Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

Facultad de Ingeniería Civil

Edificio reforzado con muros y contravientos sometido a los sismos de 1985 y 2017

TESIS

Presenta:

JOSUÉ TORREZ GÓMEZ

Que para obtener el grado de

INGENIERO CIVIL

Asesor:

Dr. Manuel Jara Díaz

Morelia Mich. Abril 2019

Índice

Introducción 7
1. Capítulo 1 10
1.1. Características generales del sismo del 1985 11
1.1.1. Daños y réplicas del sismo de 1985…… 12
1.2. Características generales del sismo del 19 de septiembre de 2017 14
1.2.1. Dañados provocados por el temblor…… 15
1.2.2. Acelerogramas en la ciudad de México……16
1.3. Comparación de los dos sismos 20
2. Capítulo 2 23
2.1. Descripción del edificio..... 24
2.2. Daños en la estructura 25
3. Capítulo 3 26
3.1. Características del modelo del análisis 27
3.2. Análisis modal 29
3.3. Análisis Lineal 32
3.3.1. Registros sísmicos…….. 32
3.3.2. Desplazamientos y distorsiones de entrepisos con los registros de la SCT 33
3.3.3. Desplazamientos y distorsiones de entrepisos con los registros cercanos al edificio 37
3.3.4. Elementos mecánicos con los registros de la SCT……40
3.3.5. Elementos mecánicos con los registros cercanos al edificio……43
3.3.6. Resultados de todos los registros (CIRES)……45
3.4. Comparación de resultados de los sismos de 1985 y 2017 52
4. Capítulo 4 53
4.1. Uso de muros de concreto para reforzar edificios..... 54
4.2. Descripción del reforzamiento de la estructura 56
4.3. Modelo del edificio reforzado 57
4.4. Análisis modal 59
4.5. Análisis lineal 63
5. Capítulo 5 67
5.1. Uso de contraventeos para reforzar edificios 68

5.2. Descripción del reforzamiento de la estructura 70
5.3. Análisis modal 73
5.4. Comparación entre las distintas opciones de refuerzo 76
6. Conclusiones 83
7. Bibliografía 86

Índice de Figuras

Figura 1.1-Ubicación de las placas tectónicas de Norteamérica y Cocos (Gavilán et al, 2018) 11
Figura 1.2- Epicentro del sismo del 19 de septiembre de 1985 (CIRES, 2018) 11
Figura 1.3-Daños en los edificios en la Ciudad de México (CIRES. 2018)....12
Figura 1.4- Mapa conceptual de los daños (CIRES, 2018) 13
Figura 1.5- Epicentro del sismo del 19-sep-2017 (SSN, 2018) 14
Figura 1.6- Intensidades del sismo del día 19/09/17 (UNAM, 2018) 14
Figura 1.7- Edificios colapsados en la Ciudad de México (https://www.sismosmexico.org/mapas) 15
Figura 1.8- Acelerogramas en la Ciudad de México (https://www.sismosmexico.org/mapas) 16
Figura 1.9- Aceleraciones de suelos registrados en cada estación (Luciano et al, 2017) 17
Figura 1.10- Espectros de respuesta de aceleración de la estación CH84 (Luciano et al, 2017) 18
Figura 1.11- Espectro de respuesta de aceleración de la estación JC54 (Luciano et al, 2017) 18
Figura 1.12- Espectros de respuesta de aceleración de la estación MI15 (Luciano et al, 2017) 19
Figura 1.13-Estación sísmica CU (suelo firme), (Cruz, et al, 2017)....20
Figura 1.14- Estación sísmica SCT (suelo blando), (Cruz, et al, 2017 20
Figura 1.15- Espectro de respuesta en la estación CU, suelo firme (Torres et al, 2017)21
Figura 1.16– Espectro de respuesta en la estación SCT, Suelo blando (Torres et al, 2017) 22
Figura 1.17-Espectro de respuesta en la estación sísmica TACUBAYA (Torres et al, 2017) 22
Figura 2.1- Planta y elevación del edificio 24
Figura 2.2-Daños en las columnas D-3 y A-1....25
Figura 3.1- Modelo 1 28
Figura 3.2- Planta y elevación del edificio 28
Figura 3.3-Modelo1 Volumetría....28
Figura 3.4–Modo 1 en dirección X....29
Figura 3.6–Modo 2 en dirección X....30
Figura 3.7– Modo 3 en dirección Y....30
Figura 3.8– Modo 4 Movimiento torsional 30
Figura 3.9– Espectros de respuesta de aceleración del sismo de 1985 y 2017 para los registros de la SCT....31
Figura 3.10– Espectros de respuesta de desplazamiento del sismo de 1985 y 2017 para los registros de la SCT 31
Figura 3.11– Ubicación de las estaciones cercanas al edificio CIRES....32
Figura 3.12- Desplazamientos en la azotea, direcciones E-W y N-S, sismo de 1985....34

Figura 3.13- Desplazamientos en la azotea, direcciones E-W y N-S, sismo de 2017 registrado en la SCT 34
Figura 3.14–Desplazamiento total del piso 3, sismos de 1985 y 2017.....35
Figura 3.15–Separación de la estructura con el edificio vecino.....35
Figura 3.16-Desplazamiento en nivel 2, sismos de 1985 y 2017, registro de la SCT.....36
Figura 3.17– Distorsión de entrepisos, sismos de 1985 y 2017 36
Figura 3.18–Distorsión en la columna (D-3), sismos de 1985 y 2017 con el registro de la SCT 37
Figura 3.19–Desplazamiento total del edificio, sismo 2017.....38
Figura 3.20–Desplazamiento total del piso 3 del edificio, sismos 2017.....38
Figura 3.21–Desplazamiento total del piso 2 del edificio, sismos 2017.....39
Figura 3.22–Distorsión de entrepisos, sismos 2017.....39
Figura 3.23–Cortantes de entrepisos, sismos 1985 y 2017 40
Figura 3.24– Cortante en la columna (D-3), sismos de 1985 y 2017 en dirección E-W .41
Figura 3.25– Momento en la columna (D-3), sismos de 1985 y 2017 41
Figura 3.26– Cortante en la columna del primer nivel, sismos de 1985 y 2017 42
Figura 3.27– Momento en la columna del primer nivel, sismos de 1985 y 2017 42
Figura 3.28– Cortante en la columna (D-3), sismo de 2017.....43
Figura 3.29– Momento en la columna (D-3), sismo de 2017.....44
Figura 3.30– Cortante en la columna del primer nivel, sismos de 2017 44
Figura 3.31– Momento en la columna del primer nivel, sismos de 2017.....44
Figura 3.32–Desplazamientos de entrepisos, sismos 2017 47
Figura 3.33–Desplazamientos de entrepisos, sismos 2017 48
Figura 3.34–Distorsión de entrepisos, sismos 2017.....49
Figura 3.35–Distorsión de entrepisos, sismos 2017.....50
Figura 3.36–Comparación de resultados (sismo 1985 – 2017).....52
Figura 4.1-Ejemplos de colocación de nuevos muros en una estructura existente (Tsionis, et al 2014) 55
Figura 4.2- Estructura reforzada (Aguilar et al, 1996) 56
Figura 4.3– Columna reforzada (Aguilar et al, 1996).....56
Figura 4.4- Modelo 2 Reforzado.....57
Figura 4.5- Planta y elevación del edificio 58
Figura 4.6-Modelo1 Volumetría.....58
Figura 4.7–Modo 1 en dirección X.....60
Figura 4.8–Modo 2 en dirección Y.....60
Figura 4.9– Modo 3 Movimiento torsional 60
Figura 4.10– Espectros de respuesta de aceleración del sismo 2017 (CIRES) 61
Figura 4.11– Espectros de respuesta de desplazamiento del sismo de 2017 (CIRES) .62
Figura 4.12– Distorsión de entrepisos.....64
Figura 4.13– Comparación de elementos mecánicos en las columnas del primer nivel 66
Figura 5.1– Contraventeo concéntrico 69
Figura 5.2– Contraventeo excéntrico con disipadores de energía 69
Figura 5.3– Contraventeo con arriostramiento restringido (Tsai et al. 2004).....69

Figura 5.4– Planta y elevación del edificio reforzado por contraventeos.....71
Figura 5.5– Columna encamisado.....71
Figura 5.6– Contraventeo caso 1 72
Figura 5.7– Contraventeo caso 3 72
Figura 5.8– Contraventeo caso 3 72
Figura 5.9– Espectro de respuesta de aceleración promedio y periodos de los edificios 74
Figura 5.10– Contraventeos en el eje C tramo (2-3) 75
Figura 5.11– Respuesta de espectro de aceleración promedio y periodos de las estructuras.....75
Figura 5.12– Comparación de elementos mecánicos 78
Figura 5.13- Diagrama de interacción de la columna original (D-1) y elementos mecánicos en el edificio original (círculo azul) y en el edificio con la segunda opción de contraventeo (círculo negro) 79
Figura 5.14- Diagrama de interacción de la columna reforzada por concreto (D-1).....80
Figura 5.15- Diagrama de interacción de la columna reforzada con acero (D-1) 80

Índice de Tablas

Tabla 1.1- Daños causados por el sismo 12
Tabla 1.2- Registro de las aceleraciones máximas.....16
Tabla 3.1– Periodos y participación de masa.....29
Tabla 3.2–Estaciones de la SCT y cercanas al edificio (CIRES).....33
Tabla 3.3- Resistencia de las columnas.....42
Tabla 3.4–Estaciones de la SCT y cercanas al edificio (CIRES).....45
Tabla 3.5– Desplazamientos de entrepisos.....46
Tabla 3.6– Desplazamientos de entrepisos.....47
Tabla 3.7– Distorsión de entrepisos.....49
Tabla 3.8– Distorsión de entrepisos.....50
Tabla 3.9– Resultados máximos de cada registro.....51
Tabla 3.10– Comparación de resultados.....52
Tabla 4.1– Participación de masa 59
Tabla 4.2– Aceleraciones que le corresponden a la estructura.....61
Tabla 4.3– Desplazamiento que le corresponde a la estructura.....62
Tabla 4.4– Desplazamientos máximos en la azotea y en el piso 3 63
Tabla 4.5– Distorsión de entrepiso.....64
Tabla 4.6– Elementos mecánicos en las columnas en donde hay un cambio de sección 65
Tabla 5.1– Periodos del edificio para las cuatro opciones de refuerzo 73
Tabla 5.2-– Desplazamientos máximos en la azotea y en el piso 3.....77
Tabla 5.3– Distorsión de entrepiso.....77

Resumen

En esta tesis se estudia el comportamiento de un edificio de concreto reforzado, que sufrió daños durante el sismo de 1985 y que fue reforzado con muros de concreto armado. Se analiza la respuesta del edificio original considerando el acelerograma de la SCT que se registró durante los sismos de 1985 y 2017, y posteriormente, se obtienen las respuestas con las estaciones que registraron el sismo de 2017 y que se localizan cerca del edificio. También se evalúan las respuestas para el edificio reforzado con muros de concreto y se comparan las respuestas considerando dos sistemas de contraventeo diagonal como medida de refuerzo, para estudiar la eficiencia de las distintas técnicas para el refuerzo. También se realizó la cuantificación de las cantidades de materiales que se necesitarían en la ejecución de cada técnica de reforzamiento.

Palabras clave: Desplazamientos, distorsión, refuerzo, elementos mecánicos, encamisado.

Abstract

This thesis aims to assess the performance of a reinforced concrete building. The 1985 earthquake seriously damaged the building and its rehabilitation consisted of the addition of reinforced concrete shear walls. The analysis focuses in the response of the original building by considering the records of the SCT station measured during the earthquakes of 1985 and 2017; subsequently, the seismic input consisted of the 2017 acceleration records from the stations located close to the building and in the same type of soil. The study also evaluates the responses for the building with concrete walls and for the building reinforced with two systems of steel diagonal bracing in order to assess the efficiency of two of the most popular seismic reinforcement techniques around the world. Quantification of the basic materials needed in the execution of each technique serves as a measure of the effectiveness of the rehabilitation strategies.

Keywords: Displacement, drifts, reinforcement, mechanic elements, jacketing

Introducción

El 19 de septiembre de 1985 la ciudad de México fue afectada gravemente por uno de los grandes terremotos de la historia sísmica en el país y que dejó muchos edificios colapsados y un gran número de edificios con daños estructurales graves que exponían la seguridad de los usuarios de los inmuebles. Posteriormente al sismo, un grupo de investigadores de la Universidad Autónoma Metropolitana, Universidad Nacional Autónoma de México y de la Universidad de Texas en Austin, escribieron un reporte técnico (Aguilar, et al, 1996) en el cual se presentan doce edificios de concreto reforzado que resultaron dañados durante el sismo, y que fueron reforzados con las técnicas típicas de la época.

Con base en la información del reporte técnico, en esta tesis se presenta el análisis de uno de los inmuebles que se presenta en este reporte. El edificio sufrió daños en las columnas de la fachada posterior debido al efecto de columna corta y en una columna de la fachada lateral debido al choque con la estructura vecina. El edificio fue reforzado para evitar daños en sismos posteriores mediante muros de concreto reforzado y encamisado de columnas con concreto reforzado.

El objetivo de este análisis es verificar los resultados dinámicos del edificio original y del edificio reforzado, para comparar resultados y determinar la efectividad del reforzamiento o la necesidad de mejorar y buscar otras alternativas de refuerzo, que ayuden al inmueble a tener un mejor comportamiento al experimentar eventos sísmicos posteriores. Es importante mencionar que además del reforzamiento con muros de concreto que se le dio al inmueble después del sismo de 1985, se analiza el edificio con dos sistemas de contraventeos diagonales.

El edificio se analizó con el acelerograma de la estación de la SCT, tanto el registrado el 19 de septiembre de 1985, como el que se midió el 19 de septiembre de 2017. Además se utilizaron registros del sismo de 2017 medidos en las estaciones cercanas al edificio, desplantadas sobre el mismo tipo de suelo (Zona III-b, de las NTC-2004).

La tesis se divide en cinco capítulos, con el contenido general que se desglosa brevemente a continuación:

Capítulo1:

Se describen las características principales del sismo del 19 septiembre del 1985 y del 19 de septiembre de 2017, los daños generados, las estaciones que registraron el movimiento y las características de los espectros de respuesta de seudoaceleración más notables.

Capítulo 2:

Las características generales del inmueble que se eligió para hacer el estudio y los daños que experimentó en 1985 se describen en este capítulo. El edificio es de concreto reforzado estructurado por medio de un sistema de losa plana-columna. Los daños que experimentó en 1985 se atribuyen a una configuración de columna corta y al choque con el edificio vecino.

Capítulo 3:

En este capítulo se describe el modelo del edificio y el análisis modal del edificio original, antes del daño. Se realiza un análisis lineal en el tiempo con el registro de la SCT, para los sismos de 1985 y 2017. Se evalúan las distorsiones de entrepisos, desplazamientos y elementos mecánicos generados por los dos eventos sísmicos en los elementos principales.

Capítulo 4:

Se presentan las características de la estructura reforzada mediante muros de concreto y el encamisado de columnas con concreto reforzado. Se describen los cambios realizados en el inmueble y la descripción de cómo fue modelado, se presenta el análisis modal para ver los comportamientos dinámicos del nuevo modelo y se evalúan las mismas variables que para el caso del edificio original. En este caso, se utilizan, además de los registros de la SCT, los acelerogramas de las estaciones cercanas al edificio que midieron el sismo de 2017.

Capítulo 5:

Se realiza el análisis del edificio reforzado considerando el uso de contraventeo diagonal. Se estudian dos configuraciones distintas: en una se encamisan las columnas con ángulos y soleras; y en la otra configuración, las columnas no se refuerzan. Se hace una comparación entre los tres métodos de refuerzo para determinar la eficiencia y características de los tres esquemas de refuerzo.

Limitaciones y líneas adicionales de investigación

Se realizaron análisis en el tiempo pero bajo un comportamiento lineal. Es necesario realizar análisis no lineales para poder observar el comportamiento de la estructura ante distintos niveles de daño, conocer su capacidad máxima de deformación y ductilidad.

Es interesante estudiar otras configuraciones de contraventeo, como los que se describen en el capítulo de refuerzo con esta técnica. De igual manera es conveniente comparar con técnicas nuevas como los disipadores de energía y el uso de fibras de carbono.

Agradecimientos

Esta tesis es el resultado de mucho trabajo y dedicación para el asesor por lo tanto quiero expresar mi más sincero agradecimiento a mi tutor y guía de ésta tesis Dr. Manuel Jara Díaz, por haber tenido la paciencia necesaria para ayudarme, transmitirme su conocimiento y por ser demasiado accesible en todo momento durante las revisiones de la tesis.

También agradecer a todos los maestros de la facultad de ingeniería civil que en su momento me brindaron su ayuda que me sacaron de apuros.

También agradecer ampliamente a mis padres y familiares por haber confiado en mí y por el apoyo que siempre me han brindado en todo momento.

Capítulo 1

Los sismos de 1985 y 2017 en la Ciudad de México

1.1. Características generales del sismo del 1985

El 19 de septiembre de 1985 la ciudad de México fue afectada gravemente por uno de los grandes terremotos de la historia sísmica en el país. La magnitud de momento del temblor fue M_w = 8.1, según informó el Instituto de Geofísica de la UNAM.

Según datos oficiales de los registros sísmicos del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (**CIRES),** el epicentro se localizó en las costas de Michoacán y Guerrero, que fue generado por la interacción entre las placas de Cocos y de Norteamérica (Figura 1.1), en una extensión de 50 x 170 km y aproximadamente, a 18 km de profundidad. La duración del movimiento fue de aproximadamente 4 minutos y de éstos, un minuto y treinta segundos fueron los de mayor movimiento. En la Figura 1.1 se aprecian las placas tectónicas que generaron el sismo.

Figura 1.1-Ubicación de las placas tectónicas de Norteamérica y Cocos (Gavilán et al, 2018)

Para poder visualizar mucho mejor la ubicación del sismo, el centro de instrumentación y registro sísmico nos proporciona una imagen con todos los detalles del sismo mencionado.

Figura 1.2- Epicentro del sismo del 19 de septiembre de 1985 (CIRES, 2018)

1.1.1. Daños y réplicas del sismo de 1985

Daños

El sismo alcanzó una intensidad IX en la escala Mercalli Modificada en la zona del epicentro (CIRES, 2018). En la Ciudad de México, debido a la estratigrafía del suelo, en donde se observaron muchos daños en edificios, especialmente en los inmuebles de 7 a 15 niveles. La intensidad del sismo en las zonas más afectadas de la ciudad fue la misma que en la zona epicentral. Las siguientes imágenes fueron sacadas de la página de CIRES, que nos muestra uno de los tantos daños en las estructuras.

Figura 1.3-Daños en los edificios en la Ciudad de México (CIRES. 2018)

En la Tabla 1.1, se presentan datos de los daños del sismo del 19 de septiembre del 1985 descargadas de http://www.cires.org.mx/1985_es.php .No se tiene información exacta de los daños y las pérdidas, solo son datos aproximados que nos pueden dar una idea de lo sucedido. Así como se produjeron muchas estructuras destruidas y dañadas, de igual manera muchas familias perdieron a sus seres queridos y se quedaron sin hogar. La ciudad se quedó sin electricidad, agua potable y sin medios de transporte.

Tabla 1.1- Daños causados por el sismo

Daños causados por el sismo		
Muertes	Inmuebles	Daños materiales
20,000	2,831	5 MMD

En el mapa conceptual de la Figura 1.4, se presenta de una manera resumida todos los daños causados por el sismo, como afectaciones en servicios, materiales y poblaciones. Cabe mencionar también que no son datos exactos de lo sucedido.

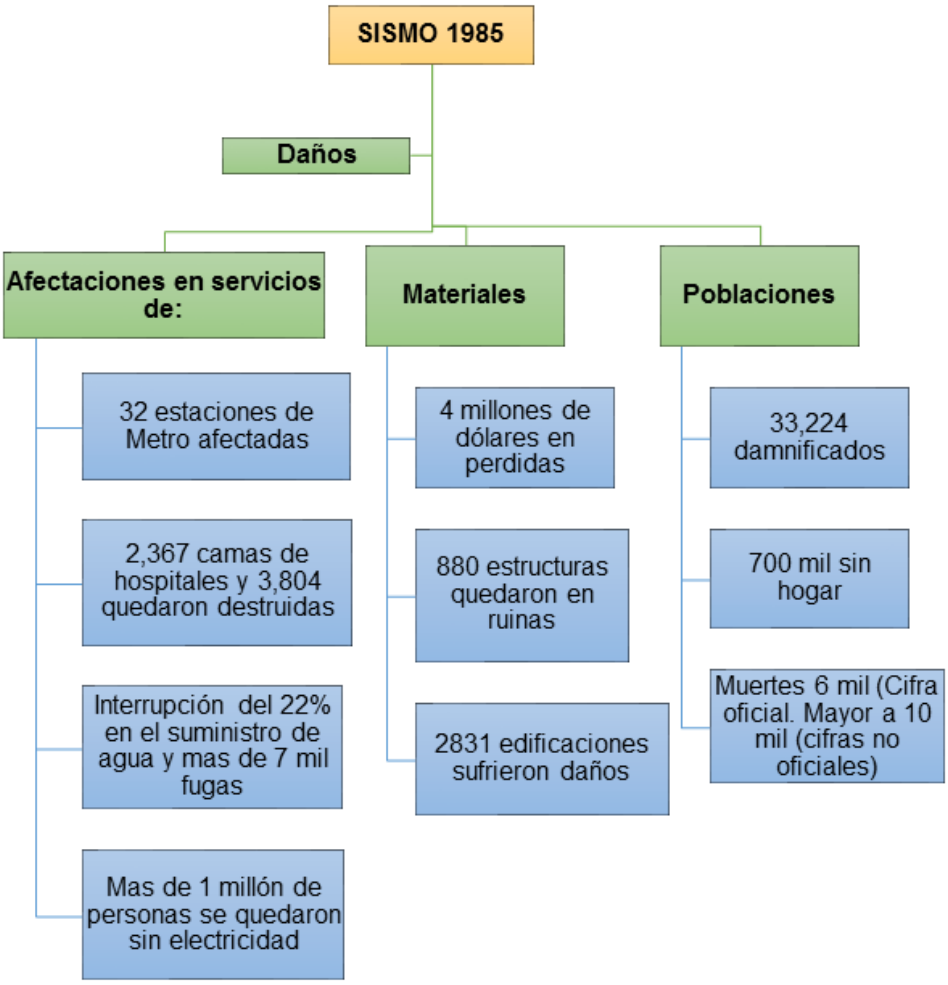

Figura 1.4- Mapa conceptual de los daños (CIRES, 2018)

Después de este sismo devastador y destructivo, la ciudad de México quedo en crisis, muchos edificios totalmente destruidos y otros parcialmente dañados con posibilidades de ser reparados o reforzados, sin embargo, el estado del conocimiento respecto a experiencias previas de métodos de rehabilitación de edificios y de su eficiencia, no estaban disponibles los meses posteriores al desastre. A pesar de ello, la ingeniería mexicana se dio a la tarea de rehabilitar edificios con la información existente y la experiencia y conocimiento adquirido en la práctica profesional.

Réplicas del sismo

En la noche del **viernes 20 de septiembre** se presenta una réplica a las 19:30, esta vez con una magnitud de 7.6 y con una duración de un minuto y medio. El epicentro fue localizado en las siguientes coordenadas 17.4° latitud norte y 102.0° longitud oeste.

Este sismo condujo a la caída de otros 20 edificios que ya habían sido dañados en el día anterior lo que provocó mucho pánico en la población. Además de estos daños también se presentó un Tsunami con una altura aproximadamente de 1.5 m en la zona de Ixtapa, Guerrero, donde también hubo muchos daños materiales y pérdida de vidas humanas.

1.2. Características generales del sismo del 19 de septiembre de 2017

El sismo del 19 de septiembre del año 2017 ocurrido a las 13:14:40 horas (hora local) con una magnitud de 7.1 (registrado por el Servicio Sismológico Nacional, SSN) con epicentro ubicado en las coordenadas: latitud 18.40°y longitud -98.72° y con una profundidad de 57 km. Este mismo día a las 6 de la tarde ya se habían registrado 6 réplicas.

La Figura 1.5 muestra la posición del epicentro, que fue descargada del Servicio Sismológico Nacional **(SSN),** publicada el 25 de septiembre del 2017. http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/reportesespeciales/2017/SSNMX_rep_esp_20170919_Puebla-Morelos_M71.pdf

Figura 1.5- Epicentro del sismo del 19-sep-2017 (SSN, 2018)

En La Figura 1.6, se muestran las intensidades del temblor, elaborado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. El punto rojo muestra la mayor intensidad y como se puede ver se encuentra en los estados de Puebla, Morelos y Guerrero.

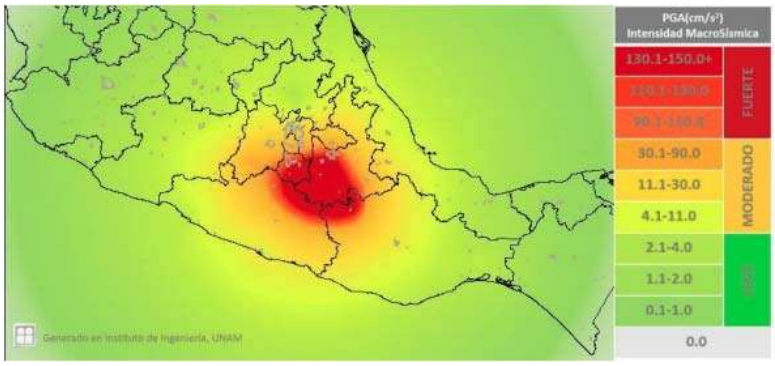

Figura 1.6- Intensidades del sismo del día 19/09/17 (UNAM, 2018)

1.2.1. Dañados provocados por el temblor

En cuanto a los daños en estructuras, dependió mucho del sitio y el tipo de suelo donde estaban construidos los edificios. Las aceleraciones espectrales obtenidas en Ciudad Universitaria (CU) en la ciudad de México indican que los edificios de 1 a 12 niveles cercanos a la estación sísmica experimentaron una aceleración aproximadamente de 119 gales y edificios más altos de 12 a 20 pisos de 60 gales. Cabe recordar que 1000 gales es igual a 981 cm/s^2, es decir a 1g.

En la SCT, estación ubicada en un suelo blando, edificios pequeños experimentaron aceleraciones de 188 gales y edificios de 12 a 16 niveles aproximadamente de 450 gales.

En la Figura 1.7, se pueden apreciar los edificios desplomados por el sismo, esta imagen se descargó de la página https://www.sismosmexico.org/mapas.

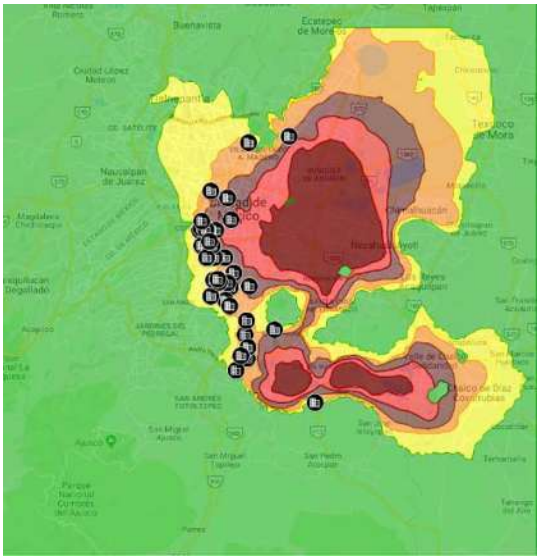

Figura 1.7- Edificios colapsados en la Ciudad de México (https://www.sismosmexico.org/mapas)

1.2.2. Acelerogramas en la ciudad de México

En la Figura 1.8 se presentaran las estaciones acelerográficas que están ubicados en la ciudad. En total, se cuenta con 57 estaciones, las cual nos dan los movimientos del terreno en el lugar donde se ubica la estación, muchas de ellas cerca de los edificios dañados.

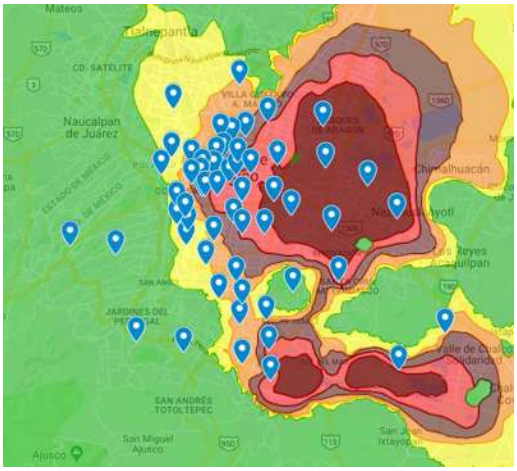

Figura 1.8- Acelerogramas en la Ciudad de México (https://www.sismosmexico.org/mapas)

La Tabla 1.2 , muestra las seis estaciones que registraron las mayores aceleraciones en la Ciudad de México (CDMX), con sus respectivos valores de aceleración máxima registrada en el sismo del 19 de septiembre de 1985 (CIRES, 2018)**.**

Tabla 1.2- Registro de las aceleraciones máximas

Num.	Clave	Nombre	A_{max}
1	CH84	Culhuacán	226 gales
2	JC54	Parque Jardines de Coyoacán	220 gales
3	MI15	Miramontes	207 gales
4	XO36	Jardín de Niños Xochimilco	174 gales
5	CU80	Escuela Primaria Aurora López Velarde	168 gales
6	GC38	Jardin de Niños Luz García Campillo	126 gales

En la Figura 1.9, se indican las estaciones que registraron las aceleraciones del terreno más grandes, las tres que están encerradas en el círculo rojo son las que tienen una aceleración del suelo mayor a 200 cm/s^2. En la misma imagen se puede apreciar la estratigrafía del suelo, (Rock) representa el suelo firme o de roca, (Transición) representa un suelo en el que el estrato firme está ubicado a menos de 20 metros de profundidad, IIIa representa sitios con el estrato firme entre 20 y 30 metros de profundidad y IIIb, IIIc y IId, cuando el estrato firme está entre 30 y 40 m, 40 y 50 m y a más de 50 m de profundidad, respectivamente. En la misma figura también se indican los valores de aceleración máxima del terreno registrados por cada estación.

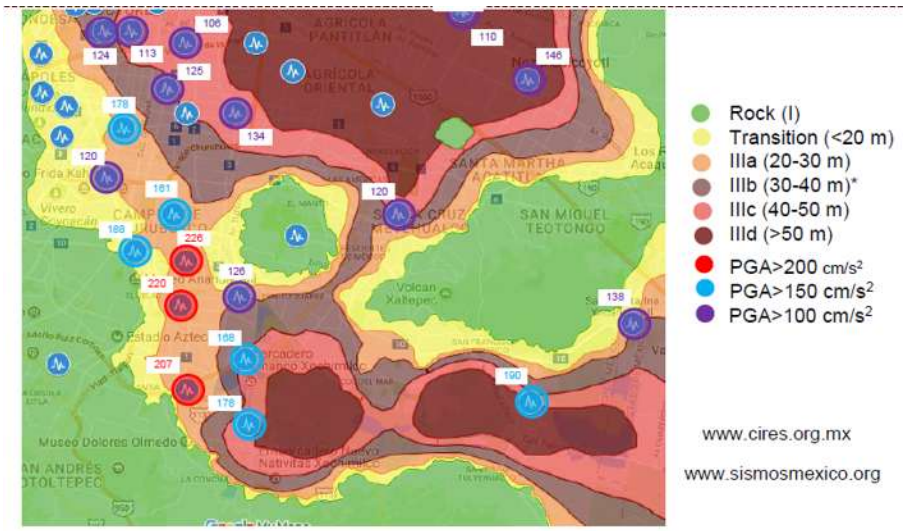

Figura 1.9- Aceleraciones de suelos registrados en cada estación (Luciano et al, 2017)

En las siguientes figuras se presentan los espectros de respuesta de aceleración de las tres estaciones que registraron las mayores aceleraciones del terreno (www. sismosmexico.org). En la Figura 1.10 se presenta el espectro de respuesta para el registro de la estación CH84, ubicada en un suelo tipo IIIa (20-30 m de profundidad de capa de suelo blando), junto con el espectro de diseño elástico y el espectro reducido con un factor de 2.0. Como se puede apreciar en la imagen el espectro de respuesta fue muy superior al espectro elástico de diseño.

La Figura 1.11 y Figura 1.12 presentan los espectros de diseño de los registros de las estaciones JC54 y MI15 que también se encuentran en un suelo tipo IIIb, así como en el caso anterior, los espectros de respuesta fueron superiores a los espectros elásticos de diseño. En el caso de la estación CH84, claramente se aprecia que el espectro de aceleración fue muy superior que los espectros de diseño elástico y el espectro reducido con un factor de reducción sísmico Q=2.

El espectro de respuesta de esta esta estación fue superior que los de las otras dos estaciones; el valor máximo de Sa es aproximadamente 1.58 g para un periodo de 1.4 s

para el sismo con dirección NE. Con esto podemos concluir que edificios cercanos a esta estación, cuyo periodo fuera cercano a 1.4 s sufrieron grandes aceleraciones y probablemente daños.

El edificio que se estudia en esta tesis, tiene un periodo de 0.622 segundos, como se alcanza a apreciar en esta Figura 1.10 para este periodo el sismo con dirección NE fue ligeramente superior respecto al espectro de diseño inelástico y menor que el espectro elástico, mientras que la componente del sismo en la otra dirección quedo por debajo de dos espectros de diseño.

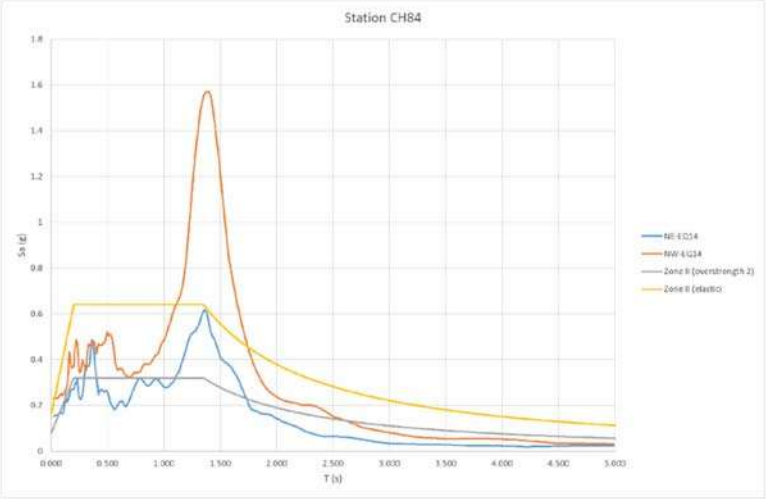

Figura 1.10- Espectros de respuesta de aceleración de la estación CH84 (Luciano et al, 2017)

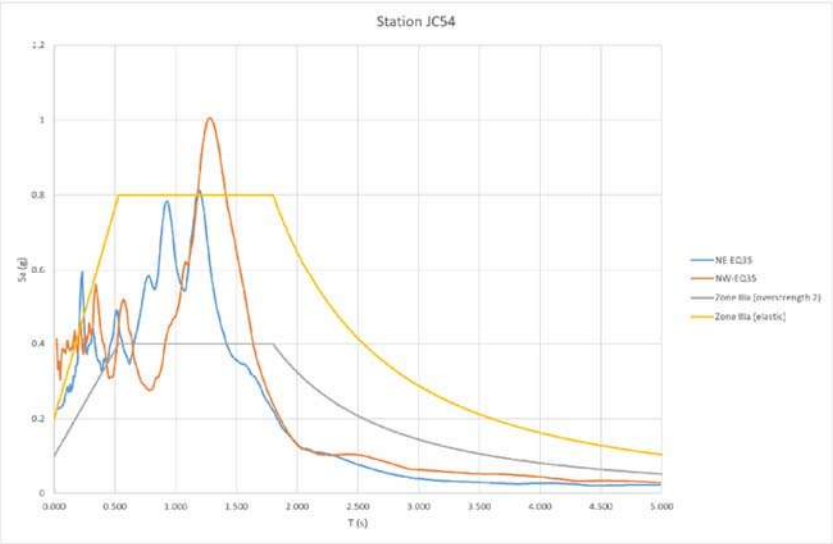

Figura 1.11- Espectro de respuesta de aceleración de la estación JC54 (Luciano et al, 2017)

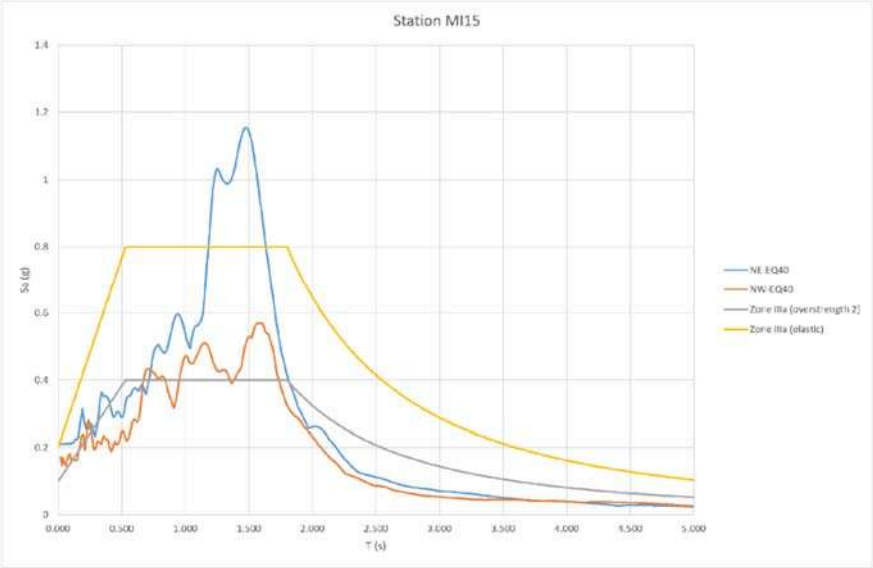

Figura 1.12- Espectros de respuesta de aceleración de la estación MI15 (Luciano et al, 2017)

1.3. Comparación de los dos sismos

El epicentro del sismo de 1985 con magnitud de 8.1, fue ubicado en las costas de Michoacán, a más de 400km de la ciudad de México, mientras que el de 2017, de magnitud 7.1, ocurrió apenas a 120km al sur de la ciudad. A pesar de la menor magnitud del sismo de 2017, **la cercanía** del epicentro provocó la caída de muchos edificios y pérdidas humanas. La intensidad del sismo se ve en la Figura 1.13 y Figura 1.14. En la estación de CU que se encuentra en suelo firme se observa una aceleración espectral incluso mayor que la del sismo de 1985. Solamente en edificios de 13 o más niveles, la aceleración provocada por el sismo de 1985 fue mayor, aunque, aun en ese caso, la aceleración del sismo de 2017 es más alta, con un valor de 225 gales aproximadamente. Mientras que la estación de la SCT, que se encuentra en una suelo blando, la aceleración espectral es mayor en el sismo de 1985 para prácticamente todos los edificios, en particular los edificios de 12 a 16 niveles experimentaron una aceleración espectral de 450 gales durante el sismo de 2017.

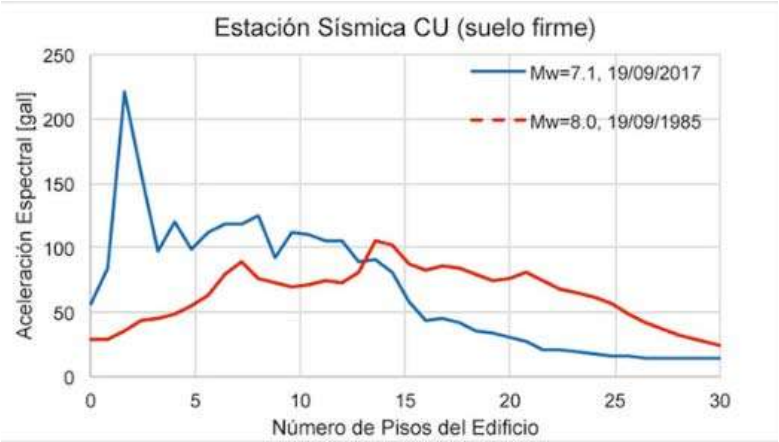

Figura 1.13-Estación sísmica CU (suelo firme), (Cruz, et al, 2017)

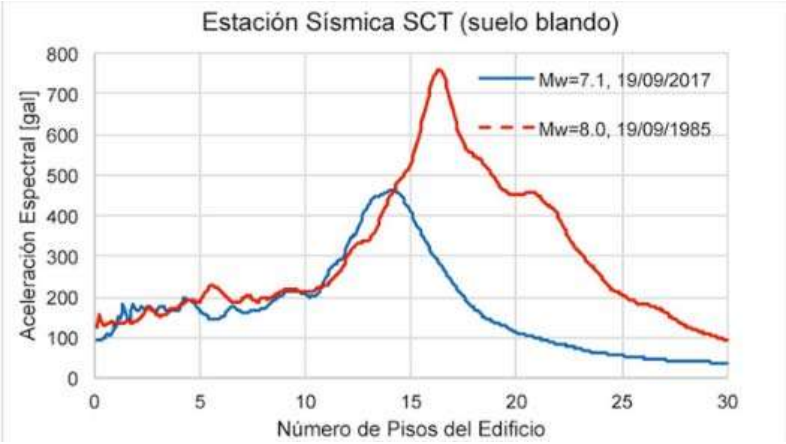

Figura 1.14- Estación sísmica SCT (suelo blando), (Cruz, et al, 2017

De acuerdo al estudio realizado por (Torres, 2017), en algunas zonas del lago, las aceleraciones del terreno debidas al sismo reciente fueron mayores que las registradas en el año 1985. La aceleración a_o en Ciudad Universitaria (CU), que se encuentra en una zona de suelo firme fue de 30 gales, mientras que el 19 de septiembre de 2017 fue de 57 gales. Es decir que el suelo en la zona cercana a CU experimentó una intensidad dos veces mayor que en 1985, como se puede ver en la Figura 1.15.

En la Figura 1.16, se observa que el espectro de respuesta en la SCT en el sismo del 1985 registró una aceleración máxima del terreno de 160 gales, mientras que en el año 2017 se registraron 91 gales.

En la Figura 1.17, el espectro de respuesta de la estación Tacubaya, en suelo firme, el suelo experimento lo mismo que sucedió en CU. En 1985 se registró una aceleración máxima de 32 gales mientras que en el sismo del 19 de septiembre de 2017 fue de 63 gales, prácticamente el doble.

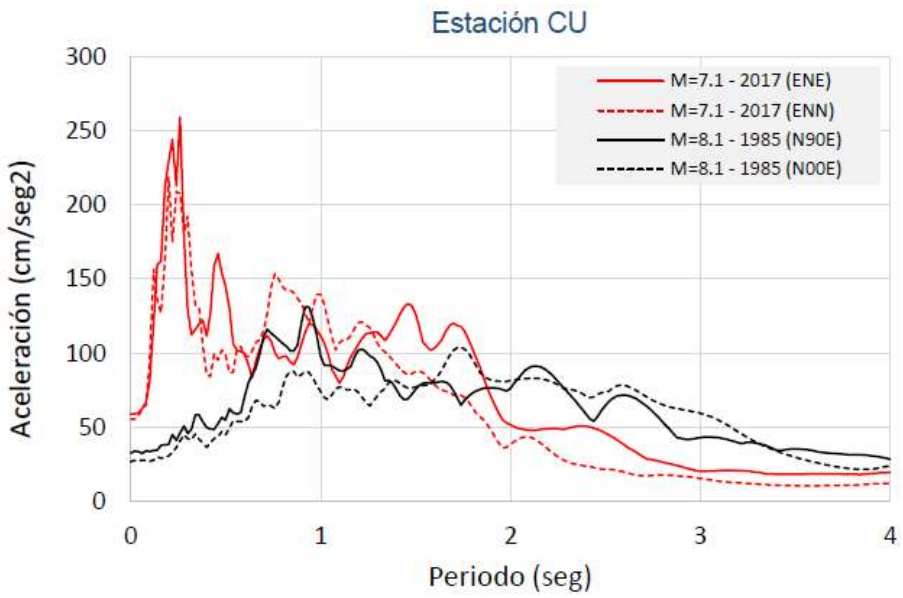

Figura 1.15- Espectro de respuesta en la estación CU, suelo firme (Torres et al, 2017)

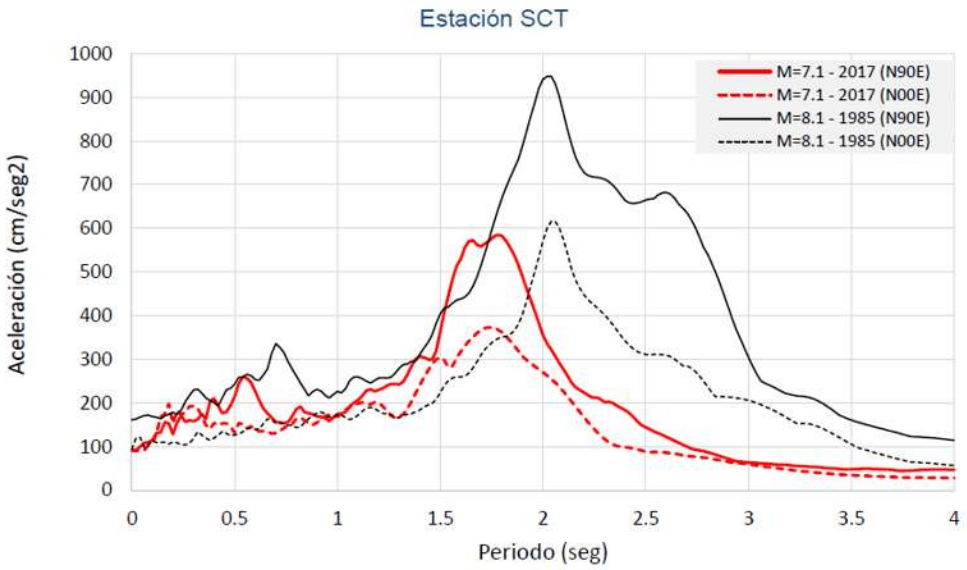

Figura 1.16– Espectro de respuesta en la estación SCT, Suelo blando (Torres et al, 2017)

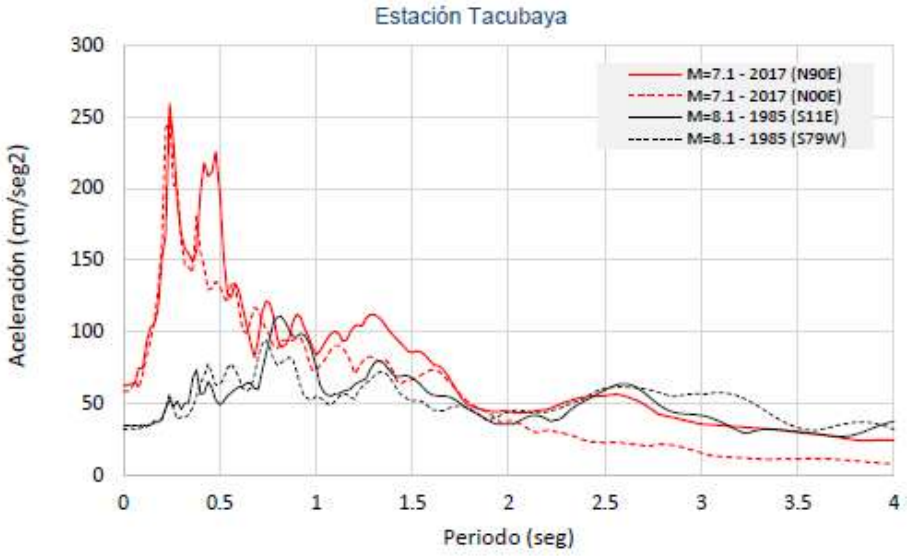

Figura 1.17-Espectro de respuesta en la estación sísmica TACUBAYA (Torres et al, 2017)

De lo anterior puede concluirse que las aceleraciones espectrales en CU y en Tacubaya que se encuentran ubicadas en un suelo firme, la aceleración máxima se presenta para un periodo de 0.2 segundos aproximadamente. Mientras que en la estación de la SCT (suelo blando) las aceleración máxima se presentó para un periodo de 2 segundos.

Capítulo 2

Edificio dañado durante el sismo de 1985

2.1. Descripción del edificio

Después de ocurridos los trágicos sucesos de 1985, un grupo de investigadores de la Universidad Autónoma Metropolitana, Universidad Nacional Autónoma de México y de la Universidad de Texas en Austin, escribieron un reporte técnico (Aguilar, et al, 1996) en el cual se presentan doce edificios de concreto reforzado que resultaron dañados durante el sismo, y que fueron reforzados con muy variadas técnicas, algunas de ellas empleadas por vez primera.

El objetivo del presente trabajo es analizar la respuesta dinámica de uno de los edificios reforzados que se presentan en dicho reporte, y cuya planta y elevación se muestran en la Figura 2.1. El edificio fue construido en el año de 1975, donde anteriormente era una zona de lago. Es un edificio de oficinas con un área aproximadamente de 291m^2 en cada uno de los ocho niveles, incluyendo el sótano. Las losas son de tipo reticular, soportadas por columnas de concreto reforzado, lo cual quiere decir que es una losa plana. La cimentación es de tipo parcialmente compensado, con un cajón a una profundidad de 2.25 m soportado por pilotes de fricción. En el eje 1 y 4 tienen muros de mampostería ligados a la estructura y en el eje “D”, a partir del segundo nivel se tienen muros a media altura ligadas a los elementos estructurales (columnas), lo que da origen a columnas cortas. Además el eje de los muros no coincide con el eje de las columnas lo que provoca torsión en los elementos verticales.

El estudio consiste en determinar algunos de los parámetros que definen la respuesta del edificio mediante un análisis lineal en la historia del tiempo, considerando los registros de aceleración medidos en la SCT durante los sismos del 19 de septiembre de 1985 y del 19 de septiembre de 2017. El análisis se realiza para el edificio original y para el edificio tal y como fue reforzado después de 1985.

Cabe aclarar que se empleó el registro de la SCT, ya que es la estación acelerográfica más cercana al edificio en 1985 y se ubica en un sitio con propiedades dinámicas semejantes al lugar de ubicación del inmueble.

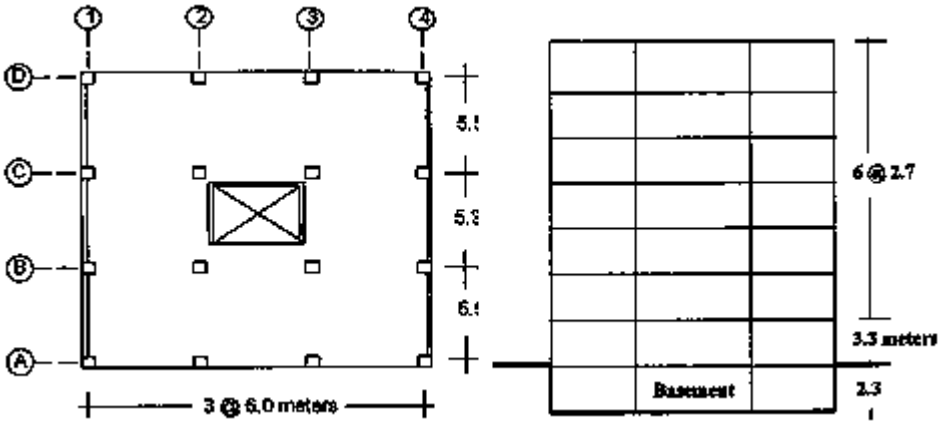

Figura 2.1- Planta y elevación del edificio

2.2. Daños en la estructura

De acuerdo con el reporte de la Universidad de Texas, (Aguilar et al, 1996) el sismo de 1985 generó algunos daños. Los elementos estructurales más dañados fueron las columnas debido a la presencia de los muros a media altura de la columna en todos los niveles del eje D, lo que le redujo la efectividad de las columnas obligándolas a comportarse como columnas cortas y el resultado fue la falla de la columna (D-3).

También la columna (A-1) ubicada en el tercer piso sufrió daños debido al choque con el borde de la losa del edificio vecino que está a media altura de la columna. Las columnas que se encuentran alrededor del elevador y en el eje A tenían grietas de aproximadamente 1 mm en los pisos 2 y 3. De igual manera los muros de mampostería alrededor del elevador sufrieron graves daños. Mientras que las losas reticulares no sufrieron daños, sólo se observaron grietas alrededor de la columna (B-3) por punzonamiento.

En la Figura 2.2 se presenta el daño de la columna D-3, por la presencia del muro ligado al elemento y la falla de la columna A-1, como resultado del impacto con el edificio vecino.

Figura 2.2-Daños en las columnas D-3 y A-1

Capítulo 3

Análisis del edificio original

3.1. Características del modelo del análisis

El modelo de análisis de este edificio, fue realizado con la ayuda del software ETABS (2013). La Figura 3.1 representa el modelo de análisis de la estructura original, antes de que fuera dañado por el sismo del 19 de septiembre del 1985.

En este modelo, se consideraron las siguientes propiedades de los materiales para tratar de simular lo más posible las condiciones reales del edificio. Para el concreto se consideró una resistencia de $f'c = 250\ kg/cm^2$ hecho en obra y en cuanto al módulo de Elasticidad se consideró de $E_C = 10{,}000\sqrt{f'c}$, y la resistencia del acero de $fy = 4200\ kg/cm^2$.

Para considerar las acciones en las estructuras en el modelo de análisis se consideraron, además del peso propio de la estructura, las siguientes cargas gravitacionales:

Carga Muerta (CM=350) kg/cm^2
Carga Viva (CV=50kg/cm^2)

La combinación de acciones es $CM + CV$, sin afectar por factores de carga, pues no se está diseñando la estructura.

Respecto a las propiedades de la losa, columnas y el muro de sótano son las mismas que se mencionaron anteriormente. Para representar la losa en el modelo se usó la herramienta "*waffle*", lo que representa el comportamiento de una losa reticular. El muro con la opción Wall con la propiedad mencionada anteriormente para la mampostería.

En cuanto a la base de la estructura se modeló como un sótano con apoyos articulados en la base de la columna, con muros de concreto de 2.25m de altura y un espesor de 20cm y el piso de concreto reforzado de 25cm de espesor.

Las figuras presentadas en la siguiente página son las geometrías del modelo capturadas en ETABS. La Figura 3.2 muestra la geometría del edificio en planta y elevación, mientras que la Figura 3.3 presenta la geometría del edificio en volumetría.

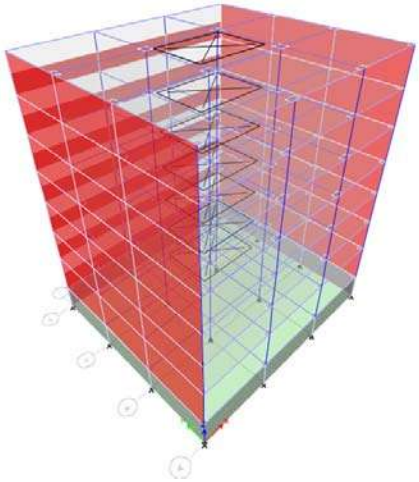

Figura 3.1- Modelo 1

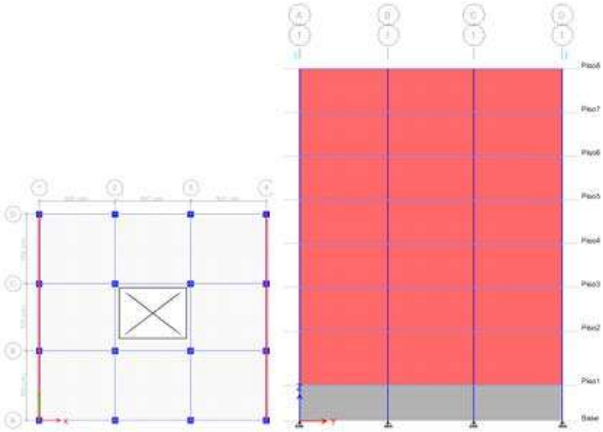

Figura 3.2- Planta y elevación del edificio

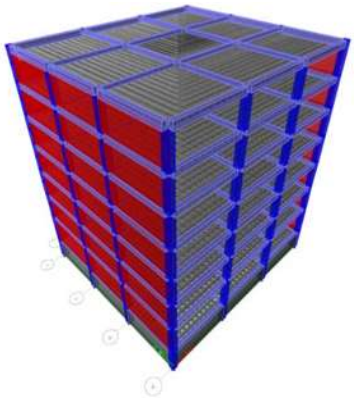

Figura 3.3-Modelo1 Volumetría

3.2. Análisis modal

Para el análisis modal es necesario revisar que la suma de participación de masa en las direcciones “X” y “Y” cumplan con el 90% o superior. Para el estudio se consideran únicamente los modos de traslación y el de torsión pues son los modos de interés en la respuesta del edificio. Por omisión el software arroja 12 modos, en este modelo justamente con los 12 cumplió el 90%. Es importante mencionar que hay casos donde esto no cumple por lo tanto se le aumentan los números de modos al programa hasta que cumpla con la condición.

Tabla 3.1– Periodos y participación de masa

Participación de masa							
Modo	**Periodo**	**UX**	**UY**	**Sum UX**	**Sum UY**	**RZ**	**Sum RZ**
	sec						
1	0.803	0.8646	0	0.8646	0	0.0021	0.0021
2	0.264	0.0563	0	0.9209	0	0.0701	0.0722
3	0.225	0	0.7668	0.9209	0.7668	0	0.0722
4	0.192	0.0002	0	0.9211	0.7668	0.728	0.8002
5	0.145	0.008	0	0.9291	0.7668	0.002	0.8022
6	0.102	0.0025	0	0.9316	0.7668	0.0004	0.8026
7	0.079	0.0011	0	0.9327	0.7668	2.089E-05	0.8026
8	0.072	0	0.126	0.9327	0.8928	9.496E-07	0.8026
9	0.065	0.0004	0	0.9331	0.8928	0.0161	0.8187
10	0.064	0.0001	0	0.9332	0.8928	0.1009	0.9197
11	0.057	0.0001	0	0.9333	0.8928	0.0001	0.9197
12	0.04	0	0.0266	0.9333	0.9194	0	0.9197

La Figura 3.4 representa el modo fundamental del edificio y corresponde al primer modo en la dirección más larga de la estructura (dirección X) con un periodo de 0.803 s. Aunque la diferencia entre los marcos en las dos direcciones principales del edificio no parecen muy distintas, la presencia de los muros en los ejes 1 y 4 hacen la diferencia entre ambas direcciones, dejando a la dirección X como la más flexible y la de mayor periodo.

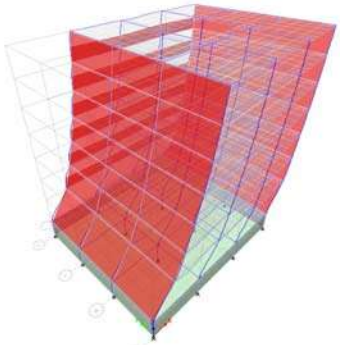

Figura 3.4–Modo 1 en dirección X

El modo 2 también se presenta en la dirección X con un ligero acoplamiento de torsión, debido a la presencia de los muros de la fachada posterior, como se aprecia en la Figura 3.5, el periodo correspondiente es de 0.26 s.

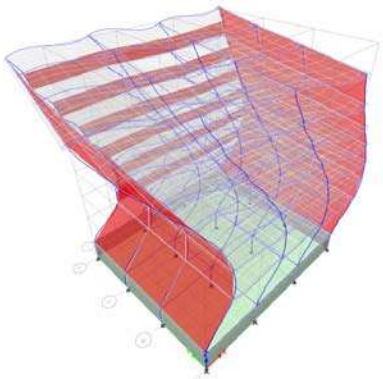

Figura 3.5–Modo 2 en dirección X

La Figura 3.6 muestra el modo número 3 de la estructura, que representa el primer modo en la dirección corta del edificio, con un periodo de 0.225 s, debido a la presencia de los muros en esa dirección.

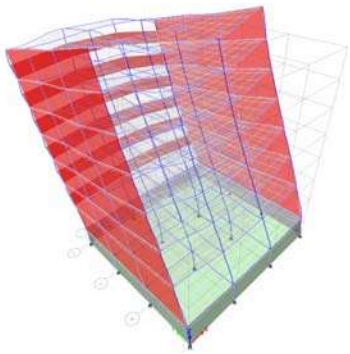

Figura 3.6– Modo 3 en dirección Y

La Figura 3.7 muestra el modo número 4 de la estructura que en este caso es el primer modo de torsión como se aprecia en la figura, con un periodo de 0.192 s y 73% de participación de masa.

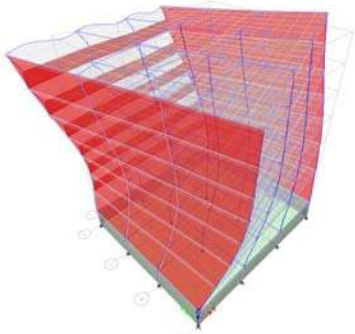

Figura 3.7– Modo 4 Movimiento torsional

En la Figura 3.8 se muestran los espectros de respuesta de aceleraciones de los dos eventos sísmicos, junto con la aceleración que le corresponde al edificio según su periodo fundamental de vibrar, el cual se representa mediante una línea vertical. El periodo del edificio es de 0.803 segundos, y se puede ver que la aceleración en los dos eventos sísmicos para este periodo son ligeramente diferentes, 180 cm/s^2 para el sismo de 2017 y 281 cm/s^2 para el sismo de 1985. Se observa que el bajo periodo del edificio lo ubicó en una zona del espectro lejana de la zona de máximas aceleraciones que se presentaron en el suelo blando de la ciudad.

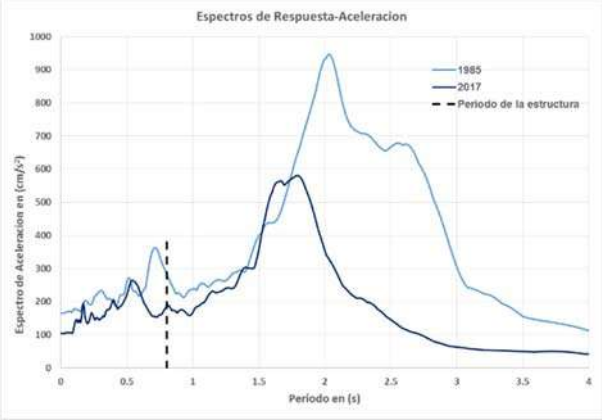

Figura 3.8– Espectros de respuesta de aceleración del sismo de 1985 y 2017 para los registros de la SCT

En la Figura 3.9 se presentan los espectros de respuesta de desplazamiento y el valor que le corresponde al edificio según su primer modo de vibrar. Como se puede ver en esta grafica el espectro de respuesta del sismo del 1985 alcanza desplazamientos mucho mayores para la región de periodos largos; sin embargo, para el periodo del edificio, los desplazamientos son semejantes.

Figura 3.9– Espectros de respuesta de desplazamiento del sismo de 1985 y 2017 para los registros de la SCT

3.3. Análisis Lineal

3.3.1. Registros sísmicos

Para este análisis se utilizaron los dos registros de aceleraciones de la SCT, el que fue registrado el 19 de septiembre de 1985 y el de 2017. Se utilizan estos registros porque la estación de la SCT está sobre un terreno con características muy similares a las del sitio donde se ubica el edificio. Además, el registro de la SCT es el que proporcionó las mayores aceleraciones espectrales en 1985. Se comparan entonces las respuestas para los dos sismos empleando la misma estación. Para el sismo de septiembre del 2017 se tomaron en cuenta también las estaciones más próximas al edificio, cuyas distancias al edificio son las que se presentan en la última columna de la Tabla 3.2. En la tabla mencionada se puede ver todas las estaciones tomadas en cuenta, con sus respectivas distancias respecto a la estructura que se está analizando.

Todas las estaciones cercanas que no estaban instaladas en 1985, se encuentran en el mismo tipo de suelo y zona sísmica (IIIb). La estación más lejana que se tomó en cuenta fue la Escuela Primara Rodolfo Méndez que se localiza a 3700 m del edificio, un poco más alejada que la estación de la SCT.

En la Figura 3.10 se aprecia la ubicación del edificio (círculo rojo) y las estaciones que fueron tomadas para este análisis, con sus respectivos nombres. Se observa que hay estaciones cercanas al edificio que no fueron tomadas en consideración, esto se debe a que no son del mismo tipo de suelo, como por ejemplo la estación “TACUBAYA” y la estación “CCU”.

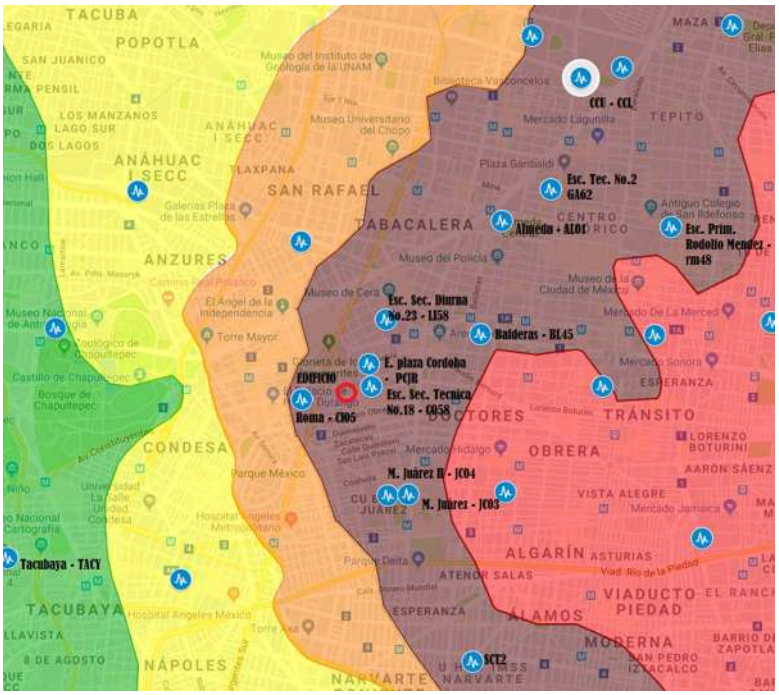

Figura 3.10– Ubicación de las estaciones cercanas al edificio CIRES

En la siguiente tabla se puede ver todas las estaciones tomadas en cuenta con sus respectivas distancias respecto a la estructura que se analiza.

Tabla 3.2–Estaciones de la SCT y cercanas al edificio (CIRES)

Clave	Año	Nombre	Institución	Distancia (m)
SCT2	19-sep-17	SCT	UNAM	3055
Estaciones cercanas al edificio				
CO58	19-sep-17	Escuela Sec. Tecnica No.18	CIRES	157
CI05	19-sep-17	Roma	CIRES	637
LI58	19-sep-17	Escuela Sec. Diurna No. 23	CIRES	812
CJ04	19-sep-17	Multifamiliar Juarez II	CIRES	1050
CJ03	19-sep-17	Multifamiliar Juarez	CIRES	1146
BL45	19-sep-17	Balderas	CIRES	1410
AL01	19-sep-17	Alameda	CIRES	2391
GA62	19-sep-17	Esc. Técnica No.2	CIRES	2818
RM48	19-sep-17	Esc. Primaria Rodolfo Mendez	CIRES	3797

Es importante mencionar que los acelerogramas fueron corregidos por línea base con ayuda del software “SeismoSignal (versión 4.3.0)”, con el cual también se obtuvieron los espectros de respuesta.

Los resultados que se presentan a continuación, corresponden a las estaciones más cercanas al edificio que son los registros de ROMA y Esc. Técnica No.18, junto con el de la SCT. Al final se presentan los resultados más importantes de todas las estaciones de manera resumida, junto con los promedios y coeficientes de variación de los resultados.

3.3.2. Desplazamientos y distorsiones de entrepisos con los registros de la SCT

Desplazamientos en la azotea

El desplazamiento total de una estructura sirve para ver si el edificio puede chocarse con otros edificios vecinos al momento de un evento sísmico y también para ver si los desplazamientos cumplen con los límites permisibles proporcionados por los reglamentos de construcción.

Es importante presentar los resultados para cada una de las dos componentes horizontales para analizar en cuál de las dos direcciones se generó un mayor desplazamiento. (“X” es la dirección con un muro a media altura en la fachada posterior y “Y” es la dirección con muros en los ejes en los bordes del edificio). Dada la orientación del edificio, la componente E-W se aplica en la dirección X y en la dirección Y se aplica la componente N-S. En la Figura 3.11 se presentan los desplazamientos de la azotea en las dos direcciones del edificio cuando se considera el sismo de 1985. La componente E-W, aplicada en “X”, tuvo un desplazamiento absoluto aproximadamente de 0.26m y para la componente N-S de 0.16m. La mayor rigidez que proporcionan los dos muros de

lindero y la menor intensidad de la componente N-S, son la causa del menor desplazamiento en la dirección N-S del edificio.

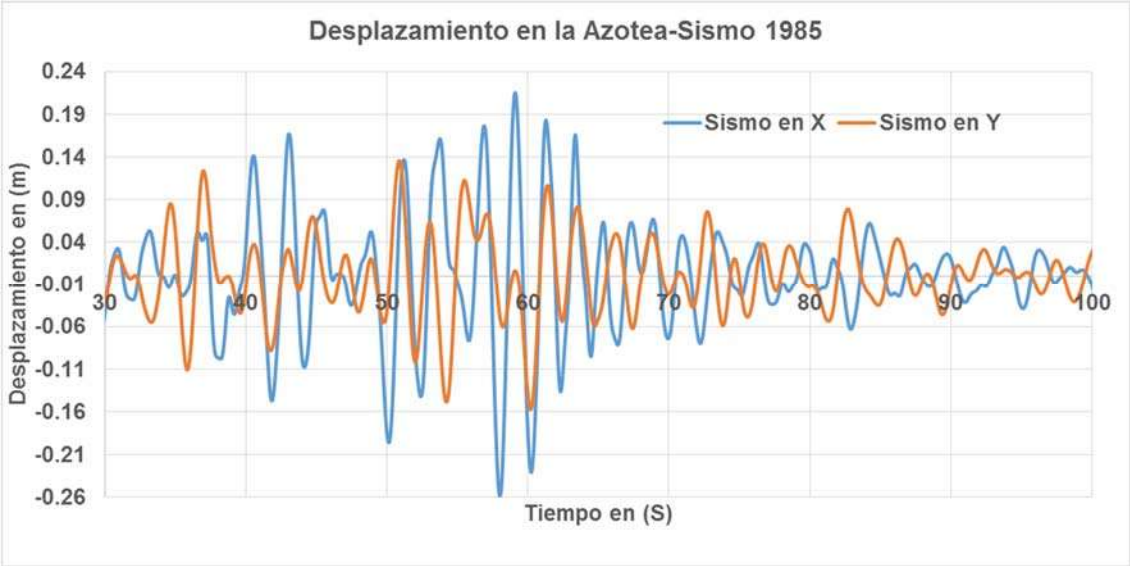

Figura 3.11- Desplazamientos en la azotea, direcciones E-W y N-S, sismo de 1985

En la Figura 3.12 se observan los desplazamientos producidos por el sismo de 2017 tal y como se registró en la estación SCT, en las dos direcciones principales. Nuevamente, la componente E-W produce mayores desplazamientos, 0.10m, contra 0.07m en la dirección N-S. Los desplazamientos originados por el sismo de 2017 en el edificio original son menores que los de 1985 en ambas direcciones.

Figura 3.12- Desplazamientos en la azotea, direcciones E-W y N-S, sismo de 2017 registrado en la SCT

Desplazamiento total del piso 3, choque con edificio vecino

Los desplazamientos generados por el sismo del 1985 provocaron que esta estructura chocará con el edificio vecino, lo cual hizo que la columna A-1 (ver Figura 2.2) del nivel 2, sufriera grandes daños por el contacto con la losa del otro edificio. En la Figura 3.13 se muestra el desplazamiento absoluto del edificio, en donde se observa que el desplazamiento total es de 0.25m, mientras que la separación del edificio con el otro era menor, aproximadamente 0.05m (ver Figura 3.14) y representado en la Figura 3.13 como una línea recta paralela al tiempo.

En esta figura se puede ver claramente que el desplazamiento total de la estructura rebasó ampliamente la separación entre los dos edificios, por lo que resultó inevitable que la columna mencionada tuviera un impacto con la losa del edificio vecino. Como se ve en la misma figura, los desplazamientos del sismo de 2017 alcanzaron 0.01m, sin embargo, en este último evento no se observó daño por el choque con el edificio vecino.

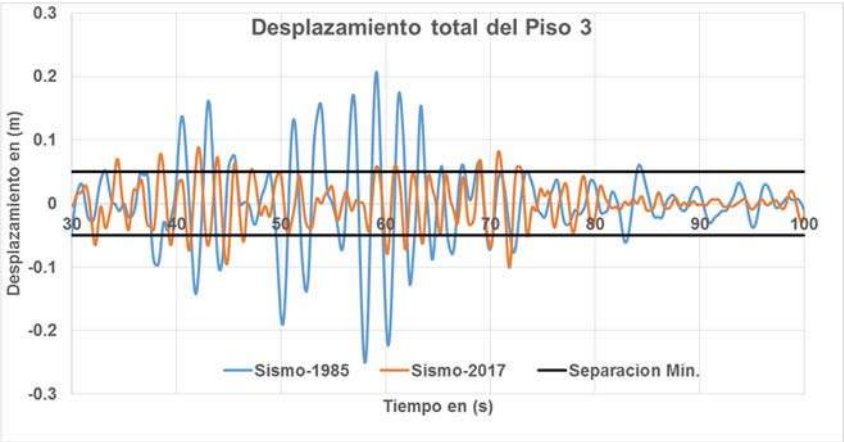

Figura 3.13–Desplazamiento total del piso 3, sismos de 1985 y 2017

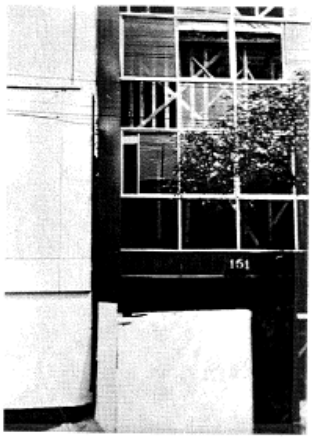

Figura 3.14–Separación de la estructura con el edificio vecino

Desplazamiento del nivel 2

Como se puede observar en la Figura 3.15 el desplazamiento máximo fue de 0.23m aproximadamente, este es el desplazamiento que experimentó la columna (D-3) ubicada en el nivel 2. Pero como ya se mencionó anteriormente existía un muro ligado a la columna que cubría hasta la mitad de la altura, dando origen a una columna corta. Además, el paño exterior del muro coincidía con la fachada, quedando excéntrico con respecto al eje de la columna, lo que le provocó torsión al elemento.

Figura 3.15-Desplazamiento en nivel 2, sismos de 1985 y 2017, registro de la SCT

Distorsión de entrepiso y de la columna (D-3)

También es importante revisar las distorsiones que tiene cada uno de los entrepisos. En la Figura 3.16 se puede ver que en el nivel uno rebasa el límite permisible de servicio de 0.002 (NTC, 2017), lo que pudo haber provocado algún daño en los elementos no estructurales durante el sismo de 1985. Para el sismo de 1985, componente (E-W), la distorsión rebasó el límite permisible en los primeros 5 pisos, y la mayor distorsión se encuentra en el primer nivel de 0.007.

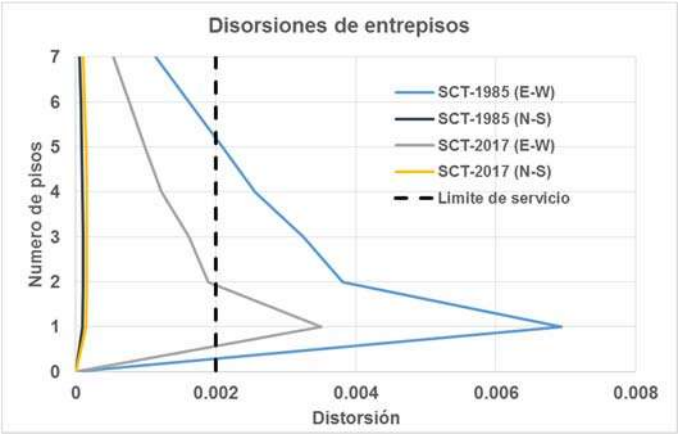

Figura 3.16– Distorsión de entrepisos, sismos de 1985 y 2017

Como se mencionó en el capítulo dos, sección 2.2, la columna (D-3) del segundo nivel sufrió severos daños debido a la presencia de los muros a media altura de la columna (ver Figura 2.2), por eso es necesario revisar la distorsión que tiene esta columna en especial.

En la Figura 3.17 se presenta la historia en el tiempo de las distorsiones de la columna (D-3) en el nivel 2, es importante mencionar que se calcularon mediante la diferencia de historias de desplazamientos del nodo superior e inferior de la columna mencionada y dividida por su altura libre. La altura libre de la columna es la mitad de la altura del entrepiso, ya que el muro en el eje 3 sólo cubre la mitad de la altura del entrepiso. Por cuestiones de presentación, en la gráfica sólo se muestra el tiempo en que se producen las mayores distorsiones para apreciar mejor los detalles.

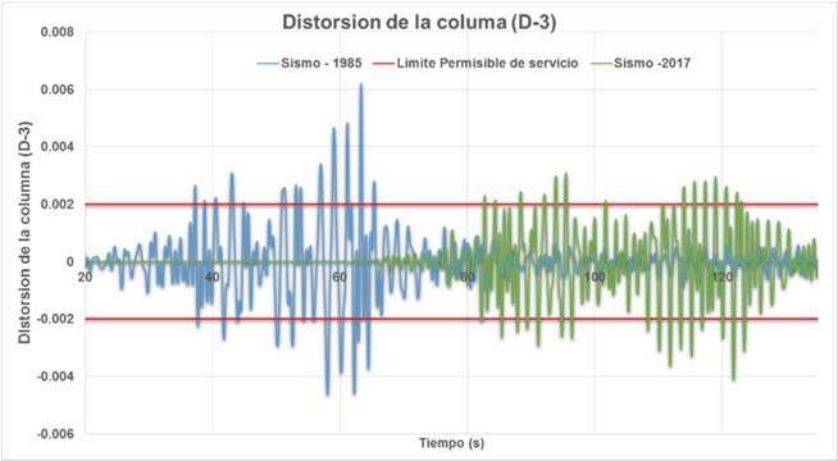

Figura 3.17–Distorsión en la columna (D-3), sismos de 1985 y 2017 con el registro de la SCT

En la figura anterior se puede ver claramente que la distorsión rebasó el límite permisible de servicio de 0.002. Como ya se mencionó anteriormente este es la distorsión de la altura libre en la columna (D-3), es decir, no se incluyó la parte donde está ligada al muro, mientras que la distorsión que se muestra en la Figura 3.16 es la distorsión de todo el entrepiso del nivel dos, tomando toda la altura de la columna por lo tanto la distorsión es menor que la de la Figura 3.17.

3.3.3. Desplazamientos y distorsiones de entrepisos con los registros cercanos al edificio

En 1985 la estación de registro más próxima al edificio era la de la SCT, ubicada a un poco más de 3 km de distancia. Sin embargo, cuando ocurrió el sismo de 2017, ya se habían instalado las estaciones CO58 y CI05, operadas por CIRES, que se ubican a 157 y 637 metros del edificio respectivamente (ver Tabla 3.2). Se considera que estas estaciones reflejan de manera más apropiada el movimiento del terreno en el sitio donde se localiza el edificio.

Desplazamientos en la azotea

En la Figura 3.18 se presentan los desplazamientos en dirección X (E-W) del edificio, generados por el sismo del 2017, con las estaciones operadas por CIRES. Se observa que el registro de la estación más cercana (C058), da origen a un desplazamiento máximo en la azotea de 0.12m, prácticamente igual que el obtenido con el registro de la SCT del 2017 (ver Figura 3.12).

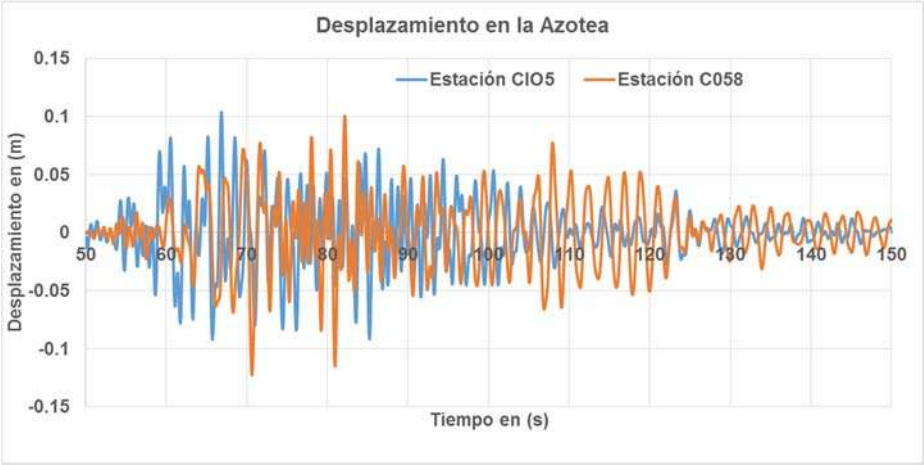

Figura 3.18–Desplazamiento total del edificio, sismo 2017

Desplazamiento total del piso 3, choque con edificio vecino

En la Figura 3.19 se muestran los desplazamientos totales del piso 3 del edificio con los registros de las estaciones cercanas a la estructura. El máximo desplazamiento es de 0.11m, también muy similar al desplazamiento máximo obtenido con el registro de la SCT.

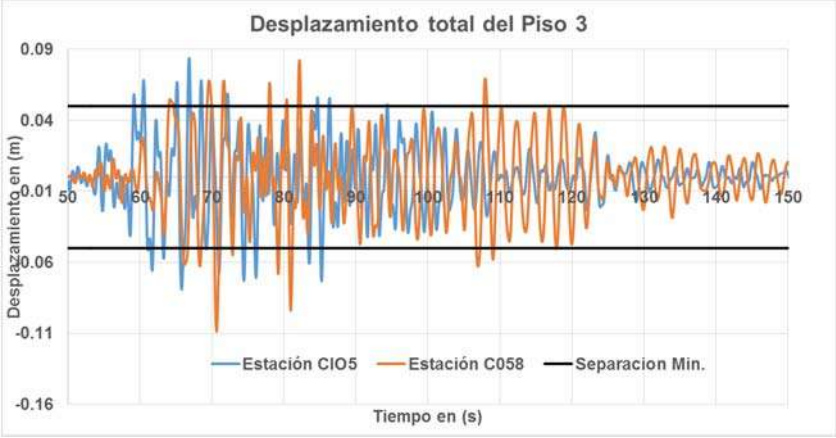

Figura 3.19–Desplazamiento total del piso 3 del edificio, sismos 2017

Desplazamiento del nivel 2

En la Figura 3.20 se muestran los desplazamientos del piso número dos de la estructura, en esta figura podemos ver los desplazamientos máximos de los dos sismos, con valores prácticamente similares a los de la SCT.

Figura 3.20–Desplazamiento total del piso 2 del edificio, sismos 2017

Distorsión de entrepiso

En la Figura 3.21 se muestran las distorsiones de entrepiso debidas a los dos registros más cercanos del sismo de 2017. La distorsión provocada por los dos eventos sísmicos son muy similares, para el C058 es de 0.0069 en el primer piso y 0.0025 en el piso 5 y el registro CIO5 0.0067 en el primer piso y 0.0025 para el piso 5 de acuerdo a estos resultados se puede concluir que estos dos eventos generaron distorsiones muy similares en el edificio.

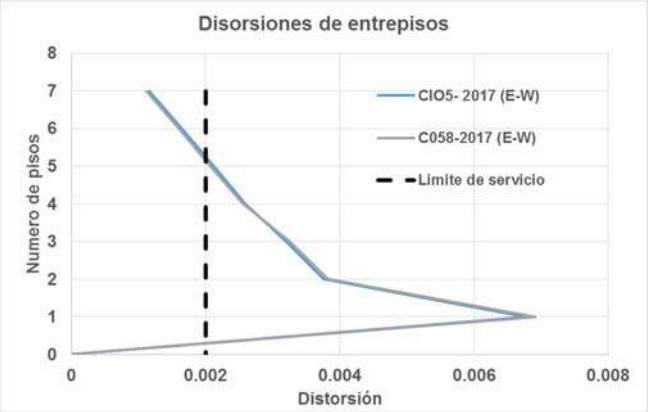

Figura 3.21–Distorsión de entrepisos, sismos 2017

3.3.4. Elementos mecánicos con los registros de la SCT

A continuación se presentan los elementos mecánicos de los pisos en la Figura 3.22 Se presenta los resultados del cortante de entrepiso de los dos eventos sísmicos con diferentes registros, el cortante en el edificio original es el del sismo del 1985 que da como resultado 440 t; en la figura se muestran también los resultados del sismo del 2017 con los registros cercanas del edificio. Los cortantes más elevados corresponden al registro de la estación C058 y los menores valores a los registros de la SCT de 2017 y 1985.

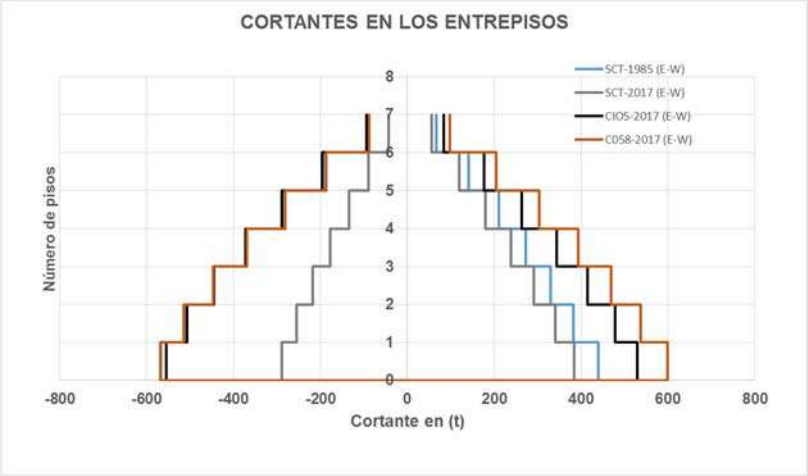

Figura 3.22–Cortantes de entrepisos, sismos 1985 y 2017

Por cuestiones de análisis y daños que sufrió la estructura se realizaron análisis con ciertos elementos estructurales en específico, para corroborar resultados con lo sucedido en la realidad, a continuación se presentan los resultados de la SCT y de las estaciones cercanas.

Cortante y momento en la columna (D-3) nivel 2

La columna (D-3), es la que sufrió daños debido a la presencia de un muro que lo hizo comportarse como una columna corta. Los resultados de aplicar el sismo de 1985 en la dirección E-W se muestran en las Figura 3.23 y en la primera de ellas se puede observar claramente que esta columna recibió una fuerza cortante de 10 t. En la Figura 3.24 se aprecia que el momento que experimentó esta columna fue de 1.12 t-m. Al considerar el sismo de 2017 el cortante actuante máximo es de 6.2 t el cual es ligeramente mayor que el de 1985 y el momento es de aproximadamente 0.8 t-m.

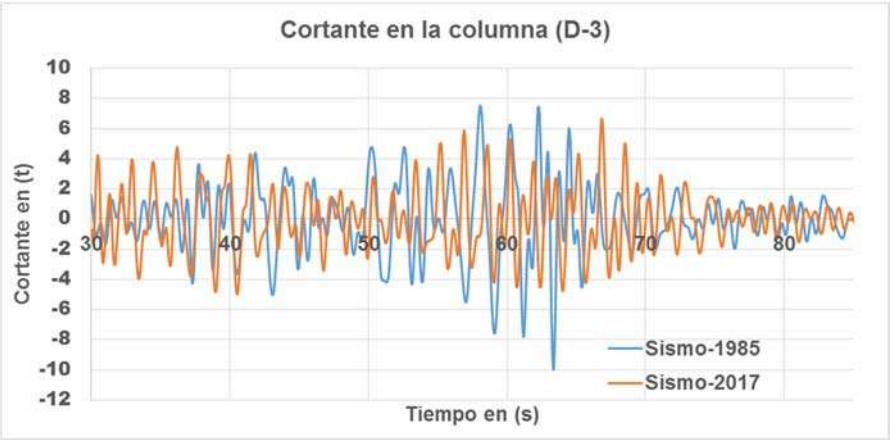

Figura 3.23– Cortante en la columna (D-3), sismos de 1985 y 2017 en dirección E-W

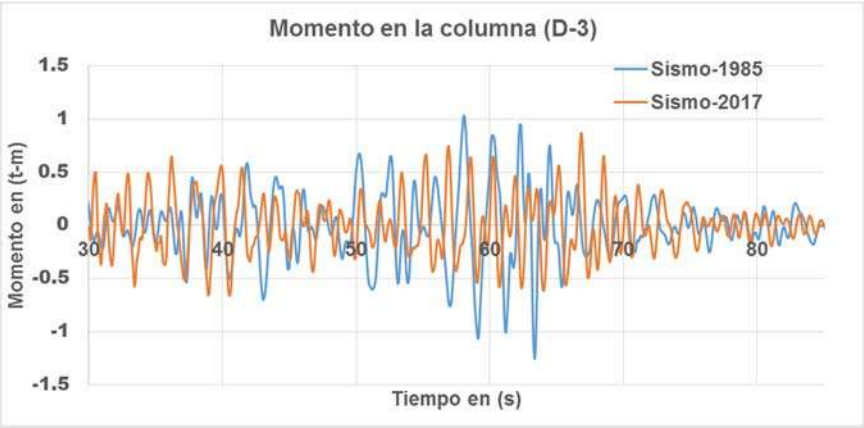

Figura 3.24– Momento en la columna (D-3), sismos de 1985 y 2017

Cortantes y momentos en las columnas del primer nivel

En esta sección se presentan los cortantes y momentos que experimentaron las columnas del primer nivel, es importante revisar las fuerzas en las columnas del primer nivel, donde se esperan los elementos mecánicos con mayores magnitudes.

En la Tabla 3.3 se presentan las fuerzas que experimentaron las columnas y lo que resiste el concreto y las separaciones necesarias del refuerzo transversal (Var No. 3). Por cuestiones de análisis solo se presentan los resultados del sismo del 1985 debido a que este sismo en particular generó daños en la estructura mencionada.

Tabla 3.3- Resistencia de las columnas

Columna	Direcion (E-W)-Sismo 1985					Considerando Cargas gravitacionales			
	Fuerzas					Fuerzas			
	Vu (t)	VcR (t)	VsRv (t)	S (cm)	VcR+VsR (t)	$V_{sismo\ +Grav}$ (t)	VsRv (t)	S (cm)	VcR+VsR (t)
D-1	35.7	11.55	24.15	10	35.7	36.32	24.77	9.8	36.32
B-1	23.04	11.55	11.49	20	23.04	23.4	11.85	20	23.4
C-2	25.85	11.55	14.3	17	25.85	27.023	15.47	16	27.02

En las siguientes figuras se muestra la historia en el tiempo de los elementos mecánicos y las resistencias de las columnas mencionadas en la tabla anterior. Como se ve en la Figura 3.25, la columna (D-1) absorbió un cortante máximo de 35.7 t y un momento de 60 t-m para el sismo del 1985 y en cuanto al sismo del 2017 fue de 22 t de cortante y 40.1 t-m de momento flexionante (ver Figura 3.25 y Figura 3.26).

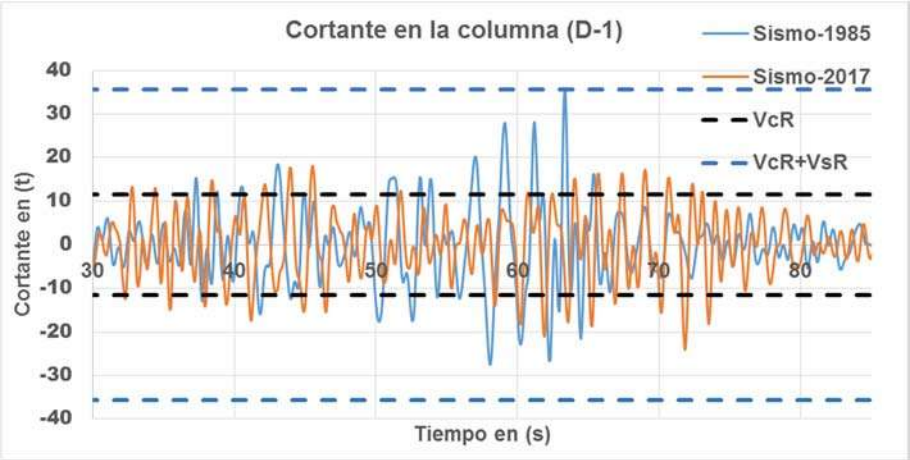

Figura 3.25– Cortante en la columna del primer nivel, sismos de 1985 y 2017

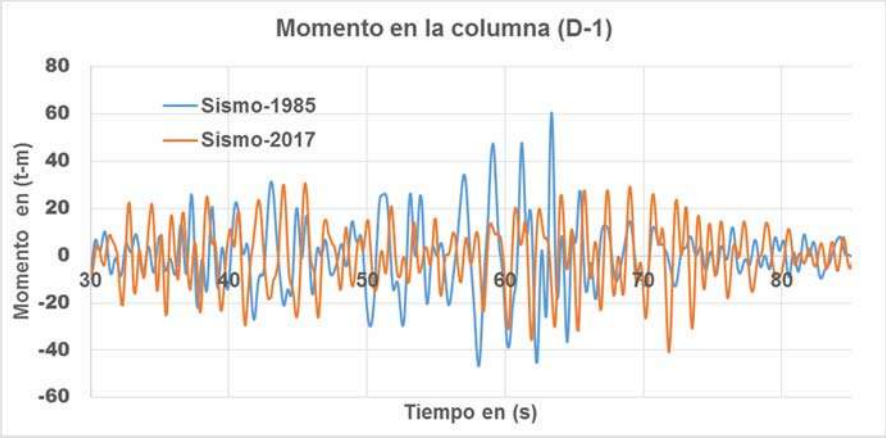

Figura 3.26– Momento en la columna del primer nivel, sismos de 1985 y 2017

Análisis con las dos componentes

Se realizó el análisis con las dos componentes actuando de manera simultánea y se observa que, el efecto de aplicar al mismo tiempo las componentes E-W y N-S, no altera los resultados que se obtienen en la dirección E-W cuando solamente se aplica el registro en esta última dirección. Este resultado se explica por la casi inexistente asimetría del edificio, que no causa movimientos de importancia en el edificio al aplicar la otra componente y no altera, por lo tanto, los valores obtenidos con la componente E-W actuando sola.

3.3.5. Elementos mecánicos con los registros cercanos al edificio

Cortante y momento en la columna (D-3) nivel 2

En la Figura 3.27 se muestran los cortantes de la columna (D-3). Se observa que el cortante máximo en esta columna fue de 10.1 t, mientras que con en el sismo del mismo año pero con el registro de la SCT fue aproximadamente de 6.2 t (ver Figura 3.23). En la Figura 3.28 se presenta la variación del momento flexionante en el tiempo y se puede apreciar que el momento máximo es aproximadamente 1.4 t-m, nuevamente superior al del sismo de la SCT.

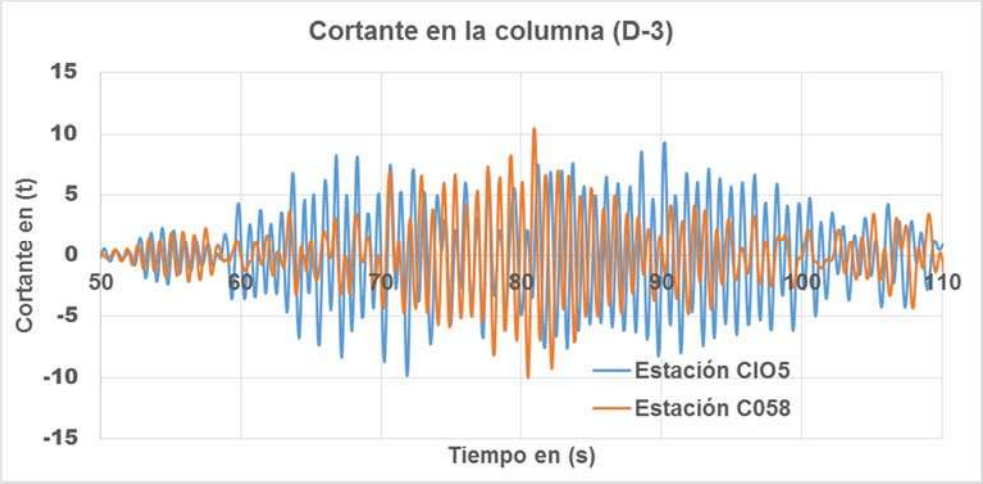

Figura 3.27– Cortante en la columna (D-3), sismo de 2017

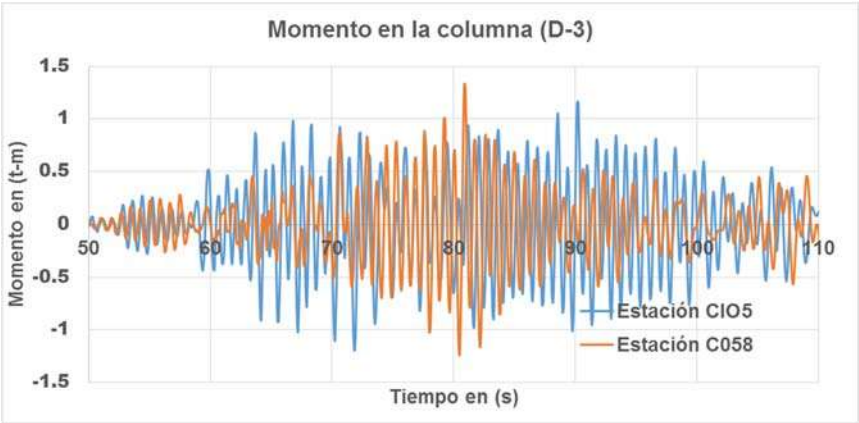

Figura 3.28– Momento en la columna (D-3), sismo de 2017

Cortante y momento en la columna del primer nivel

En la Figura 3.29 se presentan los cortantes que experimentaron las columnas del primer nivel del edificio, como se ve, el cortante máximo fue de 38 t y el momento de 63 t-m mientras que con el de la SCT fueron de 16 t y 30 t-m respectivamente (ver Figura 3.25) y Figura 3.26).

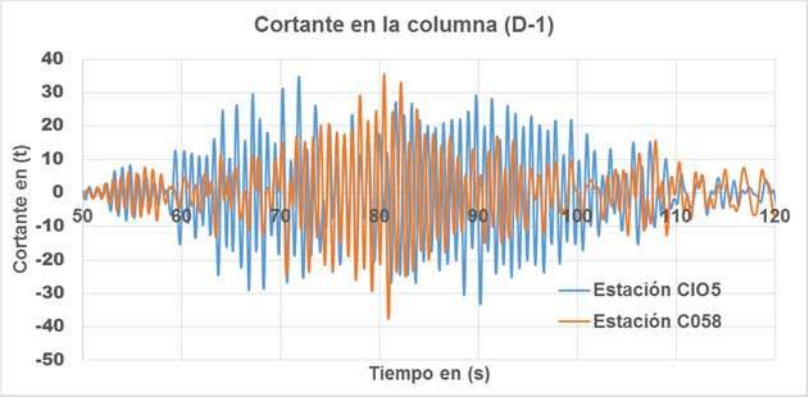

Figura 3.29– Cortante en la columna del primer nivel, sismos de 2017

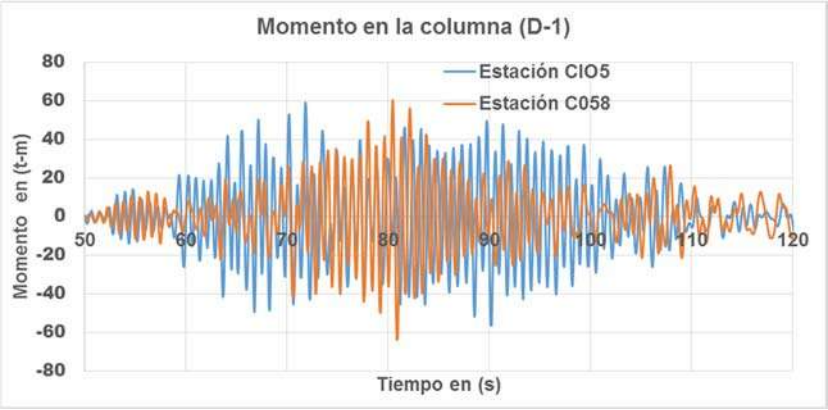

Figura 3.30– Momento en la columna del primer nivel, sismos de 2017

Al comparar los elementos mecánicos de los sismos del 2017 de las estaciones cercanas, con respecto a los de la estación de la SCT, que se encuentra mucho más lejos del edificio, se concluye que las estaciones cercanas, en especial la estación C058 (Escuela Técnica No. 18), provoca elementos mecánicos mayores que los del registro de la SCT. Estos resultados pueden interpretarse como que el edificio hubiera resultado dañado en el sismo de 2017 si no se hubieran realizado los trabajos de adición de muros como medida de refuerzo.

Las distorsiones de entrepiso fueron mayores cuando se utilizó el registro de la estación CI05, mientras que las otras dos estaciones dieron resultados muy similares. En cuanto a los desplazamientos, se observa que los valores máximos obtenidos con las estaciones de la SCT y las dos estaciones cercanas fueron prácticamente los mismos.

3.3.6. Resultados de todos los registros (CIRES)

En esta sección se presentarán todos los resultados de las estaciones cercanas del CIRES y también se incluyó el registro de la SCT (sismo ocurrido en el 2017), mencionados en la Tabla 3.2. Debido a que en las secciones anteriores solo se presentaron los resultados de las dos estaciones más próximas al edificio, en esta parte se presentaran solo los valores máximos de cada estación.

Por cuestiones prácticas en esta sección se reproduce una copia de la Tabla 3.2 de las estaciones cercanas por facilidad de consulta de los nombres de las estaciones.

Tabla 3.4–Estaciones de la SCT y cercanas al edificio (CIRES)

Clave	Año	Nombre	Institución	Distancia (m)
SCT2	19-sep-17	SCT	UNAM	3055
Estaciones cercanas al edificio				
CO58	19-sep-17	Escuela Sec. Tecnica No.18	CIRES	157
CI05	19-sep-17	Roma	CIRES	637
LI58	19-sep-17	Escuela Sec. Diurna No. 23	CIRES	812
CJ04	19-sep-17	Multifamiliar Juarez II	CIRES	1050
CJ03	19-sep-17	Multifamiliar Juarez	CIRES	1146
BL45	19-sep-17	Balderas	CIRES	1410
AL01	19-sep-17	Alameda	CIRES	2391
GA62	19-sep-17	Esc. Técnica No.2	CIRES	2818
RM48	19-sep-17	Esc. Primaria Rodolfo Mendez	CIRES	3797

En la siguiente tabla y gráfica se muestran los desplazamientos de los entrepisos de la estructura y el promedio, desviación estándar y el coeficiente de variación de todos los registros para cada uno de los niveles.

Tabla 3.5– Desplazamientos de entrepisos

Desplazamiento de entrepisos											
Piso	Elevación m	X-Dir mm Roma (E-W)	X-Dir mm Ecs. Sec (N-W)	X-Dir mm Baldera s (E-W)	X-Dir mm Diurna (E-W)	X-Dir mm Juarez (E-W)	X-Dir mm Juarez II (E-W)	X-Dir mm Alameda (E-W)	X-Dir mm Esc. Tec. No.2 (E-W)	X-Dir mm Rodolfo Mendez (E-W)	X-Dir mm SCT (E-W)
Piso7	19.5	60.56	60.64	65.02	27.70	65.02	58.98	64.58	40.38	29.29	22.36
Piso6	16.8	57.49	57.70	61.78	26.35	61.78	56.10	61.51	38.42	27.97	21.20
Piso5	14.1	53.14	53.51	57.18	24.43	57.18	52.02	57.12	35.62	26.06	19.59
Piso4	11.4	47.39	47.91	51.07	21.87	51.07	46.57	51.25	31.89	23.48	17.47
Piso3	8.7	40.40	41.01	43.58	18.74	43.58	39.85	43.98	27.28	20.25	14.93
Piso2	6	32.54	33.14	35.12	15.16	35.12	32.21	35.65	22.04	16.49	12.10
Piso1	3.3	22.37	22.84	24.14	10.46	24.14	22.19	24.63	15.18	11.43	8.53
Base	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Piso	mm Pomedio	mm Desv. Est.	Coef. Var
Piso7	49.4537	17.4756	35.34%
Piso6	47.0277	16.6082	35.32%
Piso5	43.5855	15.3746	35.27%
Piso4	38.9951	13.7286	35.21%
Piso3	33.3601	11.7103	35.10%
Piso2	26.9563	9.4221	34.95%
Piso1	18.5903	6.4419	34.65%
Base	0.0000	0.0000	0.00%

De acuerdo con los resultados se puede concluir que existe una dispersión no despreciable, con coeficientes de variación del 35%, esto se debe a que no todos los registros de aceleración sísmica generaron los mismos desplazamientos a pesar de estar en el mismo tipo de suelo. En la tabla podemos apreciar al menos tres estaciones que proporcionaron resultados muy bajos respecto al resto, por ejemplo la estación de la SCT, Diurna y Escuela Técnica No.2, resultados que hicieron que el coeficiente de variación se incrementara y existiera mayor dispersión en los resultados.

Para visualizar mucho mejor los resultados de cada una de las estaciones se presentan en una gráfica todos los desplazamientos generados por todas las estaciones. En la Figura 3.31 se puede ver que efectivamente hay desplazamientos que están por debajo de los demás que son la SCT, DIURNA, RODOLFO MENDEZ, ESC. TÉCNICA. A pesar de que la estación DIURNA (LI58) se encuentra cercana al edificio (ver Tabla 3.4). El hecho de que una estación se encuentre muy cerca al edificio no quiere decir que ese sea la correcta porque puede haber algunas interferencias, variaciones locales del sitio, o presencia de objetos, edificios o cimentaciones profundas que le pueda alterar sus

registros, por esta misma razón se toman varias estaciones cercanas a la estructura para comparar resultados y tener más datos de donde referenciarse a la hora de concluir.

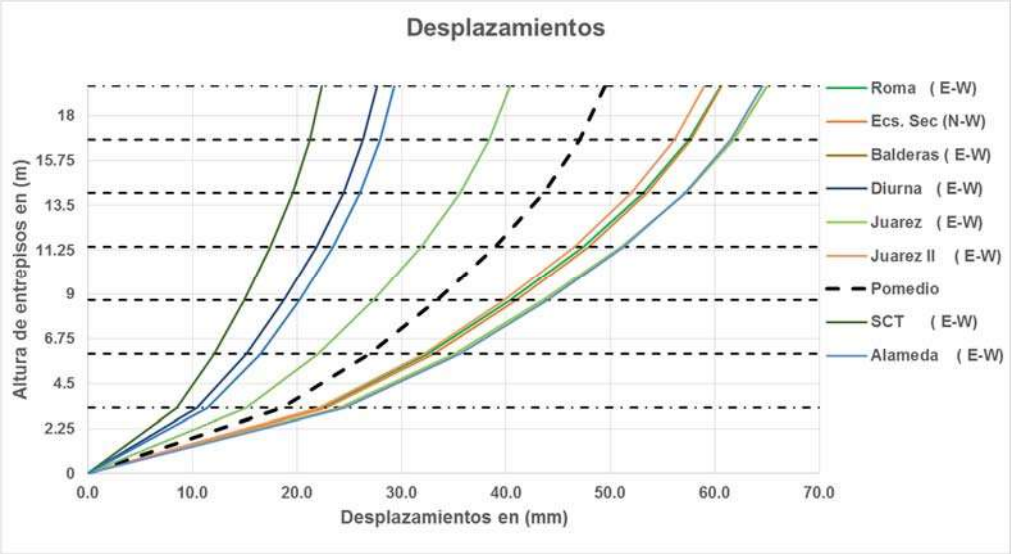

Figura 3.31–Desplazamientos de entrepisos, sismos 2017

De acuerdo con la Figura 3.31 podemos ver gráficamente los registros de aceleración que proporcionaron resultados anómalos, como ya se mencionó en el texto anterior esto puede ocurrir por diferentes razones, por lo tanto se realizará otro análisis descartando las aceleraciones que produjeron los valores más dispersos. En la Tabla 3.6 y Figura 3.32 se muestran nuevamente los resultados y como se puede apreciar al descartar estos registros que estaban generando resultados diferentes se logró conseguir desplazamientos más similares con un coeficiente de variación de 4%.

Tabla 3.6– Desplazamientos de entrepisos

Desplazamiento de entrepisos									
Piso	**Elevación m**	**X-Dir mm Roma (E-W)**	**X-Dir mm Ecs. Sec (N-W)**	**X-Dir mm Balderas (E-W)**	**X-Dir mm Juarez (E-W)**	**X-Dir mm Alameda (E-W)**	**mm Pomedio**	**mm Desv. Est.**	**Coef. Var**
Piso7	19.5	60.56	60.64	65.02	65.02	64.58	63.17	2.35	3.71%
Piso6	16.8	57.49	57.70	61.78	61.78	61.51	60.05	2.25	3.74%
Piso5	14.1	53.14	53.51	57.18	57.18	57.12	55.63	2.11	3.79%
Piso4	11.4	47.39	47.91	51.07	51.07	51.25	49.73	1.92	3.85%
Piso3	8.7	40.40	41.01	43.58	43.58	43.98	42.51	1.67	3.93%
Piso2	6	32.54	33.14	35.12	35.12	35.65	34.31	1.38	4.02%
Piso1	3.3	22.37	22.84	24.14	24.14	24.63	23.62	0.97	4.09%
Base	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00%

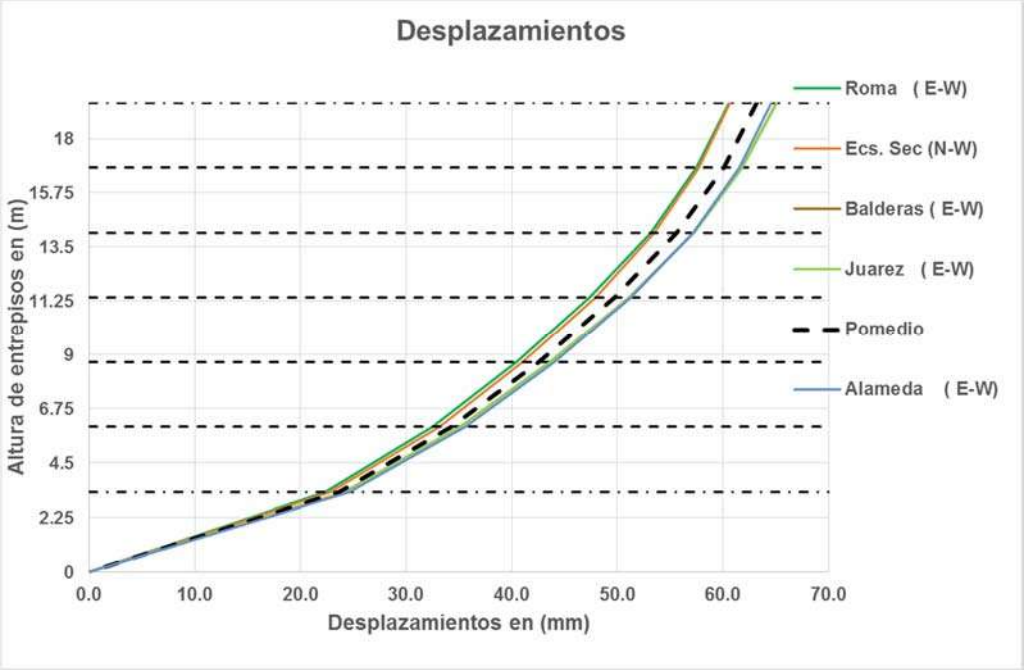

Figura 3.32–Desplazamientos de entrepisos, sismos 2017

También es importante presentar los resultados de las distorsiones de entrepisos para ver el comportamiento de la estructura con los diferentes registros de aceleración, en la Tabla 3.7 se presentan las derivas, cabe mencionar que para este caso solo se presentaran los que fueron generados en la dirección (N-W) porque especialmente en esta dirección es donde las distorsiones fueron más grandes.

En la Figura 3.33 se presentan gráficamente las derivas, como se puede apreciar es el mismo caso que ocurrió en los desplazamientos de entrepisos (ver Figura 3.32) también tenemos derivas que se encuentran por debajo de las demás, en este caso se hará el mismo paso que en el anterior descartando los registros de aceleración que están generando resultados anómalos.

Tabla 3.7– Distorsión de entrepisos

Distorsión de entrepisos											
Piso	Elevación m	X-Dir Roma (E-W)	X-Dir Ecs. Sec (N-W)	X-Dir Balderas (E-W)	X-Dir Diurna (E-W)	X-Dir Juarez (E-	X-Dir Juarez II (E-W)	X-Dir Alameda (E-W)	X-Dir Esc. Tec. No.2 (E-W)	X-Dir Rodolfo Mendez (E-W)	X-Dir SCT (E-W)
		$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$
Piso7	19.5	1.1640	1.1210	1.2300	0.5200	1.2300	1.1310	1.1730	0.7470	0.5630	0.5360
Piso6	16.8	1.6460	1.6060	1.7530	0.7320	1.7530	1.6040	1.6860	1.0720	0.7940	0.7650
Piso5	14.1	2.1300	2.0750	2.2650	0.9460	2.2650	2.0750	2.1770	1.3840	1.0280	0.9890
Piso4	11.4	2.5890	2.5550	2.7720	1.1610	2.7720	2.5260	2.6920	1.7050	1.2410	1.2260
Piso3	8.7	3.2050	3.2580	3.4660	1.4870	3.4660	3.1660	3.4850	2.1680	1.6060	1.6170
Piso2	6	3.7650	3.8170	4.0660	1.7420	4.0660	3.7100	4.0800	2.5400	1.8750	1.8920
Piso1	3.3	6.7770	6.9190	7.3130	3.1690	7.3130	6.7230	7.4620	4.6000	3.4640	3.5080
Base	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Pomedio	Desv. Est.	Coef. Var
$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	
0.9415	0.3093	32.85%
1.3411	0.4429	33.02%
1.7334	0.5722	33.01%
2.1239	0.7004	32.98%
2.6924	0.8626	32.04%
3.1553	1.0134	32.12%
5.7248	1.8079	31.58%
0.0000	0.0000	0.00%

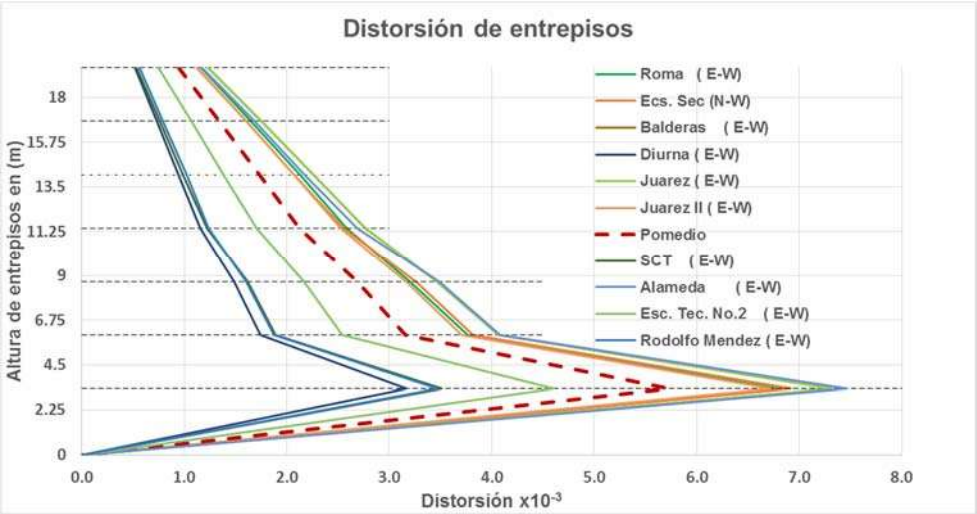

Figura 3.33–Distorsión de entrepisos, sismos 2017

En la Tabla 3.8 y Figura 3.34 se presentan nuevamente los resultados de las distorsiones de entrepisos, sin los registros de aceleraciones que estaban generando resultados anómalos. Con esta modificación se logró reducir las dispersiones de 35% a 4%.

Tabla 3.8– Distorsión de entrepisos

Distorsión de entrepisos									
Piso	**Elevación** m	**X-Dir** Roma (E-W)	**X-Dir** Ecs. Sec (N-W)	**X-Dir** Balderas (E-W)	**X-Dir** Juarez (E-W)	**X-Dir** Alameda (E-W)	Pomedio	Desv. Est.	Coef. Var
		$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	
Piso7	19.5	1.1640	1.1210	1.2300	1.2300	1.1730	1.1836	0.0467	3.95%
Piso6	16.8	1.6460	1.6060	1.7530	1.7530	1.6860	1.6888	0.0651	3.85%
Piso5	14.1	2.1300	2.0750	2.2650	2.2650	2.1770	2.1824	0.0836	3.83%
Piso4	11.4	2.5890	2.5550	2.7720	2.7720	2.6920	2.6760	0.1011	3.78%
Piso3	8.7	3.2050	3.2580	3.4660	3.4660	3.4850	3.3760	0.1335	3.95%
Piso2	6	3.7650	3.8170	4.0660	4.0660	4.0800	3.9588	0.1544	3.90%
Piso1	3.3	6.7770	6.9190	7.3130	7.3130	7.4620	7.1568	0.2927	4.09%
Base	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00%

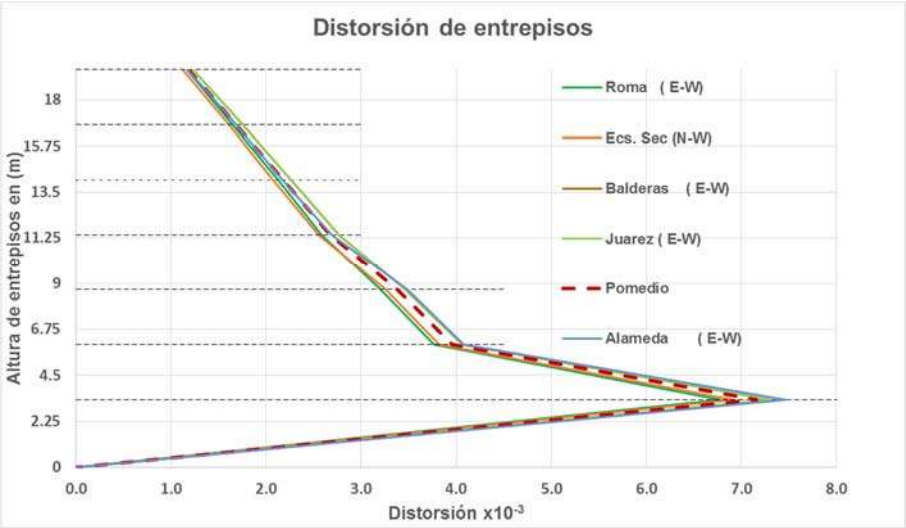

Figura 3.34–Distorsión de entrepisos, sismos 2017

En la Tabla 3.9 se muestran los resultados máximos de las cinco estaciones que se consideran, es importante mencionar que los elementos mecánicos son los que experimento la columna (D-1) en la planta baja. Se tomó esta columna como referencia porque es la que absorbe mayor fuerza cortante y momento. Mientras que los desplazamientos y las distorsiones son de entrepisos, la deriva (presentada en la última columna), es la distorsión del nivel 2, debido a que en este nivel es donde se generó más distorsión por el cambio de rigidez en la estructura y los desplazamientos ($X_{máx}$) son los desplazamientos totales de la estructura medidos desde la azotea.

Tabla 3.9– Resultados máximos de cada registro

Resultados máximos de cada estación en la estructura					
Clave	Nombre	X_{max} (mm)	V_{max} (t)	M_{max} (t.m)	Deriva
CO58	Escuela Sec. Tecnica No.18	60	37.53	63.66	6.9
CI05	Roma	60	34.84	59.11	6.7
CJ03	Multifamiliar Juarez	65	37.62	63.82	7.3
BL45	Balderas	65	37.62	63.82	7.3
AL01	Alameda	64	38.45	65.23	7.4
	Promedio=	62.50	37.21	63.13	7.05
	Desviación Estándar=	2.89	1.38	2.33	0.30
	Coeficiente de Variación=	5%	4%	4%	4%

De acuerdo con los resultados podemos ver que la dispersión de los datos es el 4% para las estaciones que se seleccionaron.

3.4. Comparación de resultados de los sismos de 1985 y 2017

Una vez obtenidos todos los resultados de análisis del sismo de 1985 y 2017 el siguiente paso es hacer comparaciones de los efectos de cada evento sísmico en la estructura.

En la Tabla 3.10 se presentan los resultados máximos de los dos eventos sísmicos, los de 1985 corresponden a los que se obtienen con el registro de la SCT y los de 2017 son el promedio de los cinco registros de terreno blando. Se puede apreciar efectivamente que el sismo del 1985 generó resultados ligeramente inferiores a los del 2017, lo que quiere decir que si la estructura no se hubiera modificado estructuralmente, el edificio podría haber sufrido daños nuevamente pues las magnitudes de las variables son muy similares entre sí.

Tabla 3.10– Comparación de resultados

	1	2	3	4
Sismo	**X (mm)**	**V (t)**	**M (t.m)**	**Deriva**
1985 (Max.)	60.0	35.7	60.0	6.9
2017 (Promedio)	62.8	37.2	63.1	7.1

Gráficamente se puede apreciar que la diferencia de resultados es mínima. Como ya se mencionó anteriormente en el caso de los resultados del sismo del 2017 es el promedio de los 5 resultados de los diferentes registros utilizados para este análisis y en cuanto a los resultados del sismo de 1985 son los valores máximos del único registro disponible (SCT).

Figura 3.35–Comparación de resultados (sismo 1985 – 2017)

Capítulo 4

Análisis del edificio reforzado

4.1. Uso de muros de concreto para reforzar edificios

El inmueble se reforzó con muros de concreto reforzado, que es una técnica que ofrece una serie de ventajas, una de las principales es que le proporciona mucha rigidez al edificio, reduciendo bastante las distorsiones de entrepiso, previene la aparición de mecanismos de piso y la irregularidad de rigideces en planta y en elevación.

Las cargas laterales pueden ser resistidas principalmente por los muros nuevos y diseñarlos para tal efecto. Los elementos existentes, principalmente las columnas junto a los muros, pueden necesitar de un refuerzo bajo la nueva distribución de cargas.

A continuación se presentan tres soluciones que se adoptan al adicionar muros de concreto y que se muestran esquemáticamente en la Figura 4.1.

- La primera opción consiste en colocar el muro en un marco existente, alrededor de las columnas con el propósito de que trabajen en forma conjunta. Esta disposición genera mayor restricción a los ocupantes y mayor intervención de los elementos secundarios.

- La segunda opción consiste en colocar los muros fuera del eje de las columnas existentes, es decir, queda por fuera de los marcos existentes.

- La tercera opción es colocarlo por fuera, a manera de contrafuerte.

- Las dos últimas opciones disminuyen las restricciones, pero requieren más espacio para su construcción y a veces no se cuenta con el espacio suficiente para construir el muro.

En todos los casos es importante cuidar especialmente la conexión entre el muro nuevo y la estructura existente, pues de esta unión depende la efectividad del refuerzo.

Otro de los aspectos importantes en la implementación de nuevos muros en una estructura existente, es su cimentación, porque a veces es necesario construir una cimentación especial para el muro, o es necesario incorporarlo en la cimentación existente, lo que convierte esta solución en una alternativa más compleja en su ejecución por las conexiones que se tiene que hacer entre el elemento existente y nuevo, y presumiblemente más cara.

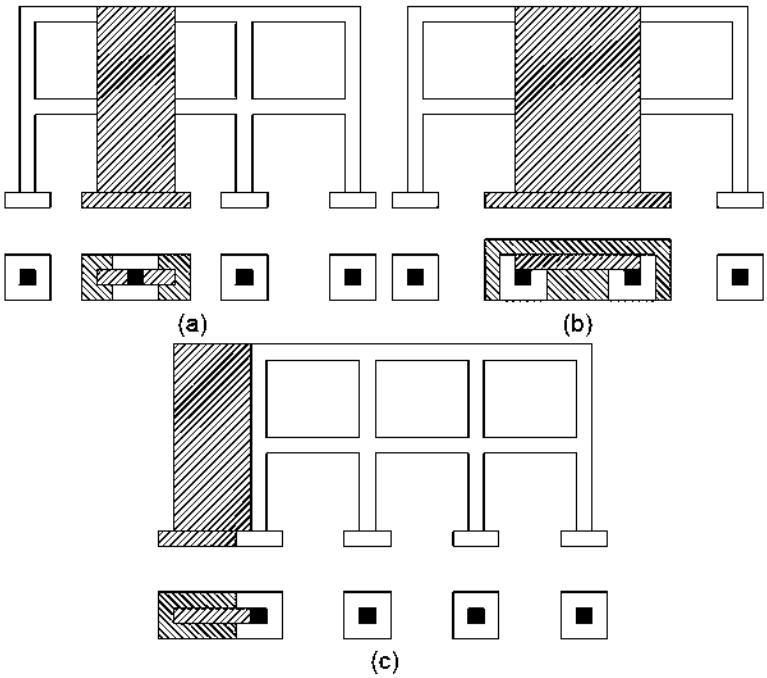

Figura 4.1-Ejemplos de colocación de nuevos muros en una estructura existente (Tsionis, et al 2014)

4.2. Descripción del reforzamiento de la estructura

Después de ocurridos los trágicos sucesos de 1985, la estructura fue reforzada para evitar otros daños posteriores, y como se mencionó en el capítulo anterior, un grupo de investigadores presentaron un reporte técnico de los edificios dañados y como fueron reforzados posteriormente (Aguilar *et al,* 1996).

El objetivo de este capítulo es presentar qué cambios se realizó en la estructura para reforzarla. En la Figura 4.2 se muestra la planta de la estructura reforzada y los muros de concreto reforzado que se agregaron en los ejes 1 y 4. Los muros de mampostería fueron retirados y sustituidos por los muros de concreto reforzado. En el eje 1 y 4, tramo (C–D), esta reforzado con un muro de 25 cm de espesor y en los ejes 2 y 3, tramo (C-D), con un muro de 20 cm de espesor.

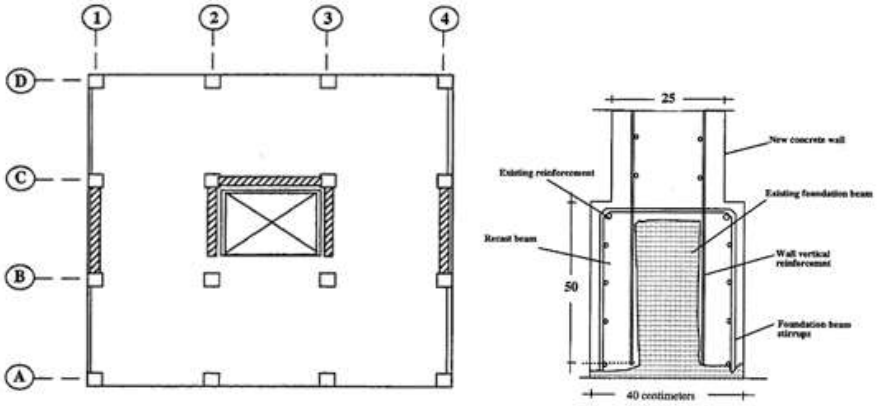

Figura 4.2- Estructura reforzada (Aguilar et al, 1996)

En cuanto a las columnas también fueron reforzadas mediante ensanchamiento de la sección con concreto reforzado, como se ve en la Figura 4.3. Es importante mencionar que la columna reforzada sólo llega hasta el quinto nivel y los últimos dos pisos mantienen la dimensión original de la columna de 45x45 cm.

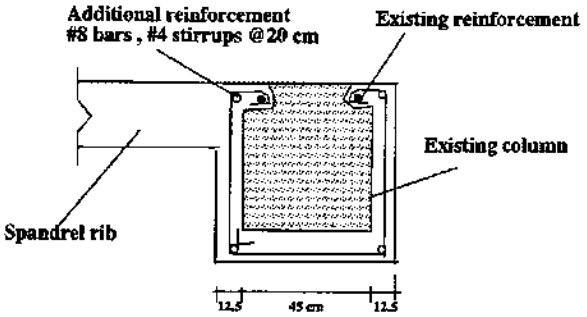

Figura 4.3– Columna reforzada (Aguilar et al, 1996)

4.3. Modelo del edificio reforzado

El modelo de análisis de este edificio, fue realizado con la ayuda del software ETABS (2013). La Figura 4.4 representa el modelo de análisis del edifico reforzado.

En este modelo, se consideraron las mismas propiedades de los materiales que se tomaron en el modelo original, para tratar de simular lo más posible las condiciones reales del edificio. Para el concreto se consideró una resistencia de $f'c = 250\ kg/cm^2$ hecho en obra, módulo de Elasticidad $E_C = 10{,}000\sqrt{f'c}$, y resistencia del acero $fy = 4200\ kg/cm^2$.

El refuerzo consistió en muros de concreto reforzado de espesor 20 y 25 cm y se modelaron con la herramienta (Wall). Las columnas y losas se modelaron como en el edificio original, con las mismas cargas y combinación de las mismas.

Las figuras presentadas en la siguiente página son las geometrías del modelo capturadas en ETABS. La Figura 4.5 muestra la geometría del edificio en planta y elevación, mientras que la Figura 4.6 presenta la geometría del edificio en volumetría.

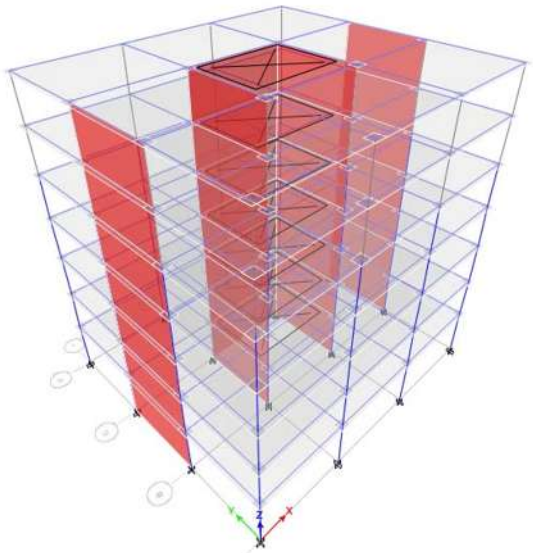

Figura 4.4- Modelo 2 Reforzado

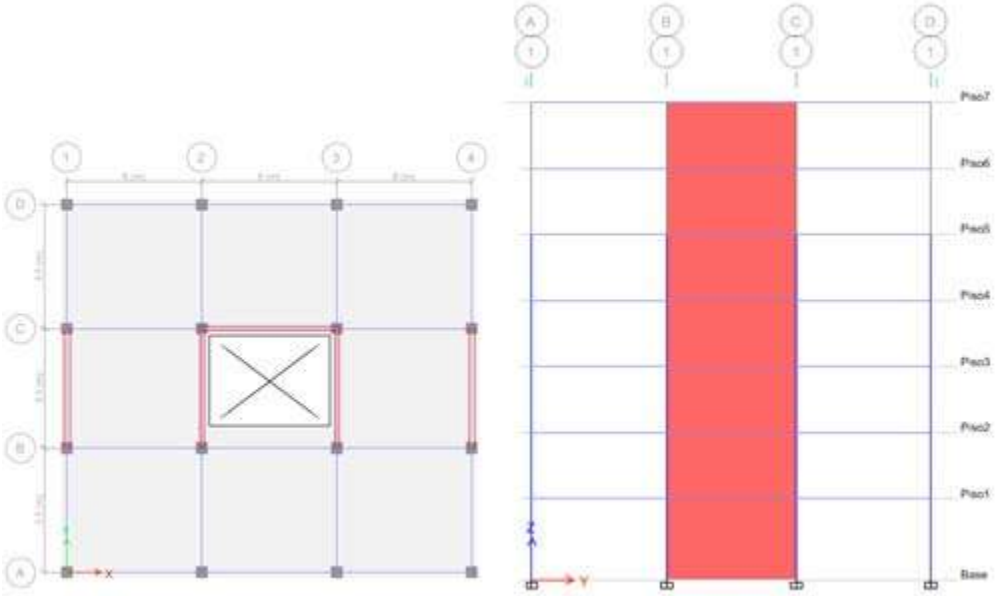

Figura 4.5- Planta y elevación del edificio

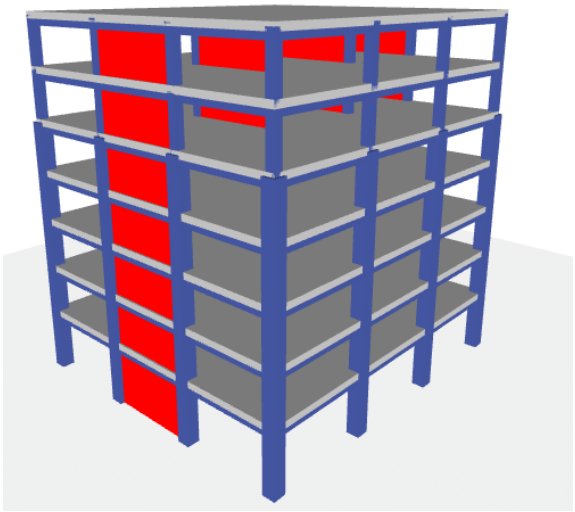

Figura 4.6-Modelo1 Volumetría

4.4. Análisis modal

Se hace el análisis modal de la estructura reforzada para ver las modificaciones de las propiedades modales con respecto al edificio original, y para verificar que la suma de participación de masa en “X” y “Y” cumplen con el 90% que establecen las normas. En la Tabla 4.1 se muestra la participación de masa, en donde se observa que con doce modos de vibrar se cumple con el 90% en las tres direcciones de interés, por lo tanto, no hay necesidad de considerar más modos. En la segunda columna se presentan los periodos del edificio original sin reforzar y en la columna 3 los periodos de la estructura reforzada.

Tabla 4.1– Participación de masa

Participacion de masa								
Mode	**Period**		**UX**	**UY**	**Sum UX**	**Sum UY**	**RZ**	**Sum RZ**
	Original	**Reforzado**						
		sec						
1	0.803	0.444	0.6096	0	0.6096	0	0.1449	0.1449
2	0.264	0.283	0	0.729	0.6096	0.7293	0	0.1449
3	0.225	0.279	0.176	0	0.7856	0.7293	0.5806	0.7254
4	0.192	0.127	0.1385	0	0.9241	0.7293	0.0301	0.7555
5	0.145	0.079	0.0184	0	0.9425	0.7293	0.1646	0.9201
6	0.102	0.074	0	0.204	0.9425	0.933	0	0.9201
7	0.079	0.066	0.0312	0	0.9737	0.933	0.0127	0.9329
8	0.072	0.046	0.0156	0	0.9893	0.933	2.8E-06	0.9329
9	0.065	0.04	0.0004	0	0.9897	0.933	0.0442	0.9771
10	0.064	0.037	0	0.045	0.9897	0.9781	0	0.9771
11	0.057	0.035	0.0059	0	0.9956	0.9781	1.2E-05	0.9771
12	0.04	0.029	0.0029	0	**0.9985**	**0.9781**	0.0001	**0.9773**

En este análisis se puede ver que el periodo fundamental de la estructura reforzada es de 0.444 s, mientras que en la estructura original sin reforzar el periodo fundamental es de 0.803 s, lo cual quiere decir que el refuerzo redujo aproximadamente a la mitad su flexibilidad en esta dirección.

En la Figura 4.7 se presenta el modo fundamental de la estructura (modo 1) en la dirección “X” con un periodo de 0.444 s, esto quiere decir que el edificio tiene más flexibilidad en esta dirección debido a la orientación de los muros de concreto reforzado, y como se puede ver el comportamiento de la estructura en este modo tiene una ligera torsión, esto se debe a la presencia del muro en el eje “C” tramo (2-3) que se encuentra al lado del elevador.

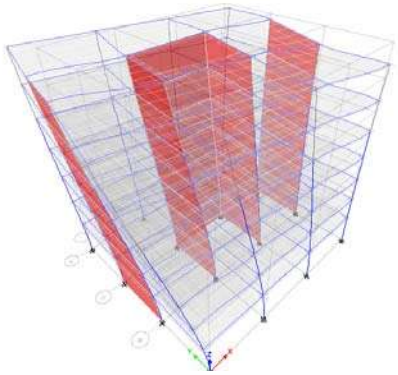

Figura 4.7–Modo 1 en dirección X

El modo 2 de la estructura se presenta en el lado más corto (dirección Y) con un valor de 0.283 s, donde el edificio es menos flexible por la presencia de los muros en el eje 1, 2, 3, y 4 tramo (2-3) y a comparación del modo 1, en este ya no hay torsión.

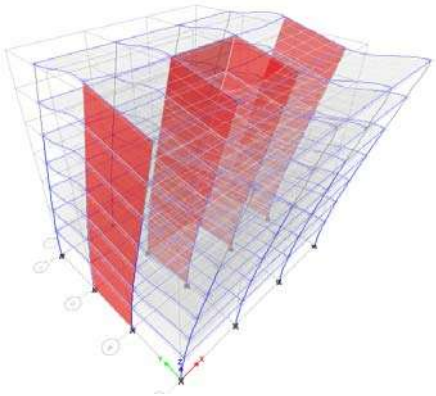

Figura 4.8–Modo 2 en dirección Y

La Figura 4.9 muestra el modo número 3 de la estructura que en este caso es el primer modo de torsión como se puede apreciar en la figura, con un periodo de 0.279 s.

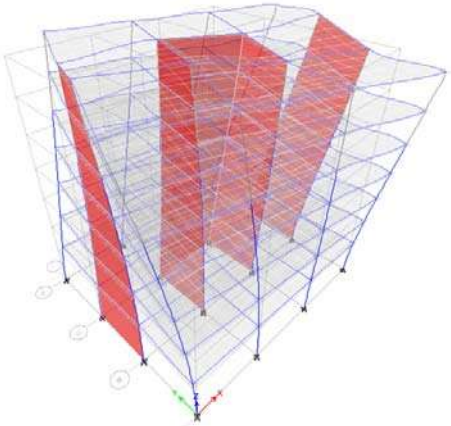

Figura 4.9– Modo 3 Movimiento torsional

En la Figura 4.10 se muestran los espectros de respuesta de aceleraciones de los registros sísmicos medidos en 2017 de acuerdo con los registros sísmicos de CIRES, junto con la aceleración que le corresponde al edificio según su periodo fundamental de vibrar, el cual se representa mediante una línea vertical. El periodo del edificio es de 0.444 segundos, y como no se puede apreciar muy bien los valores entonces se presenta los valores en la siguiente Tabla 4.2. Se observa que el bajo periodo del edificio lo ubicó en una zona del espectro lejana de la zona de máximas aceleraciones que se presentaron en el suelo blando de la ciudad. Como ya se mencionó en el capítulo anterior fueron descartadas varios estaciones que estaba proporcionando resultados diferentes por lo tanto también este análisis y las que siguen no serán tomadas en cuenta.

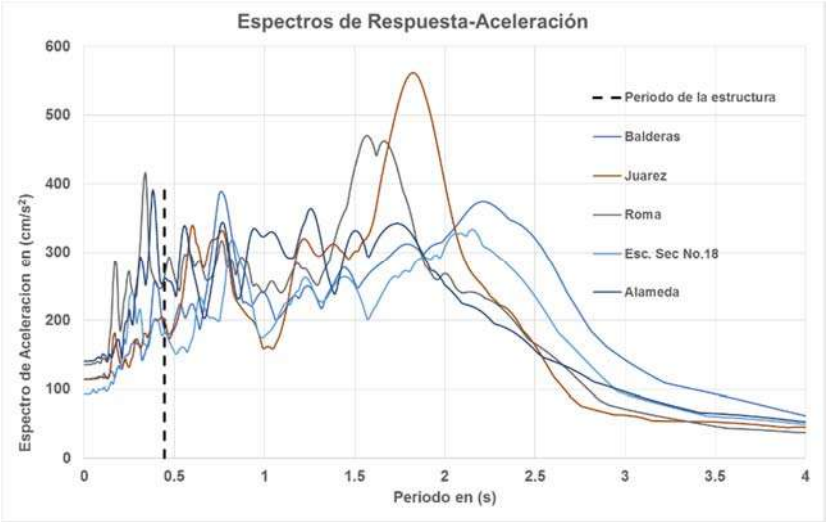

Figura 4.10– Espectros de respuesta de aceleración del sismo 2017 (CIRES)

Tabla 4.2– Aceleraciones que le corresponden a la estructura

Registros	**Periodo (s)**	**Espectro de Aceleracion (cm/s^2)**
Balderas	0.444	189.89
Juarez	0.444	199.31
Roma	0.444	244.13
Esc. Sec No.18	0.444	181.57
Alameda	0.444	257.92
	Promedio=	**214.57**
Desviación Estándar=		**34.218**
Coeficiente de variación=		**16%**

En la Figura 4.11 se presentan los espectros de respuesta de desplazamiento y el valor que le corresponde al edificio según su primer modo de vibrar, así como se puede apreciar en la gráfica con este periodo esperaríamos un desplazamiento aproximadamente de 1.058 cm (ver Tabla 4.3) en el modelo de análisis.

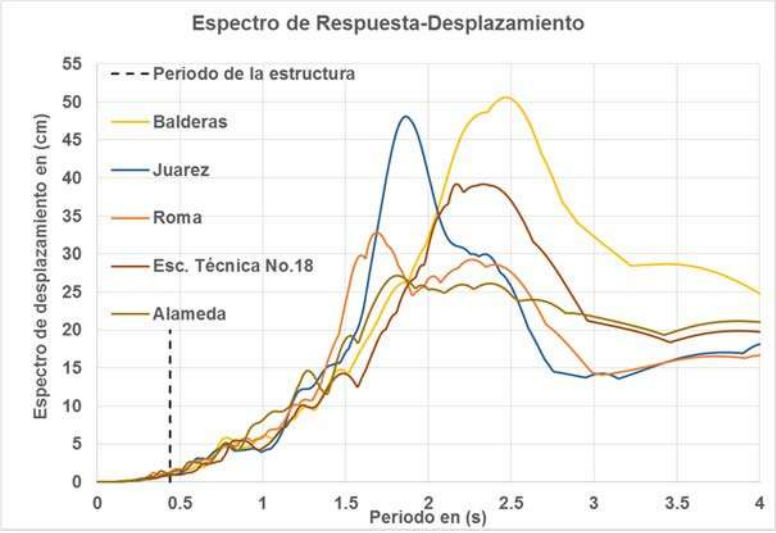

Figura 4.11– Espectros de respuesta de desplazamiento del sismo de 2017 (CIRES)

Tabla 4.3– Desplazamiento que le corresponde a la estructura

Estaciones	Periodo (s)	Desplazamientos (cm)
Balderas	0.444	0.928
Juarez	0.444	0.975
Roma	0.444	1.239
Alameda	0.444	1.260
Esc. Técnica No.18	0.444	0.887
Promedio=		**1.058**
Desviación Estándar=		**0.178**
Coeficiente de variación=		**17%**

4.5. Análisis lineal

El objetivo de este capítulo es analizar la respuesta dinámica del edificio reforzado. El estudio consiste en determinar el comportamiento de esta estructura con los sismos ocurridos en el año 2017 y hacer comparaciones respecto a los resultados obtenidos en caso de que el edificio no se hubiera reforzado.

En este análisis se utilizaron los cinco registros de aceleraciones registradas en el sismo tipo de suelo que el del edificio. Los registros también fueron corregidos por línea base con ayuda del software “SeismoSignal (versión 4.3.0)”, con el cual también se obtuvieron los espectros de respuesta.

Desplazamientos en la azotea y piso 3

Para el desplazamiento de la azotea se presentan los resultados de análisis de historia desplazamiento mediante una tabla y después son promediadas para comparar con el resultado del 1985. En la Tabla 4.4 se puede ver que el desplazamiento de la azotea para el edificio reforzado es de 8.92cm y 26 cm para el edificio original sin reforzamiento, con esto se puede ver que el refuerzo es efectivo por lo que hubo una gran reducción de desplazamiento.

Como el edificio sufrió un choque con el edificio vecino el cual hizo que la columna (A-1) sufriera daños por el contacto con la losa de la otra estructura, se revisa también el desplazamiento de la estructura reforzada en el **piso 3** para comparar con el obtenido con la estructura original. En la Tabla 4.4 se presenta el desplazamiento promedio de este edificio, que es de 8.2 cm, mientras que en el sismo del 1985 fue de 25cm, y con esto podemos concluir que es más difícil que el edificio sufra golpeteo con el edificio vecino.

En cuanto al piso 2 donde la columna sufrió daños ya no hay necesidad de analizarlas porque en esta nueva estructura ya se quitaron los muros que estaban a media altura de las columnas

Tabla 4.4– Desplazamientos máximos en la azotea y en el piso 3

Piso	Elevacion	Alameda	Balderas	Juarez	Roma	Tec. No.18	Estructura	
							Reforzada (Promedio)	Original
		X-Dir	X-Dir	X-Dir	X-Dir	X-Dir		
	m	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
Azotea	19.5	8.69	9.18	9.18	7.93	9.63	**8.92**	**26.00**
Piso 3	8.7	7.69	8.58	8.58	7.14	8.99	**8.20**	**25.00**

Distorsión de entrepisos

En la siguiente Figura 4.12 se presentan las distorsiones de los entrepisos del edificio reforzado, que, como se puede ver, redujeron mucho respecto al original y el comportamiento es muy diferente. La deriva máxima se presenta en el piso 4 mientras que en el edificio original se presenta en el piso 1. Gracias a la presencia de los muros, la distorsión permisible no se excede en ninguno de los entrepisos y alcanza un valor máximo de 0.12 %

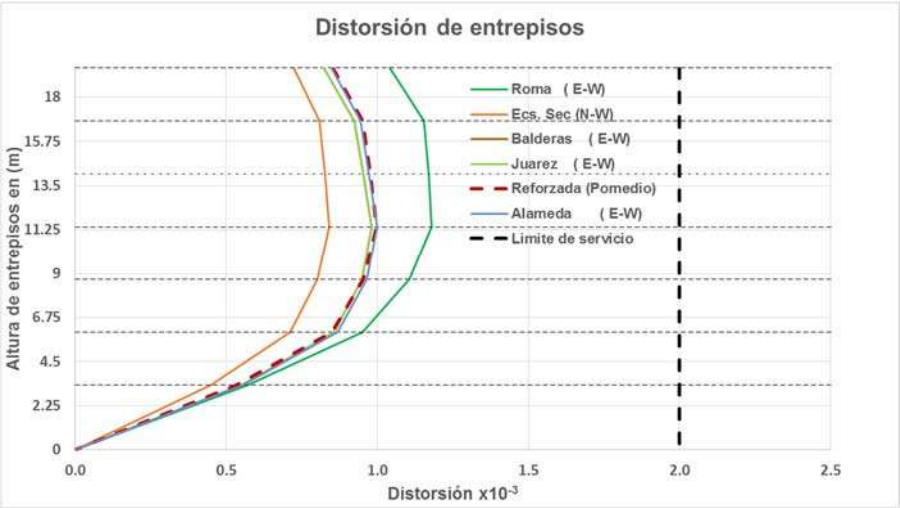

Figura 4.12– Distorsión de entrepisos

Una vez obtenidos los resultados de cada uno de los registros de aceleraciones se promedia para comparar con los resultados del edificio original, así como se puede ver en la Tabla 4.5 en las últimas dos columnas. En el edificio reforzado las distorsiones ya no excedieron el límite de servicio (presentado mediante una línea vertical en la Figura 4.12) mientras que el edificio original la distorsión superó los límites de servicio. De acuerdo con estos resultados podemos concluir que con las modificaciones estructurales que se le hizo a este inmueble mejoró su respuesta ante los sismos de 2017.

Tabla 4.5– Distorsión de entrepiso

Distorsión de entrepisos								
Piso	Elevación m	X-Dir Roma (E-W)	X-Dir Ecs. Sec (N-W)	X-Dir Balderas (E-W)	X-Dir Juarez (E-W)	X-Dir Alameda (E-W)	Estructura Reforzada (Pomedio)	Estructura Original
		$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$
Piso7	19.5	1.04	0.72	0.82	0.82	0.85	**0.85**	**1.14**
Piso6	16.8	1.15	0.81	0.92	0.92	0.94	**0.95**	**1.62**
Piso5	14.1	1.17	0.83	0.95	0.95	0.97	**0.98**	**2.09**
Piso4	11.4	1.18	0.84	0.98	0.98	1.00	**1.00**	**2.56**
Piso3	8.7	1.11	0.80	0.95	0.95	0.97	**0.95**	**3.25**
Piso2	6	0.95	0.71	0.86	0.86	0.87	**0.85**	**3.81**
Piso1	3.3	0.57	0.45	0.55	0.55	0.56	**0.53**	**6.94**
Base	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	**0.00**	**0.00**

Cortante y momento en el cambio de sección de la columna

Como ya se mencionó en la descripción del modelo reforzado, en este inmueble hay un cambio de sección de columnas en el quinto nivel por lo tanto es necesario revisar el comportamiento de estos elementos estructurales. Para este análisis se evaluaron previamente todos los elementos para ver el más desfavorable, en este caso resultaron los de la esquina, es importante revisar este fenómeno porque generan un cambio brusco de rigidez que podría alterar el comportamiento dinámico de la estructura, por lo tanto es de interés revisar las condiciones que se encuentran para tener una información clara de lo que pudiera ocurrir en caso de un sismo con estas magnitudes o superior.

Para realizar esta revisión se tomó como referencia la columna (D-1), fue necesario revisar una columna en el nivel 5 y 6 obteniendo los siguientes resultados mostrados en la Tabla 4.6, en el caso del edificio reforzado fue necesario sacar los resultados de todos los registros del sismo del 2017 (Roma, Alameda, Balderas, Juárez Esc. Sec. No.18) y después promediarlas, en cuanto al edificio original solo se presentó el resultado del sismo del 1985 y como se puede ver en la tabla se presenta la diferencia de los resultados mediante porcentajes. El momento flexionante en la columna del nivel 5 se incrementó y en la columna del nivel 6 resultó menor. Con respecto a la fuerza cortante, se obtuvieron fuerzas menores en ambos niveles gracias al aumento de rigidez de la estructura con respecto al original.

Como se puede ver en la estructura reforzada donde se presenta el cambio de sección hay una diferencia en los elementos mecánicos de más del 50% y esto nos da incertidumbre en el comportamiento de estos elementos en un evento sísmico con magnitud superior a los registros de aceleración medios en 1985 y 2017.

Tabla 4.6– Elementos mecánicos en las columnas en donde hay un cambio de sección

Piso	Elemento mecánico	Estructura			
		Reforzada (Promedio	%	Original	%
Nivel 6	Momento (t.m)	**1.27**	**56%**	**1.48**	**6%**
Nivel 5	Momento (t.m)	**2.89**		**1.57**	
Nivel 6	Cortante (ton)	**1.11**	**54%**	**3.55**	**32%**
Nivel 5	Cortante (ton)	**2.41**		**5.23**	

Cortante y momento en la columna del primer nivel

En la Figura 4.13 se presentan los elementos mecánicos que experimentaron las columnas del primer nivel. Como ya se mencionó anteriormente en estos análisis se tomaron en cuenta varios registros para tener más información del comportamiento de la estructura y al final promediar todos los resultados de cada registro para compararlas con la respuesta del edificio original. Así como se muestra en la figura la comparación de los dos resultados, una para el edificio reforzado y la otra sin reforzamiento y gráficamente vemos que los resultados del edificio mejorado dio resultados mucho más pequeños, lo

que nos ayuda a concluir que el incremento de rigidez del edificio fue efectivo y mejoró bastante el comportamiento dinámico del inmueble.

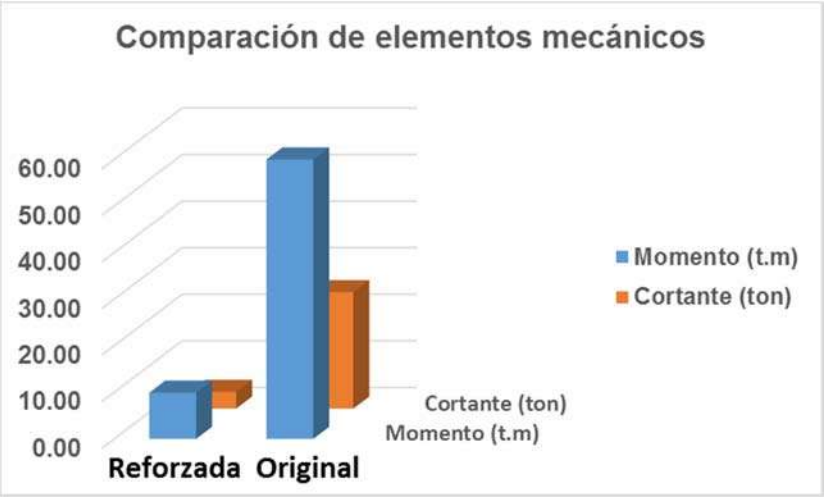

Figura 4.13– Comparación de elementos mecánicos en las columnas del primer nivel

Capítulo 5

Análisis del edificio reforzado con contraventeos

5.1. Uso de contraventeos para reforzar edificios

En esta sección se presenta una técnica tradicional de refuerzo que también se practica mucho para proporcionar rigidez, incrementar la resistencia, controlar distorsiones, aumentar la capacidad de disipar energía y la ductilidad, así como una combinación de las ventajas anteriores. Es importante mencionar que el edificio no se reforzó con esta técnica, pero se hizo el análisis para comparar los comportamientos que existe entre los dos métodos de refuerzo.

A continuación se presentan las ventajas del uso de esta técnica:

- Aumento considerable de la resistencia lateral
- El nivel de resistencia y la rigidez que se pretende, se pueden ajustar fácilmente en función del número, arreglo y dimensiones de las diagonales.
- Si se detalla adecuadamente se puede obtener una ductilidad satisfactoria y un buen comportamiento histerético.
- El nuevo sistema puede diseñarse para soportar totalmente las cargas laterales.
- Se cuenta con un control adecuado del flujo de cargas y una mínima concentración de cargas a los elementos de cimentación.
- La adición de peso en la estructura es mínima.
- Mínima obstrucción de la función a los edificios y ocupantes de la misma.
- Facilidad de construcción.

A continuación se presentan las desventajas del uso de esta técnica:

- Dificultad para controlar la interacción entre el acero nuevo y el concreto de la estructura existente.
- No es eficiente para estructuras rígidas.
- Sensible a los detalles de los contraventeos y las conexiones contra pandeo local y post-pandeo.
- Dificultad para lograr soldaduras de penetración total de alta calidad en el sitio de construcción y en la instalación de resinas epóxicas.

Los contraventeos se colocan directamente en el marco de concreto (arriostramiento directo) o se fijan a él a través de un marco de acero (refuerzo interno).

A continuación se presentan ejemplos de los diferentes tipos de sistemas de contraventeo que se han propuesto para la mejora de los marcos de concreto existente:

- Refuerzo concéntrico (diagonales, disposición en X o V), donde las fuerzas horizontales son principalmente resistidas por miembros sometidos a cargas axiales (Figura 5.1).

- Refuerzo excéntrico, donde las fuerzas horizontales también son principalmente resistidas por elemento bajo carga axial, pero la excentricidad de las diagonales

permite disipar energía en elementos metálicos que disipan energía histerética mediante flexión cíclica o corte cíclico (Figura 5.2).

- Arriostramiento restringido contra el pandeo, en el cual el pandeo global es inhibido por un sistema en el que las diagonales se restringen mediante material de relleno de un tubo exterior (Figura 5.3).

- Cables postensados.

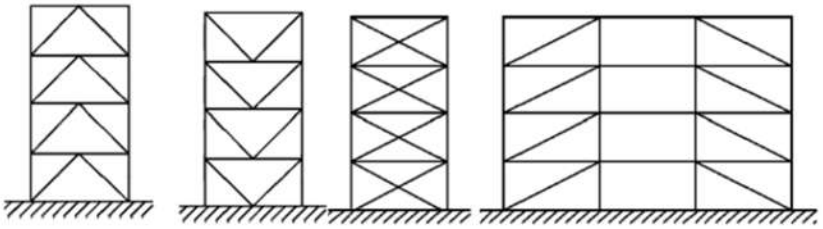

Figura 5.1– Contraventeo concéntrico

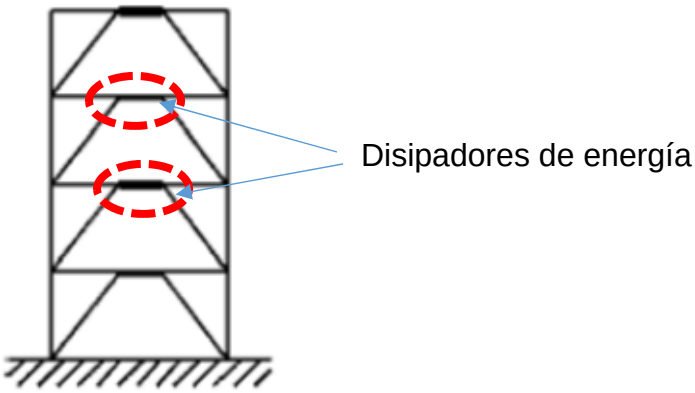

Figura 5.2– Contraventeo excéntrico con disipadores de energía

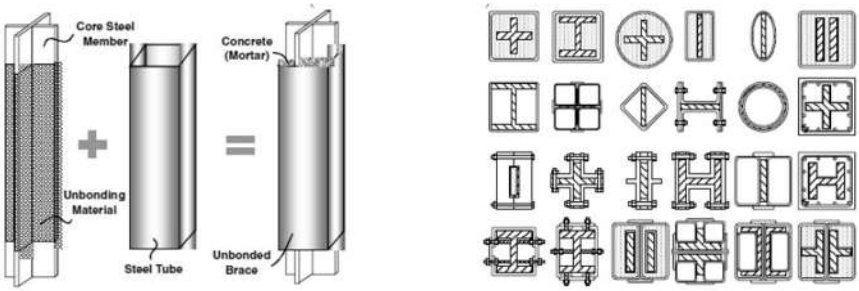

Figura 5.3– Contraventeo con arriostramiento restringido (Tsai et al. 2004)

5.2. Descripción del reforzamiento de la estructura

En este capítulo se presentan los resultados del análisis del edificio, reforzado con otra técnica muy usada en 1985, que consiste en rigidizar a la estructura mediante contraventeo metálico. El objetivo inicial de este análisis es tratar de igualar los periodos de la estructura, para que al final se puedan comparar todos los resultados y poder determinar la mejor opción para este edificio. Para eso se propone encamisar todas las columnas desde el primer nivel hasta el último piso con perfil de acero, con un perfil ángulo con la sección más grande que se presenta en el Manual del IMCA (referencia), que es de203 x 203 x 29 mm, y soleras o placas horizontales que conectan a los ángulos.

En cuanto a los contraventeos se realizaron análisis con tres distintos perfiles de acero para determinar cuál de las tres opciones proporciona un valor de periodo más aproximado al periodo obtenido con la adición de muros, y con base en ello seguir con los análisis posteriores.

En cuanto a las distribuciones de los contraventeos, en primer lugar se revisó la configuración del edificio para ver las posiciones en las que se pueden colocar los elementos diagonales de tal manera que no se restrinjan los accesos o la visibilidad, por ejemplo ventanas, puertas etc. Una vez definidas las posiciones en donde se pueden colocar estos elementos, se elegirán aquellas en las que no se generen excentricidades que den origen a torsión, por lo que se propone distribuir los contraventeos de manera simétrica en el edificio.

En la fachada del edificio (eje A) no es posible colocar contraventeos porque se impediría el acceso al estacionamiento, a la entrada peatonal y se obstruye la visibilidad en los niveles superiores, ya que se trata de la fachada principal del edificio y es la zona que ofrece mayores posibilidades de iluminación natural para el inmueble.

Como en la fachada del edificio (eje A) no es posible poner contraventeos, se propone colocarlos en los ejes 1 y 4 y alrededor del elevador, excepto en el eje B tramo (2-3) porque es la entrada al elevador. En la Figura 5.4 se muestran las ubicaciones de los contraventeos, en planta representadas con línea negra y en elevación representadas como líneas inclinadas formando una (“X”).

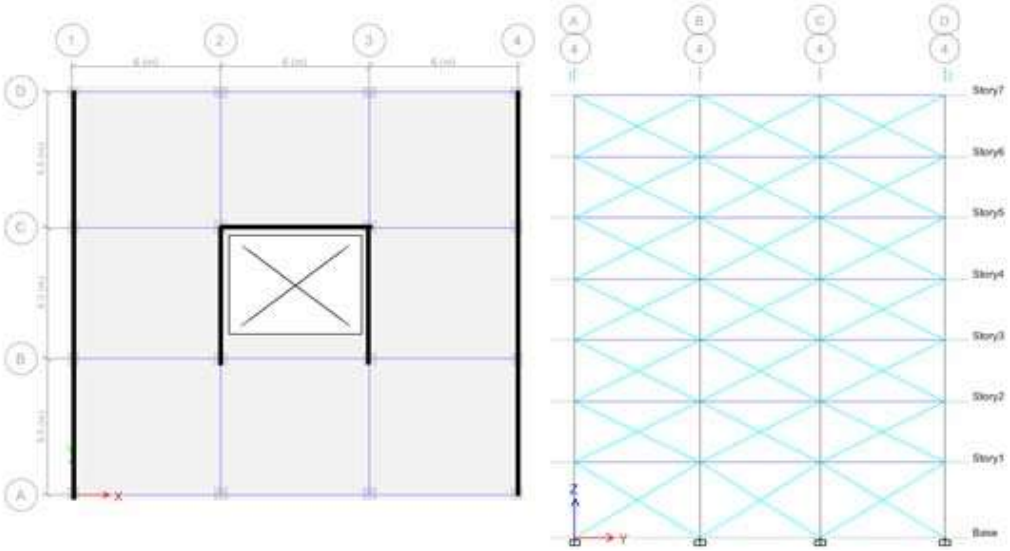

Figura 5.4– Planta y elevación del edificio reforzado por contraventeos

Para reforzar las columnas se escogió el ángulo 203 x 203 x 29 mm y placas con acero tipo A36, de 450 x 50 x 12.7 mm, colocadas en los cuatro costados a cada 30cm a lo largo de la columna, como se presenta en la Figura 5.5. Se mantiene la sección de la columna original de 45x45cm. Como ya se mencionó, todas las columnas fueron reforzadas desde el primer piso hasta en el último.

Para el modelado de la columna en el software Etabs fue necesario crear un sección en particular con la opción “Section Designer”, porque las secciones compuestas especiales de este tipo no son de uso común y no vienen precargadas en la plataforma del software.

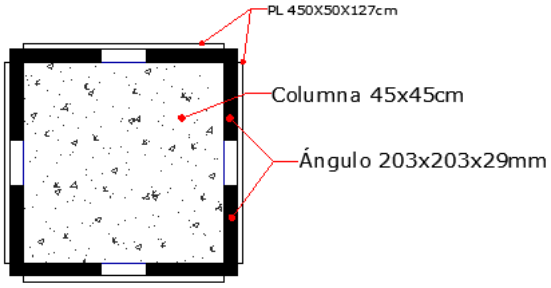

Figura 5.5– Columna encamisado

Propuestas de contraventeos

De la misma manera como se modelaron las columnas, las secciones de los contraventeos también fueron creadas con la opción “Section Designer”. Para los contraventeos también se consideró el mismo tipo de acero A36. Los contraventeos se modelaron como elementos continuos.

Se presentan tres opciones de contraventeos, la primera consiste en formar una sección compuesta con ángulos de perfil 203 x 203 x 29 mm, como se muestra en la Figura 5.6 con dimensiones en (mm).

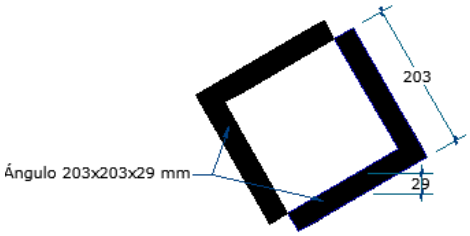

Figura 5.6– Contraventeo caso 1

Para el caso 2 se formó una sección compuesta formada por dos canales de la siguiente sección, Figura 5.7, con las dimensiones en (mm).

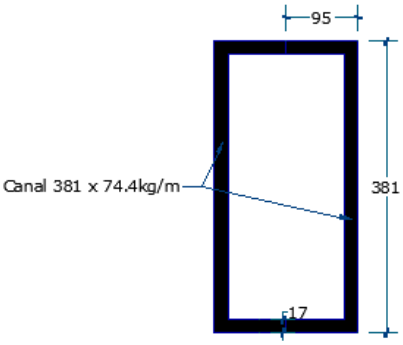

Figura 5.7– Contraventeo caso 3

Por último, el tercer caso es un perfil HSS con las dimensiones mostradas en la Figura 5.8 y de igual forma las dimensiones están en (mm).

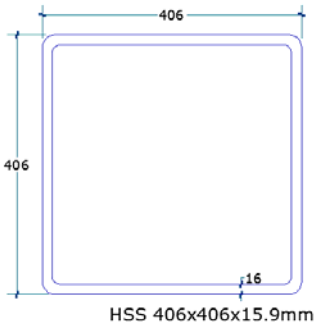

Figura 5.8– Contraventeo caso 3

5.3. Análisis modal

Una vez definidos los tres casos de contraventeo, se hace el análisis modal para obtener los periodos en los tres tipos de sección, y así poder determinar el que se acerque más a los periodos del edificio reforzado con muros de concreto.

En la tabla 6.1 se puede ver que el contraventeo, con el perfil HSS produjo un periodo fundamental de 0.487, para el ángulo de 0.491 y con el canal de 0.506 segundos. De los tres casos podemos observar que el de la sección HSS fue la que se aproximó más al periodo de la estructura reforzada por muro de concreto reforzado.

El segundo modo de vibrar del edificio corresponde al primer modo de traslación en el eje "Y" para las tres alternativas de refuerzo. Los periodos para este modo de vibrar son de 0.189, 0.197, 0.187 s (ver Tabla 5.1) y para el edificio con muros de concreto se obtiene un periodo de 0.283 s en esta dirección, lo cual quiere decir que con el contraventeo se logró aumentar más la rigidez en el lado corto del edificio. Para el tercer modo en las tres opciones se presenta el primero modo de torsión con los valores mostrados en la Tabla 5.1. Nuevamente se observa un periodo mayor en el edificio con muros de concreto. De acuerdo con estos resultados podemos concluir que los tres perfiles proporcionan rigideces semejantes a las del muro en la dirección de traslación, por lo que se decidió utilizar el perfil HSS por ser es el que más se aproxima al periodo fundamental del edificio que es la dirección en la que se produjeron los daños principales.

Tabla 5.1– Periodos del edificio para las cuatro opciones de refuerzo

	Contraventeos			Muro de concreto
	Con ángulos	Con Canales	Con HSS	
Modo	Periodo	Periodo	Periodo	Periodo
	sec	sec	sec	sec
1	0.491	0.506	0.487	0.444
2	0.189	0.197	0.187	0.283
3	0.177	0.185	0.175	0.279
4	0.148	0.152	0.146	0.127
5	0.077	0.079	0.076	0.079
6	0.06	0.063	0.059	0.074
7	0.057	0.06	0.056	0.066
8	0.05	0.051	0.049	0.046
9	0.035	0.036	0.035	0.04
10	0.033	0.035	0.033	0.037
11	0.032	0.034	0.032	0.035
12	0.027	0.027	0.027	0.029

En la Figura 5.9 se observa el espectro de respuesta de aceleración que se obtiene al promediar los espectros obtenidos con los cinco registros de aceleración que se están usando en el análisis. En la figura se sobrepone gráficamente el periodo fundamental del caso seleccionado para ver la aceleración promedio que esperaríamos. Se indican los periodos del edificio con ambas técnicas de reforzamiento, la línea vertical (roja) representa el periodo fundamental del edificio reforzado con contraventeos y columnas encamisadas con acero, cuyo periodo es de 0.49 s, y la otra línea vertical representa el periodo fundamental del edificio reforzado con muros de concreto y encamisado de columnas con concreto reforzado y cuyo periodo es de 0.44 s.

En la misma figura podemos observar que si la estructura tuviera un periodo de 1segundo esperaríamos resultados similares porque la aceleración de ambos casos estarían aproximadamente a 214 cm/s^2 y los perfiles de contraventeos serían muchos más ligeros y por lo tanto sería una solución más económica. Por lo tanto se realizara otro análisis en este edificio tratando de conseguir un periodo aproximadamente de 1 segundo para ver los comportamientos dinámicos del inmueble.

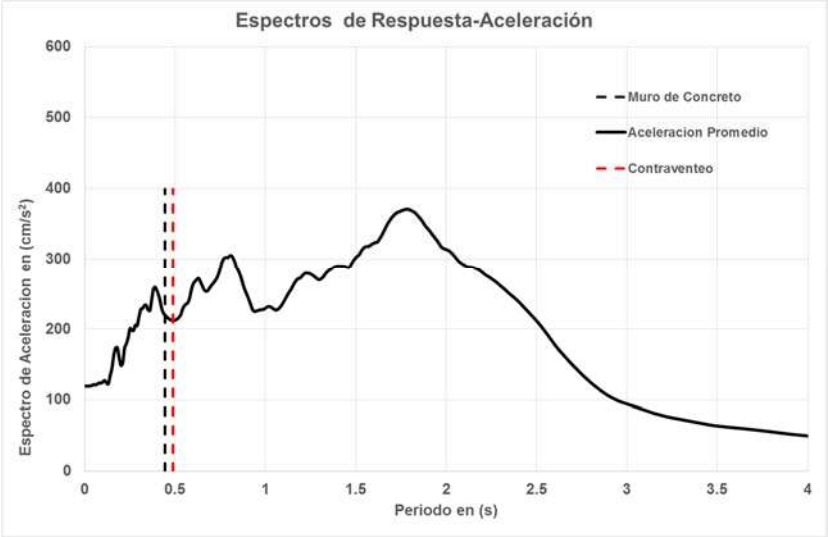

Figura 5.9– Espectro de respuesta de aceleración promedio y periodos de los edificios

Para el otro análisis se redujeron las secciones de los contraventeos a 203x51x6.4mm de perfil HSS y las columnas se dejaron con las dimensiones originales de 45 x 45 cm sin refuerzo. Cabe recordar que la presencia de contravientos modifica la distribución de cargas en el edificio. En particular, se espera que las columnas vecinas a los contravientos tengan cargas axiales mayores, por lo que existe la posibilidad de que las columnas de esquina deban reforzarse. Más adelante con los resultados de análisis podremos ver si se necesita reforzar estos elementos.

Es importante mencionar que en el eje C tramo (2 -3) se modificaron las distribuciones de los elementos diagonales, Figura 5.10, con el objetivo a alcanzar un periodo fundamental de 0.972 segundos.

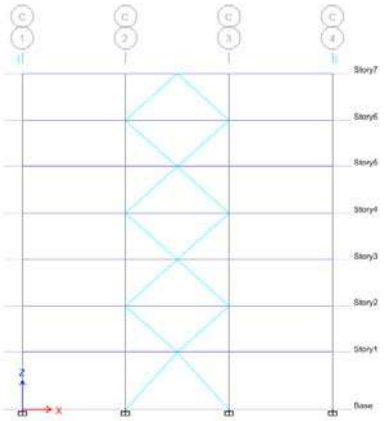

Figura 5.10– Contraventeos en el eje C tramo (2-3)

Nuevamente se presenta el periodo de la estructura en el espectro de respuesta de aceleración promedio, que se identifica como contraventeo opción 2. Esta vez se incluyeron los espectros cuando se le suma y resta la desviación estándar al valor promedio, con el propósito de ver que variación existe con respecto a los valores promedios, pues el refuerzo propuesto es para un periodo de un segundo que corresponde a una pequeña región (valle) del espectro promedio, y así tener más argumentos al momento de tomar decisiones para proponer el siguiente esquema de refuerzo. En la Figura 5.11 podemos apreciar el comportamiento del caso cuando se le suma la desviación estándar al promedio de aceleraciones (línea Negra gruesa) y se puede ver como se parecen mucho al comportamiento manteniendo una distribución semejante de picos y valles por lo que se considera que las aceleraciones en ambas opciones de refuerzo son semejantes.

De acuerdo con el periodo fundamental obtenido en este análisis de 0.972 s tenemos una aceleración de 227 cm/s^2 en el espectro promedio. Con esta aceleración esperaríamos resultados similares con los otros modelos de reforzamiento realizados en el los modelos anteriores y es atractiva la segunda opción de contraventeo por requerir una menor cantidad de material.

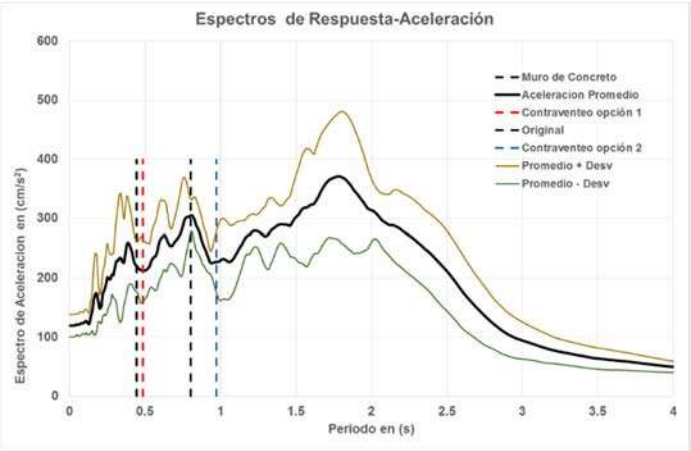

Figura 5.11– Respuesta de espectro de aceleración promedio y periodos de las estructuras

5.4. Comparación entre las distintas opciones de refuerzo

Para este análisis se utilizan los mismos registros del edificio con muros. Sólo se presentan los valores promedio de los resultados de los cinco registros de aceleración (ver **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), para comprar con los resultados de los modelos anteriores.

Desplazamientos en la azotea y piso 3

La Tabla 5.2 presenta los desplazamientos del edificio de los dos casos de contraventeo, el primer caso es en el que la columna fue encamisada con acero formado por ángulos y placas, y el contraventeo con perfiles HSS de 406x406x15.9 mm. En el segundo caso las columnas no se reforzaron y el perfil de contraventeo es HSS de 203x51x6.4 mm. Se incluyen también los desplazamientos obtenidos en el edificio original y en el del edificio con muros de concreto.

Los desplazamientos del edificio original son de 26 cm en la azotea y de 25 cm en el tercer nivel. Con los muros de concreto y la primera alternativa de contraventeo, se reducen los desplazamientos al 34% de los valores del edificio original, sin embargo, a pesar de que los valores de aceleración espectral son semejantes, con la segunda opción de contravientos la reducción es del 52% y 43% en la azotea y en el primer nivel.

De acuerdo con estos resultados de las dos opciones de contraventeo podemos ver que en cuanto a desplazamientos la primera opción tiene un valor menor que el segundo, lo que quiere decir que le proporcionó más rigidez al edificio, debido al encamisado de las columnas, sin embargo, es importante mencionar que las columnas se reforzaron con perfiles de acero de secciones grandes lo que incrementa el costo del refuerzo, mientras que para la opción 2 las secciones fueron más ligeras y sin refuerzo de las columnas. Falta todavía revisar la distribución de fuerzas axiales y momentos en las columnas para saber si se requeriría un refuerzo en estos elementos. Por lo tanto si se tuviera que decidir por estos dos casos convendría mejor la opción dos independientemente de que el desplazamiento es ligeramente mayor ya que no influiría mucho porque las diferencias son muy pequeñas y con esto esperamos evitar el golpeteo de la estructura con vecino en el piso 3 porque los desplazamientos se redujeron bastante respecto al edificio original, pero para tomar una decisión correcta se tiene que esperar todos los resultados de los análisis que se realizaran a continuación.

Tabla 5.2-– Desplazamientos máximos en la azotea y en el piso 3

Desplazamiento total en la azotea y piso 3									
Piso	Elevación	Alameda	Balderas	Juarez	Roma	Tec. No.18	Estructura		
							Ref. Por Contraventeos (Promedio)	Ref. Por Muro de concreto (Promedio)	Original
		X-Dir	X-Dir	X-Dir	X-Dir	X-Dir			
	m	cm	cm	cm	cm	cm	cm		cm
Para Contraventeo Opción 1									
Azotea	19.5	8.09	9.24	9.24	7.23	9.45	**8.65**	**8.92**	**26.00**
Piso 3	8.7	7.52	8.67	8.67	6.82	8.97	**8.13**	**8.20**	**25.00**
Para Contraventeo Opción 2									
Azotea	19.5	16.7	11.89	11.89	13.07	14.08	**13.53**	**8.92**	**26.00**
Piso 3	8.7	12	10	10	10.53	11.55	**10.82**	**8.20**	**25.00**

Distorsión de entrepisos

En la Tabla 5.3 se presentan las distorsiones de los entrepisos del edificio reforzado con las dos opciones de contraventeo, con la adición de muros de concreto y las del edificio original.

De acuerdo con los resultados, los dos casos de contraventeo dan distorsiones muy distintas. La distorsión máxima para el caso uno es de 1.018 $x10^{-3}$ mientras que en la opción dos es de 4.31 $x10^{-3}$, lo que claramente rebasa los límites de servicio (columna 2 de la Tabla 5.3). Podemos observar que el contraventeo opción dos generó distorsiones que rebasan los límites de servicio mientras que la opción 1 dio resultados por debajo del límite de servicio de $2x10^{-3}$ y muy parecidos al edificio reforzado con muros de concreto. Respecto a los resultados del edificio original en estos tres casos de reforzamiento tenemos resultados menores lo que quiere decir que se logró proporcionarle más rigidez al edificio obligándose a comportarse menos flexible. Se concluye que la segunda opción no es aceptable, a pesar de que las aceleraciones espectrales de los tres casos son semejantes.

Tabla 5.3– Distorsión de entrepiso

Distorsiones de entrepisos					
Piso	Limite de servico	Reforzada por Contraventeos opcion 1 (Pomedio)	Reforzada por Contraventeos opcion 2 (Pomedio)	Reforzada por Muro de concreto (Pomedio)	Original
	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$	$x10^{-3}$
Piso7	2	0.597	1.642	0.850	1.138
Piso6	2	0.736	2.528	0.950	1.620
Piso5	2	0.870	3.301	0.980	2.094
Piso4	2	0.970	3.914	1.000	2.564
Piso3	2	1.018	4.314	0.950	3.252
Piso2	2	0.985	4.644	0.850	3.813
Piso1	2	0.604	3.822	0.530	6.936
Base	2	0.000	0.000	0.000	0.000

Cortante y momento en las columnas del primer nivel

En esta sección se presentan los resultados del análisis de la columna (D-1), ya que, como se menciona anteriormente, las columnas que absorbieron más elementos mecánicos en todos los casos fueron las de esquina, por esta razón se tomó como representativo el elemento mencionado para el edificio. En la Figura 5.12 podemos observar con la opción 1 se obtiene un momento de 32.2 t-m, 9.78 t de cortante y 81 t de carga axial, para la opción 2 se tiene un momento de 26.2 t-m, 11.82 t de cortante y 86.37 de carga axial, mientras que para el modelo reforzado con muros de concreto los resultados son muy diferentes, el momento es de 9.93 t-m, 3.62 t de cortante y con carga axial de 49.02 t.

De acuerdo con estos resultados podemos observar que la técnica de reforzamiento con concreto reforzado generó resultados más aceptables de elementos mecánicos y en cuanto a las dos opciones de contraventeos los resultados son similares a pesar de que en la opción dos, las columnas no fueron reforzadas y los contraventeos son de sección de acero más ligeras.

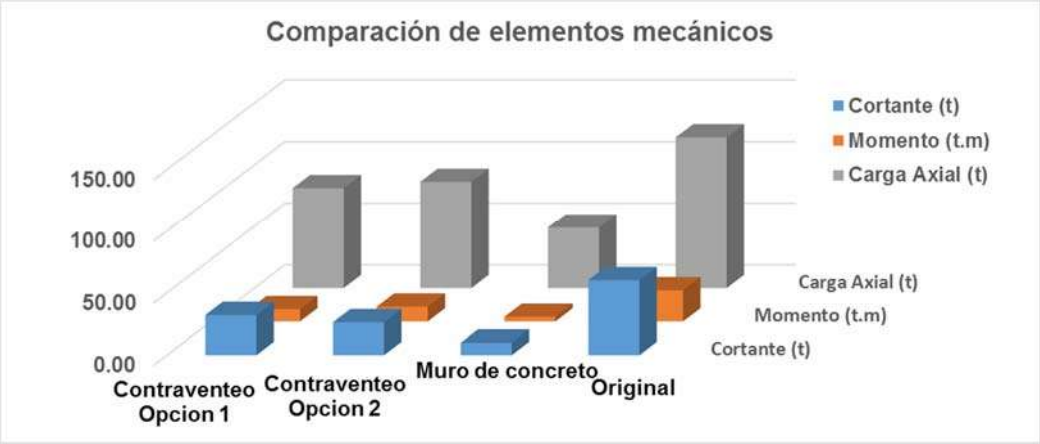

Figura 5.12– Comparación de elementos mecánicos

Resistencia de las columnas para las distintas alternativas de refuerzo.

A continuación se muestran los diagramas de interacción de los tres casos de columnas que se utilizaron en los distintos esquemas de refuerzo: a) la columna original, b) la columna encamisada con concreto reforzado y c) la columna encamisada con ángulos y soleras metálicas. Para comparar la resistencia e consideraron los elementos mecánicos elásticos, reducidos por los factores de ductilidad con los que se considera fueron diseñados los edificios. Se utilizó Q = 4.0 para el edificio original, pues es el valor que se utilizaba frecuentemente en ese tipo de edificaciones antes de 1985. Para los tres casos de refuerzo se empleó un factor Q = 3.0. En ningún caso se consideró la sobrerresistencia o factores por irregularidad, como lo especifican actualmente las normas en el país.

En primer lugar se muestran los diagramas de interacción de las columnas originales, sin ningún tipo de refuerzo. En la segunda opción de contraventeo, las columnas tampoco

se reforzaron, por lo que los diagramas de interacción también representan la resistencia de las columnas para ese caso.

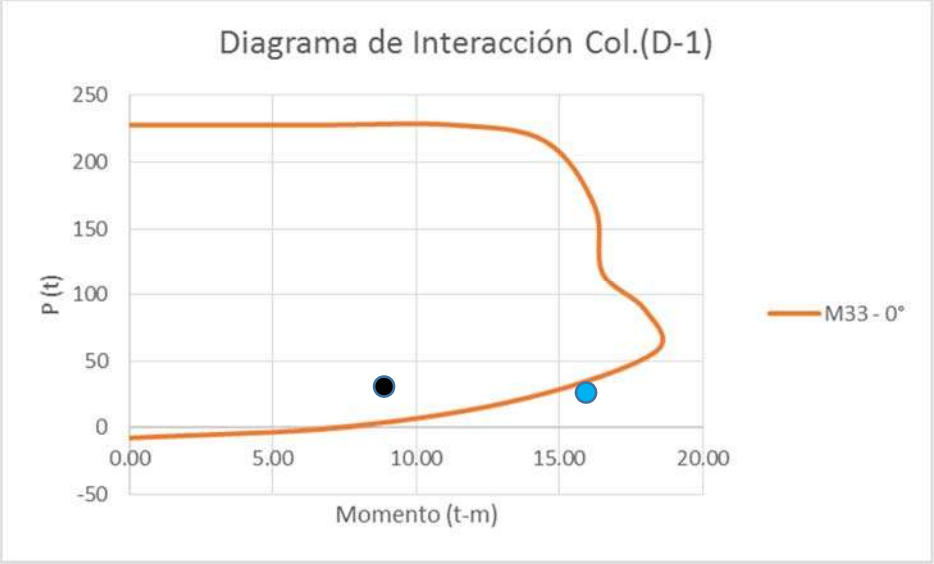

Figura 5.13- Diagrama de interacción de la columna original (D-1) y elementos mecánicos en el edificio original (círculo azul) y en el edificio con la segunda opción de contraventeo (círculo negro)

Como se observa en el diagrama de interacción, se excede la resistencia de la columna en el edificio original (círculo azul). En el caso del contraventeo opción 2, en la que tampoco se refuerzan las columnas, la resistencia excede la demanda (círculo negro), por lo tanto, no es necesario incluir algún refuerzo en las columnas existentes.

El segundo caso que se muestra en la Figura 5.14 corresponde a los diagramas de interacción de las columnas reforzadas mediante encamisado de concreto, que es la opción que se empleó cuando la estructura se reforzó con muros de concreto.

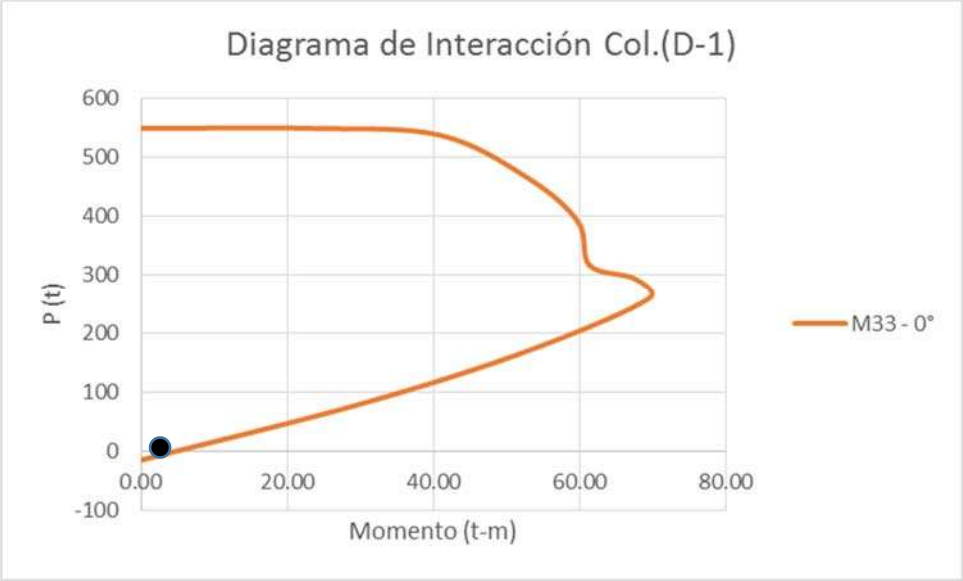

Figura 5.14- Diagrama de interacción de la columna reforzada por concreto (D-1)

Como se observa en el diagrama de interacción, al incluir los muros y encamisar las columnas, se cumple con la resistencia necesaria (círculo negro).

Por último, se presentan los diagramas de interacción de las columnas reforzadas de acuerdo con la opción 1 de contraventeo que consiste en la adición de ángulos y soleras.

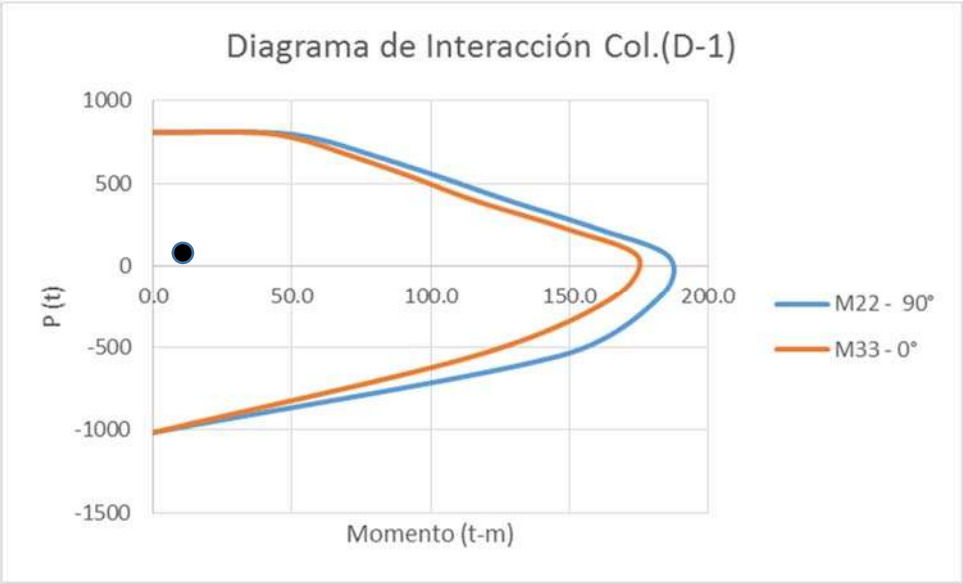

Figura 5.15- Diagrama de interacción de la columna reforzada con acero (D-1)

En el caso del contraventeo opción 1, el refuerzo propuesto cumple sobradamente con la resistencia requerida (círculo negro).

Comparación de cantidades de materiales

Finalmente se presentan las cuantificaciones de materiales que se requieren en cada técnica de refuerzo. En este caso se presentan las cantidades de acero en toneladas y en cuanto al concreto se presentara la cantidad en volumen.

Para el reforzamiento con contraventeo opción 1 se cuantificó la cantidad de acero que se necesita, en el encamisado de las columnas con el perfil ángulo se necesitan105.71 toneladas, 174.39 toneladas de elementos diagonales de HSS y 1152 piezas de placas que van a cada 30cm a lo largo de la columna, sumando las dos cantidades tenemos 280.10 tonelada de acero y 1152 piezas de placas, este es la cantidad de materiales que se ocuparía para ejecutar esta opción de reforzamiento.

Reforzamiento con contraventeos Opcion 1

Ángulos Para Encamisado de Columnas

Perfil: **Ángulo 8 x 8x 5/8"**

Ángulo 203 x 203 x29mm **84.7** kg/m.

Planta	*Tramo*	*Cant. (pza)*	*Long. (m)*	*Sub-Total (m)*	*Long. Total (m)*
1	-	64	3.3	211.200	*1248.000*
2-7'	-	384	2.7	1036.800	

Peso: 105,706 kg
105.71 t

Ángulos Para Contraventeos

Perfil: **HSS 16x16x5/8"** 127.03 lb/ft.

406 x 406 x 12.9 mm **189.04** kg/m.

Piso	*Tramo*	*Cant. (pza)*	*Long. (m)*	*Sub-Total (m)*	*Long. Total (m)*
1	B-C y 2-3	10.0	6.24	62.43	*922.50*
2 a 7	B-C y 2-3	60.0	5.95	356.89	
1 a 2	Eje 1 y 4	12.0	6.24	74.92	
1 a 7	Eje 1 y 4	72.0	5.95	428.26	

Peso: 174,390 kg
174.39 t

Placa para refuerzo de columnas

PL 450 x 50 12.7 mm

Piso	*Altura de piso (m)*	*Cant de PL (pza)*
1	3.3	192
2 a 7	2.7	960

Total= 1152.0 Pzas

Peso total de acero= 280.10 t
Total de placas= 1152 Pzas

En cuanto al contraventeo 2 solo se necesitan 21 toneladas de acero porque en este caso no se reforzaron las columnas, sólo se agregaron los elementos diagonales en el edificio y son de menores dimensiones que en la alternativa 1, por lo tanto nos da una cantidad mucho menor de materiales. Lamentablemente, esta opción cumple la mayor parte de las condiciones buscadas, sin embargo no cumple con las distorsiones de entrepiso.

Reforzamiento con contraventeos Opcion 2

Ángulos Para Contraventeos

Perfil: **HSS 8x2x1/4"** 15.59 lb/ft.

203 x 51 x 6.4 mm **23.2** kg/m.

Piso	*Tramo*	*Cant.* (pza)	*Long.* (m)	*Sub-Total* (m)	*Long. Total* (m)
1	B-C y 2-3	10.0	6.24	62.43	*922.50*
2 a 7	B-C y 2-3	60.0	5.95	356.89	
1 a 2	Eje 1 y 4	12.0	6.24	74.92	
1 a 7	Eje 1 y 4	72.0	5.95	428.26	

Peso total= 21,402 kg
21.40 t

Para el reforzamiento con muros de concreto, se necesita un volumen de 69.91 m^3 de concreto y en el reforzamiento de columnas se necesita 18.72 m^3 adicionales, por lo tanto en total necesitamos 88. 63 m^3 de volumen de concreto y 6.4 toneladas de acero para el refuerzo longitudinal y transversal.

Reforzamiento con Muro de Concreto

Refuerzo longitudinal de columnas **Var No. 8** **peso =** **3.973** **kg/m**

Planta	*Tramo*	*Cant.* (pza)	*Long.* (m)	*Sub-Total* (m)	*Long. Total* (m)
1	-	64	3.3	211.200	*902.400*
2 a 5	-	256	2.7	691.200	

Peso: 3,585 kg
3.59 t

Refuerzo transversa de columnas @ 20cm **Var No. 4** **peso =** **0.9993** **kg/m**

Planta	*Tramo*	*Cant.* (pza)	*Altura entr.* (m)	*Long.* (m)	*Sub-Total* (m)	*Long. Total* (m)
1	-	264	3.3	2.8	739.200	*3158.400*
2 a 5	-	864	2.7	2.8	2419.200	

Peso: 3,156 kg
3.16 t

Peso total de Refuerzo= 6.74 t

Para el muro de concreto

Piso	*Tramo*	*Ancho (m)*	*Altura (m)*	*Espesor (m)*	*Volumen* (m^3)	Vol total (m3)
1 a 7	B-C	5.3	19.50	0.25	25.8375	69.9075
1 a 7	B-C	5.3	19.50	0.20	20.67	
1 a 7	2-3	6.0	19.50	0.20	23.4	

Para las columnas

Piso	*N. Columnas*	*Ancho (m)*	*Altura (m)*	*Espesor (m)*	*Volumen* (m^3)	Vol total (m3)
1	16	0.7	3.30	0.13	18.48	18.71625
2 a 5	64	0.7	2.70	0.13	0.24	

Volumen total de concreto= 88.624 m^3

Conclusiones

Se estudia el comportamiento de un edificio de concreto reforzado que sufrió daños durante el sismo de 1985. Se analiza el edificio original y el edificio reforzado con tres alternativas de refuerzo y bajo los sismos de 1985 y 2017. La primera técnica es la que se adoptó en el edificio real después del sismo y consiste en la adición de muros de concreto reforzado. Posteriormente se consideraron dos alternativas de contraventeo metálico, para comprar resultados y determinar la efectividad de las técnicas de refuerzo que fueron evaluadas. Las principales conclusiones del trabajo son las siguientes:

- Las características de intensidad sísmica en la Ciudad de México debida a los sismos ocurridos en el año 1985 y 2017 fueron muy distintas. Las principales diferencias son: el sismo del 1985 con magnitud 8.1 genero mayor aceleración en el suelo blando registrado por la estación SCT con una aceleración máxima de 750 gales lo que afecto a edificios con periodos de entre (15-20 segundos), mientras que el del 2017, con magnitud de 7.1, generó más daños en el suelo firme, donde la estación sísmica CU registró una aceleración máxima de 260 gales con periodo de aproximadamente 0.25 segundos lo que quiere decir que afectó a edificios de menor altura que el sismo de 1985.

- Se realizó el análisis modal del edificio original y se encontró un periodo fundamental de la estructura de 0.803 segundos y corresponde al primer modo del edificio en la dirección más larga (dirección X).

- A partir de un análisis lineal en el tiempo del edificio original, con los registros de aceleraciones de la estación de la SCT medidos en 1985 y 2017, se observó que el sismo del 1985 genero mayores desplazamientos, distorsiones y elementos mecánicos en las columnas.

- Se revisó el desplazamiento total del piso 3 porque es en este nivel el inmueble chocó con el edificio vecino. El desplazamiento en este nivel fue de 25cm para el sismo del 1985, mientras que la separación de ambos edificios es de 5cm aproximadamente. Para el sismo de 2017 el desplazamiento en este nivel fue de 10cm, mucho menor que el generado por el evento sísmico anterior. En este último evento no se observó daño por el choque con el edificio vecino.

- Se revisó el desplazamiento del nivel 2 y la distorsión de la columna (D-3) en el mismo nivel y se obtuvieron desplazamientos de 23 cm y la distorsión de la columna rebasó el límite de servicio. La presencia del muro que se encuentra a media altura del elemento dio origen a una columna corta y torsión por encontrarse fuera del eje principal de la sección transversal del elemento. Con el sismo del

2017 se generó un desplazamiento de 8cm y con una distorsión menor respecto al resultado anterior, aunque rebasó el límite de servicio en el nivel 1.

- La distorsión de los entrepisos alcanza su valor máximo en el nivel 1 para ambos sismos. Para el evento de 1985 se alcanza un valor máximo de $6.9x10^{-3}$ y $3.5x10^{-3}$ para el de 2017. Ambos eventos rebasaron el límite de servicio, pero efectivamente los resultados de 1985 fueron mucho mayores.

- Para el edificio reforzado con muros de concreto reforzado se hizo el análisis modal obteniendo un periodo fundamental de 0.44 y nuevamente se presentó en el eje A (Dirección X) con esto se observa que se redujo la flexibilidad del edificio respecto al edificio original.

- Para el análisis del edificio reforzado con muros de concreto se utilizaron cinco registros de aceleración de estaciones cercanas al edificio, y el de la SCT 2017. Los valores promedio de las variables tuvieron coeficientes de variación de 4% para los desplazamientos y distorsiones de entrepiso lo que nos indica una poca dispersión de los datos.

- Nuevamente se revisaron los desplazamientos en el tiempo en la azotea y piso 3 y se observan reducciones de 34% en la azotea y 33% en el piso 3 respecto al desplazamiento del edificio original con las estaciones de CIRES que se encuentran cercanas al inmueble.

- Se revisaron las distorsiones de entrepiso en la estructura reforzada y se observó que ninguna rebasó los límites de servicio.

- Como el encamisado de columnas se realizó nada más en los primeros cinco niveles y los dos últimos mantuvieron sus dimensiones originales, se revisaron los elementos mecánicos en donde se hace el cambio de sección. La diferencia de los momentos flexionantes en las columnas es de 56%, y en cortante de 54%.

- Los elementos mecánicos en las columnas respecto a la estructura original y reforzada por muros de concreto redujeron de 60 t-m de momento a 9.93 t-m y 25 t de cortante a 3.62 t. Los resultados del edificio mejorado dieron resultados mucho más pequeños, esto nos ayuda a concluir que el cambio de sección de este elemento fue efectivo y mejoró bastante los resultados del inmueble.

- Se evaluaron dos opciones de reforzamiento del inmueble con contraventeos diagonales. En la opción 1 se trataron de igualar los periodos con el edificio reforzado con muros de concreto, y en la opción 2 se intentó encontrar resultados similares moviendo el periodo de la estructura a 0.972 segundos para reducir el costo del refuerzo.

Se hizo el análisis modal de los dos opciones de contraventeos obtenido periodos fundamentales de 0.49 s para el opción 1 muy similar al del edificio con muros de concreto y de 0.97 para la opción 2.

- Los desplazamientos no fueron muy diferentes a pesar de que los periodos no son iguales, estos se debe a que para esos periodos las aceleraciones son muy similares.

- Se revisaron las distorsiones de ambos opciones de refuerzo con contraventeo. En el primer caso las distorsiones son menores al límite de servicio, mientras que para la opción 2 el valor máximo es de 4.63×10^{-3} en el piso 2, más del doble del límite de servicio.

- Los elementos mecánicos fueron semejantes, debido a que las aceleraciones resultaron muy similares. La estructura con muros de concreto dio resultados aún más bajos.

Bibliografía

Aguilar Jorge, Breña Sergio F., Del Valle Enrique, Iglesias Jesús, Picado Marianela, Jara Manuel y Jirsa James, (1996). Rehabilitation of existing reinforced concrete buildings in México City. Ferguson Structural Engineering Laboratory the University of Texas at Austin.

CIRES, (2018). Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C. Obtenido de Centro de Instrumentación y Registro Sísmico, A.C.: http://cires.org.mx

Computer & Structures, (2013). Structural and Earthquake Engineering Software. Berkeley California. USA.

Computers and Structures, Inc., (2019). Structural Engineering Software. Obtenido de Structural Engineering Software: https://www.csiamerica.com

Cruz Atienza Víctor Manuel, Krishna Singh Shri, Ordaz Schroeder Mario, (2017). Grupos de Sismología e Ingeniería de la UNAM. pp. (6-7).

Fernández Sola Luciano R., (2017). Structural Impacts, Mexico Earthquake Reconnaissance Briefing, Learning from Earthquakes Webinar, : (3-8).

Instituto de Ingenieria UNAM, (2019). Sismos México. Obtenido de Sismos Mexico: https://www.sismosmexico.org

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, (2017). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, (2017). Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.

Pérez Gavilán Juan José, Aguirre Jorge, Ramírez Leonardo, (2018). Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones, pp. (44).

Roeslin S., K.J. Elwood, Juárez García H., Gómez-Bernal A., Dhakal R.P. (2018). The September 19th, 2017 Puebla, Mexico Earthquake, New Zealand Society for Earthquake Engineering, pp. (4).

Torres Álvarez Carlos Roberto, (2017). Efectos de sitio en la Cd. de México durante del 19 de septiembre de 2017. pp. (6-8).

Georgios Tsionis, Roberta Apostolska, Fabio Taucer (2014). Seismic strengthening of RC buildings, JRC Science and Policy Reports. European Commission.

UNAM, (2018). Ciencia UNAM. Obtenido de Ciencia UNAM: http://ciencia.unam.mx

UNAM, (2018). Servicio Sismológico Nacional. Obtenido de Servicio Sismológico Nacional: http://www.ssn.unam.mx.