebsites.net/resources/technical-papers/>: Taylor Devices Inc.
- Pall , A. S., & Pall, R. (1996). *Friction dampers for seismic control of buildings "A Canadian Experience"*. Paper No. 497, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering .
- Pasquin, C., Leboeuf , N., & Pall, T. (2002). *FRICTION DAMPERS FOR SEISMIC REHABILITATION OF EATON BUILDING, MONTREAL*. Montréal, Québec, Canada: 4th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering.
- Rico Pradilla, L., & Chio Cho, G. (2012). Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados. *Sistema de Información Científica Redalyc. Red de Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal*, 103-124.
- Sajjadi Alehashem, S. M., Keyhani, A., & Pourmohammad, H. (2008). *Behavior and Performance of Structures Equipped With ADAS & TADAS Dampers (a Comparison with Conventional Structures)*. Beijin, China: The 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Shao, D., Pall, A., & Soli, B. (April 2006). *FRICTION DAMPERS FOR SEISMIC UPGRADE OF A 14-STORY PATIENT TOWER*. San Francisco: 8th US National Conference on Earthquake Engineering.
- Sismica*. (s.f.). Obtenido de <http://www.sismica.cl/?portfolio=aisladores-elastomericos-si>
- Tena Colunga, A. (noviembre de 2003). *DISIPACIÓN PASIVA DE ENERGÍA EN MÉXICO: UN ESTADO DEL ARTE*. Congreso llevado a cabo en Barquisimeto, Venezuela: VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Tsionis, G., Apostolska, R., & Taucer, F. (2014). *Seismic strengthening of RC buildings*. JRC Science and Policy Report, European Commission.
- Valerio Zacarias, J. J. (2015). *Análisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado usando 4 tipos de aisladores sísmicos (Tesis de máster)*. Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports, Barcelona.
- Villarreal Castro, G., & Díaz La Rosa Sánchez, M. (2016). *EDIFICACIONES CON DISIPADORES VISCOSES*. Lima-Perú: Editora & Imprenta Gráfica Norte S.R.L.

