



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO
SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE LOS
AÑOS 70

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Juan Carlos Flores Lara

DIRECTORA DE TESIS

Dra. Mabel Mendoza Pérez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/039/18

Señor
JUAN CARLOS FLORES LARA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso la profesora DRA. MABEL MENDOZA PÉREZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE LOS AÑOS 70"

- INTRODUCCIÓN
- I. MARCO TEÓRICO
- II. PROYECTO EVALUADO Y SU CONTEXTO
- III. EVALUACIÓN DEL PROYECTO
- IV. ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS
- V. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 30 de abril del 2018.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

*A mi familia, a mis amigos, a mis profesores y a mi universidad,
que han sido parte fundamental de mi desarrollo y un apoyo incondicional.
Dedico este trabajo a ustedes como símbolo del agradecimiento
y cariño que siento por ustedes.*

CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS	IV
ÍNDICE DE TABLAS	VIII
INTRODUCCIÓN.....	IX
OBJETIVO	IX
ALCANCES Y LIMITACIONES	IX
ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO.....	X
CAPÍTULO 1 MARCO TEÓRICO.....	1
1.1 SISMICIDAD	3
1.1.1 Estructura interna de la Tierra y tectónica de placas	3
1.1.2 Origen de los sismos en México	6
1.1.3 Sismología	7
1.1.4 Medición de los sismos.....	8
1.2 DINÁMICA ESTRUCTURAL	8
1.2.1 Acciones dinámicas en las estructuras	8
1.2.2 Grado de libertad	10
1.2.3 Ecuación de movimiento en sistemas de un grado de libertad sin amortiguación.....	11
1.2.4 Ecuación del movimiento en sistemas de un grado de libertad con amortiguación.....	14
1.2.5 Espectro de respuesta	17
1.2.6 Espectros de diseño.....	18
1.3 SISMO DE 1985	19
1.3.1 Características del sismo.....	19
1.3.2 Cuantificación de daños.....	20
1.3.3 Daños identificados en las estructuras.....	21
1.4 SISMO DE 2017	23
1.4.1 Características del sismo.....	23
1.4.2 Cuantificación de daños.....	24
1.4.3 Daños identificados en las estructuras.....	25

1.5	EVOLUCIÓN DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y SUS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO (NTC-S)	28
1.5.1	Reglamento de 1966	29
1.5.2	Reglamento de 1976 y las NTC de emergencia de 1985	31
1.5.3	Reglamentos posteriores a 1985 y reglamento actual.....	32
1.6	EVALUACIÓN DE EDIFICACIONES DAÑADAS	34
1.6.1	Evaluación rápida de daños	35
1.6.2	Evaluación detallada de daños y su grado de reparación	36
1.6.3	Evaluación de Ingeniería.....	38
CAPÍTULO 2	PROYECTO EVALUADO Y SU CONTEXTO.....	41
2.1	ZONA DE ESTUDIO.....	43
2.1.1	El desarrollo de la vivienda multifamiliar en la Ciudad de México	43
2.1.2	Unidad Habitacional Integración Latinoamericana (UHILA)	45
2.2	CASO DE ESTUDIO	52
2.2.1	Proyecto Arquitectónico.....	52
2.2.2	Proyecto de cimentación	54
2.2.3	Proyecto estructural.....	56
CAPÍTULO 3	EVALUACIÓN DEL PROYECTO.....	61
3.1	MODELADO DE LA ESTRUCTURA.....	63
3.2	EVALUACIÓN BASADA EN LA NORMATIVA DE 1966 (MODELO 1)	65
3.2.1	Clasificación de la construcción:	65
3.2.2	Selección de coeficiente sísmico (C):	66
3.2.3	Análisis estático.....	66
3.2.4	Resultados	67
3.3	EVALUCIÓN BASADA EN LA NORMATIVA DE 2004 (MODELO 2)	69
3.3.1	Parámetros para el diseño sísmico	69
3.3.2	Condiciones de regularidad	69
3.3.3	Acciones de diseño.....	72
3.3.4	Modelado y análisis de la estructura.....	76
3.3.5	Revisión del cortante basal mínimo	77
3.3.6	Resultados	78
3.4	EVALUACIÓN BASADA EN LA NORMATIVA DE 2017 (MODELO 3)	79

3.4.1	Parámetros de diseño sísmico	80
3.4.2	Condiciones de regularidad	80
3.4.3	Acciones de diseño	84
3.4.4	Modelado y análisis de la estructura	87
3.4.5	Revisión del cortante basal mínimo	88
3.4.6	Resultados.....	89
3.5	APLICACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DEL 19-S	91
CAPÍTULO 4 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS		93
4.1	PROPIEDADES MODALES.....	95
4.2	COMPARACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	97
4.3	COMPARACIÓN DE ESTADOS LÍMITE	100
4.3.1	Estados límite de servicio.....	100
4.3.2	Estados límite de falla.....	103
4.4	REVISIÓN DE LA APLICACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA	107
CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES.....		111
BIBLIOGRAFÍA.....		113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Derrumbe parcial de la Iglesia de los Remedios en San Andrés Cholula, Puebla, como consecuencia del sismo del 19 de septiembre de 2017 que tuvo gran impacto en diversos monumentos históricos en la región central del país (Diario Cambio, 2017).....	3
Figura 1.2 Corte esquemático de las capas de la Tierra, los bloques muestran una sección aumentada de la porción superior del manto y su interacción con la corteza (modificada de Tarbuck y Lutgens, 2005).....	4
Figura 1.3 Principales placas del mundo y tipo de interacción con las placas adyacentes (Wikipedia, 2014).....	5
Figura 1.4 Placas sobre las que se encuentra el territorio mexicano (Servicio Sismológico Nacional).....	6
Figura 1.5 Ondas Principales (P) y Secundarias (S) con su movimiento característico y efectos (Tarbuck y Lutgens, 2005).....	7
Figura 1.6 Ondas superficiales, Love y Rayleigh, con su movimiento característico y efectos (Tarbuck y Lutgens, 2005).....	7
Figura 1.7 Ejemplos de estructuras modeladas con un solo grado de libertad (modificado de Paz, 2014).....	10
Figura 1.8 Modelo matemático para un sistema con un grado de libertad (modificado de Paz, 2014).....	11
Figura 1.9 Diagrama de cuerpo libre de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento (Modificado de Paz, 2014).....	11
Figura 1.10 Definición de los ángulos α y β (modificada de Paz, 2014).....	13
Figura 1.11 Vibración libre sin amortiguación (modificada de Paz, 2014).....	13
Figura 1.12 Diagrama de cuerpo libre de un sistema de un grado de libertad con amortiguación viscosa (modificada de Paz, 2014).....	14
Figura 1.13 Vibración libre de un sistema subamortiguado (modificado de Paz, 2014).....	15
Figura 1.14 Curva que muestra los desplazamientos máximos y en los puntos de tangencia (modificado de Paz, 2014).....	16
Figura 1.15 Grafico indicativa del método usado para determinar el espectro de respuesta, suponiendo que se quiere evaluar el desplazamiento, (u) representa los desplazamientos registrados en cada oscilador en función del tiempo (t), al igual que S_D pero en función del periodo (T) y no del tiempo (t) (modificado de Crisafulli y Villafañe, 2002).....	17
Figura 1.16 Espectros de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004.....	18
Figura 1.17 Registro acelerográfico de la estación SCT.....	20

Figura 1.18 Registro acelerográfico de la estación del Laboratorio de Instrumentación Sísmica en CU	20
Figura 1.19 Colapso del Conjunto Pino Suarez en la delegación Cuauhtémoc (fotografía por Jesús V., 1985).....	21
Figura 1.20 Comparación de los espectros de respuesta de los sismos de 1985 y 2017 en la estación de CU (Torres Álvarez, 2017)	23
Figura 1.21 Comparación de los espectros de respuesta de los sismos de 1985 y 2017 en la estación de la SCT (Torres Álvarez, 2017)	24
Figura 1.22 Distribución de los edificios colapsados	25
Figura 1.23 Daños identificados en las estructuras revisadas	26
Figura 1.24 Edificios con daños en la cubierta de mampostería en la Colonia del Valle (fotografías por Ángel Tolen, 2017)	26
Figura 1.25 Muros con falla por cortante por falta de confinamiento (fotografías por Andrés Priego y Ángel Moreno, 2017)	27
Figura 1.26 Falla en confinamiento de muros en edificios habitacionales (fotografías por Alberto Baldovinos, 2017)	27
Figura 1.27 Columnas con daños por cortante y en recubrimiento en edificios habitacionales de la Ciudad de México (fotografías por Pablo Pardavé y Andrés Priego, 2017).....	28
Figura 1.28 Plano de zonificación del Distrito Federal del reglamento de construcciones de 1966	29
Figura 1.29 Valores del coeficiente sísmico correspondiente a cada área de zonificación, desde su inclusión en el reglamento en 1966 hasta 2017.....	32
Figura 1.30 Interfaz del programa SASID donde se muestran los espectros de diseño y elástico correspondientes a al punto geográfico seleccionado	33
Figura 1.31 Diagrama de flujo para la evaluación de estructuras dañadas, propuesto por la empresa Miyamoto Earthquake Engineering.....	34
Figura 1.32 Formato de evaluación rápida de la CDMX utilizado en 2017	35
Figura 1.33 Formato de evaluación detallada usado por CENAPRED en 2017	36
Figura 2.1 Palacio del Planalto en Brasilia y Fuente del Museo Nacional de Antropología en la CDMX, obras del movimiento moderno, diseñadas por Oscar Niemeyer y Pedro Ramírez, respectivamente (fotografías por Gastão Guedes y México Desconocido) ..	43
Figura 2.2 Los Centros Urbanos Miguel Alemán y Presidente Juárez, ambos diseñados por Mario Pani (fotografías por Fundación ICA y másormás, 1947 y 1952)	44
Figura 2.3 El conjunto Urbano Nonoalco Tlatelolco poco después de su inauguración (fotografías por Rodrigo Moya y Fundación ICA, 1962)	44
Figura 2.4 Colapsos en el CUPJ y del edificio Nuevo León en Tlatelolco (fotografías por Excélsior y Marco A. Cruz, 1985).....	45
Figura 2.5 Croquis general del conjunto habitacional (Navegando la Arquitectura, 2013)	46

Figura 2.6 Corte de un conjunto de 5 niveles (edificios tipo A) que combina espacios públicos elevados, áreas verdes y recreativas, estacionamientos y áreas habitacionales con espacios abiertos privados (Navegando la Arquitectura, 2013)	47
Figura 2.7 Fachada oriente del edificio Perú a la izquierda y plaza elevada de acceso a los departamentos de las plantas superiores del edificio Granda a la derecha (archivo personal, 2018)	48
Figura 2.8 Edificios Colombia y Ecuador desde distintos ángulos (archivo personal, 2018)	48
Figura 2.9 Edificios El Salvador y Paraguay (archivo personal, 2018)	49
Figura 2.10 Fachadas oriente y poniente del edificio Brasil (archivo personal, 2018) ..	49
Figura 2.11 Edificios Venezuela y México, los únicos dos edificios del tipo E (archivo personal, 2018)	50
Figura 2.12 Armado de nervaduras expuesto en los edificios Argentina y Brasil (archivo personal, 2018)	51
Figura 2.13 Muros de los edificios tipo D y E con daños por cortante, el de la derecha exhibe una reparación incorrecta (archivo personal, 2018).....	51
Figura 2.14 Muros diafragma dañados en la zona de contacto con las losas planas en los edificios tipo D y E (archivo personal, 2018)	52
Figura 2.15 Corte lateral del edificio.....	53
Figura 2.16 Croquis de la planta arquitectónica del conjunto.....	54
Figura 2.17 Zapatas rectangulares tipo	55
Figura 2.18 Croquis de distribución de zapatas y contratraves.....	55
Figura 2.19 Secciones de las columnas tipo C4 y C5	57
Figura 2.20 Secciones de los miembros a flexión principales.....	57
Figura 2.21 Croquis del sistema de piso de cada nivel, se resaltan los capiteles y la losa plana, en el núcleo se emplearon losas macizas	58
Figura 3.1 Vista tridimensional del modelo realizado, en azul se muestran columnas, vigas y castillos; en rojo muros y pretilas y en gris el sistema de losa plana con capiteles	64
Figura 3.2 Desplazamientos en cada nivel de la estructura	68
Figura 3.3 Espectro de diseño aplicado en el modelo del caso de estudio	76
Figura 3.4 Desplazamientos en cada nivel de la estructura	79
Figura 3.5 Captura del SASID	86
Figura 3.6 Figura 3.7 Espectro de diseño aplicado en el modelo del caso de estudio ..	87
Figura 3.8 Desplazamientos en cada nivel de la estructura	91
Figura 3.9 Espectro de respuesta de aceleración absoluta de la estación IDEI patio 5	91
Figura 4.1 Configuración de los primeros tres modos de vibrar del modelo 1	96
Figura 4.2 Configuración de los primeros tres modos de vibrar del modelo 2, visto desde el plano XZ	96
Figura 4.3 Configuración de los primeros tres modos de vibrar del modelo 3, visto desde el plano YZ	96

Figura 4.4 Espectro de respuesta de aceleración absoluta de la estación IDEII patio 5	98
Figura 4.5 Comparación de los espectros de diseño y sus reducciones.....	98
Figura 4.6 Comparación de los espectros de respuesta y diseño de 2004	99
Figura 4.7 Comparación de los espectros de respuesta y diseño de 2017	99
Figura 4.8 Distorsiones de entrepiso derivadas de la aplicación la combinación 1.1CV+1.1CM+1.1CSX.....	104
Figura 4.9 Distorsiones de entrepiso derivadas de la aplicación la combinación 1.1CV+1.1CM+1.1CSY	104
Figura 4.10 Distorsiones de entrepiso derivadas de la aplicación la envolvente que considera los casos más desfavorables	105
Figura 4.11 Distorsiones de entrepiso derivadas de la aplicación la envolvente que considera los casos más desfavorables	106
Figura 4.12 Distorsiones de entrepiso obtenidas en todos los modelos.....	107
Figura 4.13 Distorsiones de entrepiso obtenidas en todos los modelos.....	109

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Tipos de excitaciones dinámicas en las estructuras.....	9
Tabla 1.2 Características representativas de debilidad en estructuras colapsadas.....	25
Tabla 1.3 Coeficiente sísmico para edificaciones tipo B.....	30
Tabla 2.1 Parámetros principales de zapatas rectangulares	54
Tabla 2.2 Tipo de columnas y armado correspondiente	56
Tabla 3.1 Coeficiente sísmico (C) en función del tipo de estructuración y la zonificación	66
Tabla 3.2 Estimación del peso de cada nivel y el peso total de la estructura	66
Tabla 3.3 Desarrollo del cálculo de F_i	67
Tabla 3.4 Periodos y participación modal en las direcciones X y Y	68
Tabla 3.5 Peso de cada nivel y porcentaje respecto al nivel inmediato inferior	71
Tabla 3.6 Excentricidad torsional de entrepiso	72
Tabla 3.7 Estimación de sobrecarga para losas de entrepiso.....	73
Tabla 3.8 Estimación de sobrecarga para losa azotea	73
Tabla 3.9 Cargas vivas correspondientes a las NTC-AD.....	74
Tabla 3.10 Selección de los parámetros correspondientes a la zona I para el cálculo del espectro de diseño.....	75
Tabla 3.11 Valores de aceleración en función de (T)	75
Tabla 3.12 Periodos y participación modal en las direcciones X y Y	78
Tabla 3.13 Peso de cada nivel y porcentaje respecto al nivel inmediato inferior	82
Tabla 3.14 Estimación de sobrecarga para losas de entrepiso.....	84
Tabla 3.15 Estimación de sobrecarga para azotea.....	84
Tabla 3.16 Cargas vivas correspondientes a las NTC.....	85
Tabla 3.17 Periodos y participación modal en las direcciones X y Y	89
Tabla 4.1 Periodos en los tres modelos analizados	95
Tabla 4.2 Fuerzas cortantes producidas por las acciones sísmicas en cada modelo	97
Tabla 4.3 Fuerzas cortantes producidas por la aplicación del espectro de respuesta en los modelos.....	100
Tabla 4.4 Comparación de los estados límite de servicio y desplazamientos de los modelos.....	103
Tabla 4.5 Desplazamientos máximos por nivel en cada modelo	108
Tabla 4.6 Distorsiones de entrepiso derivadas de los desplazamientos máximos por nivel.....	108

INTRODUCCIÓN

La actividad sísmica, en México, y sus efectos se han vuelto parte de la vida de un gran sector de la población, diversas obras de infraestructura han resultado dañadas a lo largo de varias décadas, afectando directa o indirectamente a los habitantes cercanos a ellas.

Resulta de interés especial el caso de la vivienda vertical, pues son varios los sucesos que se han documentado, en que este tipo de construcciones han sufrido daños, además de poseer características como una alta densidad poblacional o su antigüedad, que pueden incrementar el impacto que tienen tras las contingencias, por lo que realizar evaluaciones de este tipo de estructuras se vuelve primordial.

Después del sismo del 19 de septiembre de 2017 se detectaron afectaciones en varios conjuntos multifamiliares de la Ciudad de México, la cercanía que tuve con algunos de estos casos y la preocupación mostrada por sus habitantes sirven como motivación para la realización de este trabajo.

OBJETIVO

Como objetivo general se establece la realización de la evaluación del comportamiento sísmico de un edificio habitacional de 16 niveles, con estructura de concreto, localizado en la zona de Copilco, diseñado y construido entre 1974 y 1976, mediante la aplicación de la metodología de análisis sísmico del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y su normativa, en tres ediciones: 1966, 2004 y 2017.

ALCANCES Y LIMITACIONES

Se modela el edificio con base en los planos disponibles y una inspección visual, realizando tres modelos y en cada uno aplicando las acciones y combinaciones establecidas en cada edición de la normativa, así como el espectro de respuesta del sismo de septiembre de 2017, obtenido de los registros de la estación más cercana al caso de estudio.

La evaluación se realiza mediante el análisis de desplazamientos y los estados límite de servicio y falla, asociados a estos, así como una comparación de las fuerzas sísmicas actuantes en cada modelo analizado.

En este trabajo no se hacen revisiones particulares de los elementos estructurales ni de los elementos mecánicos asociados a estos.

ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

Este documento consta de 5 capítulos, en el primero se establecen las generalidades del diseño sísmico, presentando aspectos importantes de sismicidad y dinámica estructural, adicionalmente se hace una breve reseña de los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017, ya que son los dos mayores sismos que han afectado al caso de estudio, finalmente se presenta la metodología de revisión y evaluación post sísmica usada en 2017.

En el capítulo 2 se hace una descripción de la zona de estudio, partiendo del desarrollo de la vivienda vertical en México y posteriormente analizando la Integración Latinoamericana, conjunto en el que se localiza proyecto evaluado, posteriormente se especifican las características arquitectónicas y estructurales del caso de estudio.

En la tercera parte del documento se realiza la evaluación del proyecto seleccionado, se presentan las consideraciones hechas en el modelo digital y posteriormente se aplica la metodología de diseño por sismo, establecida en el reglamento de 1966, ya que estructura se diseñó y construyó bajo sus especificaciones, la segunda evaluación se realiza con las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo de 2004 y la tercera con las mismas normas es su edición 2017, con el objetivo de resaltar las diferencias entre ambas normativas, una vigente al momento del sismo de 2017 y la otra implementada poco tiempo después, finalmente se aplica el espectro de respuesta del sismo de 2017 en los tres modelos realizados.

En el capítulo 4 se analizan los resultados de todas las evaluaciones, se comparan las acciones sísmicas aplicadas en cada modelo, así como los desplazamientos generados en cada uno, haciendo una revisión de los estados límite de servicio y falla, en un apartado adicional se presentan los efectos de la aplicación del espectro de respuesta. Finalmente, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones obtenidas del desarrollo de este trabajo.

CAPÍTULO 1 MARCO TEÓRICO

1.1 SISMICIDAD

México es una nación que debido a su situación geográfica ha tenido que enfrentarse a distintos tipos de desastres naturales a lo largo de la historia (figura 1.1). Los sismos han tenido especial protagonismo en la vida de los mexicanos ya que han provocado grandes pérdidas materiales y humanas, sin embargo, derivadas de estas contingencias, también se han presentado grandes muestras de apoyo, solidaridad y nacionalismo que han sido reconocidas a nivel mundial.

Resulta entonces importante comprender la naturaleza de estos fenómenos para poder tomar acciones que disminuyan su impacto en la sociedad y específicamente en la infraestructura como área de interés para la ingeniería civil.



Figura 1.1 Derrumbe parcial de la Iglesia de los Remedios en San Andrés Cholula, Puebla, como consecuencia del sismo del 19 de septiembre de 2017 que tuvo gran impacto en diversos monumentos históricos en la región central del país (Diario Cambio, 2017)

Los sismos son vibraciones presentes en la corteza terrestre que pueden ser generados por distintas causas como explosiones, vulcanismo, derrumbes y por interacción de las placas tectónicas, siendo esta última la más importante desde el punto de vista de la ingeniería.

1.1.1 Estructura interna de la Tierra y tectónica de placas

La Tierra es uno de los denominados “planetas rocosos” del sistema solar que se caracterizan por estar compuestos principalmente por silicatos y metales distribuidos en distintas capas concéntricas, mostradas en la figura 1.2.

CAPÍTULO 1

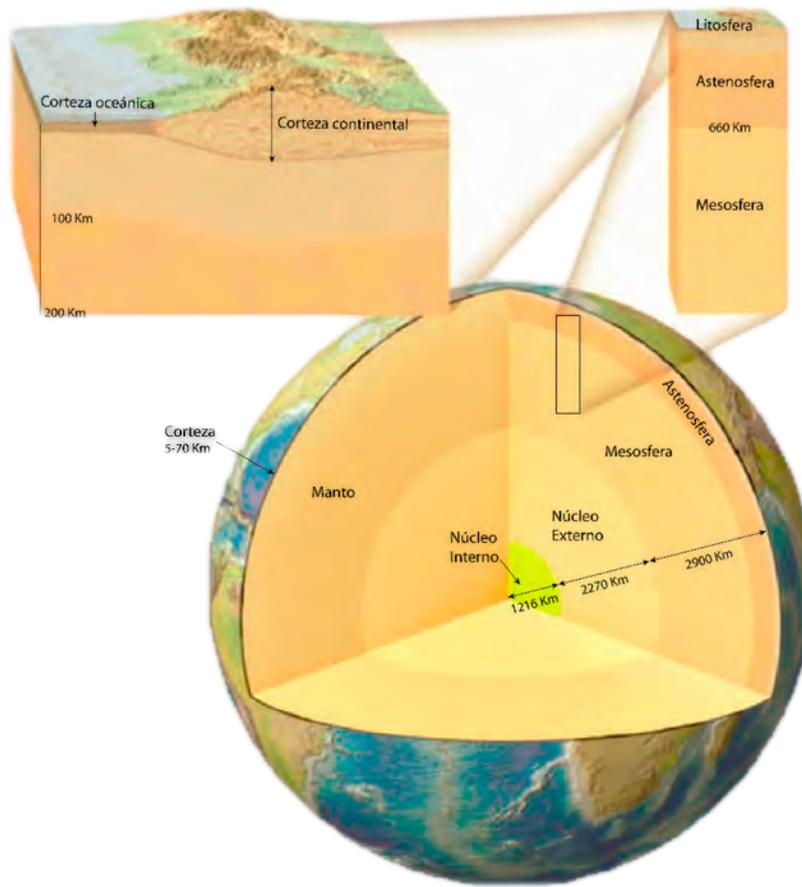


Figura 1.2 Corte esquemático de las capas de la Tierra, los bloques muestran una sección aumentada de la porción superior del manto y su interacción con la corteza (modificada de Tarbuck y Lutgens, 2005)

- Núcleo Interno: es una esfera compuesta en su mayoría por una aleación de hierro y níquel con un radio aproximado de 1,216 km, se comporta como un sólido y se estima que se encuentra a una temperatura de 6,700 °C.
- Núcleo Externo: tiene un espesor de 2,270 km y posee la misma composición básica del núcleo interno, pero se encuentra en un estado parcialmente fundido por lo que se comporta como un fluido.
- Manto: con un espesor de 2,900 km contiene aproximadamente el 82% del volumen terrestre. Este se subdivide en manto superior o astenosfera, que es muy dúctil y cambia su composición química en su cercanía a la corteza, y manto inferior o mesósfera que tiene una mayor temperatura.
- Corteza: es la capa rocosa superficial con grandes variaciones de espesor, midiendo alrededor de 7 km en las dorsales oceánicas y 35 a 40 km en las zonas continentales. Está fracturada en varias piezas denominadas placas que interactúan entre ellas y el manto (figura 1.3).

Bajo la litósfera, capa conformada por la corteza y la parte más fría del manto, ocurren corrientes de convección que trasladan el material con baja temperatura de la parte superficial del manto hacia el fondo mientras que el material más caliente asciende, estas corrientes generan que las placas se deslicen sobre la capa viscosa del manto en distintas direcciones.

En el interior de las placas también pueden presentarse deformaciones que no deben ser despreciadas, sin embargo, la mayor interacción se da entre los bordes de estas, es por ello que normalmente los bordes se clasifican en función del movimiento de las placas adyacentes.



Figura 1.3 Principales placas del mundo y tipo de interacción con las placas adyacentes (Wikipedia, 2014)

- Bordes divergentes: aquellos en los que las placas se desplazan en sentidos opuestos permitiendo el ascenso de material del manto que forma suelo nuevo.
- Bordes convergentes: en ellos las placas colisionan provocando que una se desplace sobre la otra de forma tal que parte de la litosfera descienda y sea reabsorbida por manto mientras que la placa superior se eleva creando cordilleras.
- Bordes transformantes: son donde las placas se desplazan de forma lateral una respecto a la otra sin que haya destrucción o creación de litósfera.

CAPÍTULO 1

1.1.2 Origen de los sismos en México

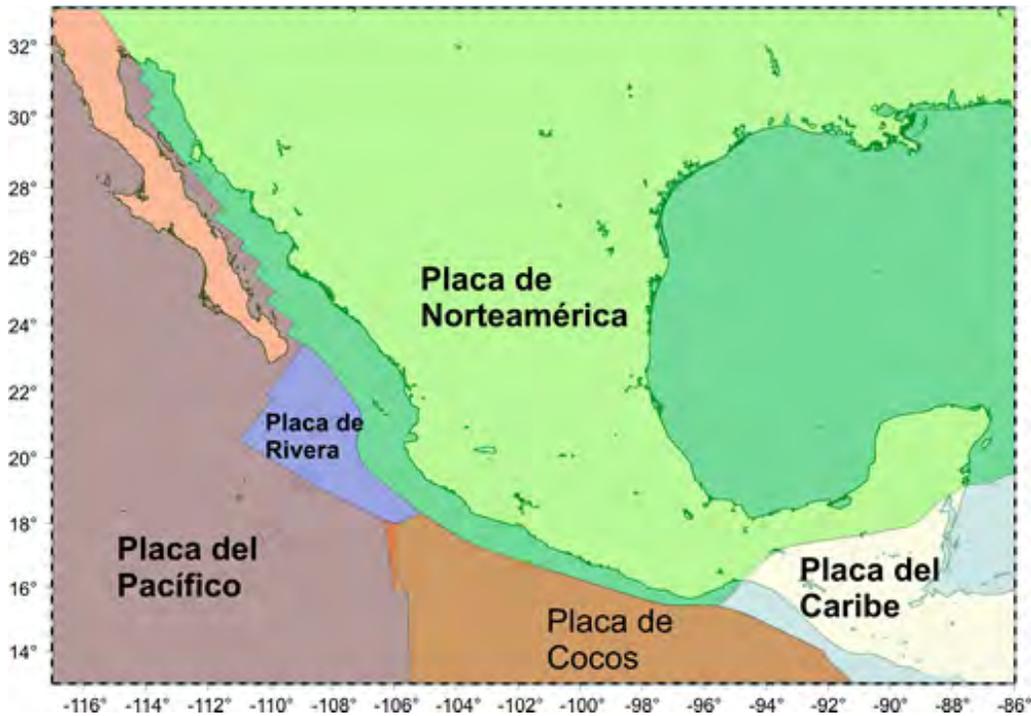


Figura 1.4 Placas sobre las que se encuentra el territorio mexicano (Servicio Sismológico Nacional)

En el territorio mexicano interactúan cinco placas, como se indica en la figura 1.4, la mayor parte de la tierra firme se localiza sobre la placa Norteamericana que converge con la de Cocos en el litoral del océano Pacífico provocando sismos en las zonas centro y sur del país, mientras que, en el noroeste la placa del Pacífico, sobre la cual se localiza la península de Baja California, posee un borde transformante con la Norteamericana, siendo este fenómeno responsable de la actividad sísmica de dicha región.

En la zona de subducción de la placa de Cocos, debido a las colisiones y fricción generadas al deslizarse una placa por debajo de la otra, se crean pliegues y fracturas en la corteza que aumentan la rugosidad. Al dificultarse el deslizamiento entre las placas se inicia un proceso de acumulación de energía de deformación en los puntos con más irregularidades que al romperse, liberan la energía acumulada originando los sismos. Dentro de la porción continental existen fallas que también pueden originar sismos cuando existen deslizamientos verticales en ellas.

El movimiento horizontal de la placa del Pacífico genera un fenómeno similar al de la de Cocos con la diferencia de que los sismos se originan a menores profundidades y la presencia de fallas es más frecuente.

1.1.3 Sismología

Se han definido distintos conceptos para describir el comportamiento de los sismos y su impacto.

El foco o hipocentro es el punto, dentro de la corteza, desde el cual la energía es liberada en todas direcciones en forma de ondas, la proyección de este punto sobre la superficie se define como epicentro.

Durante un sismo se producen distintos tipos de ondas:

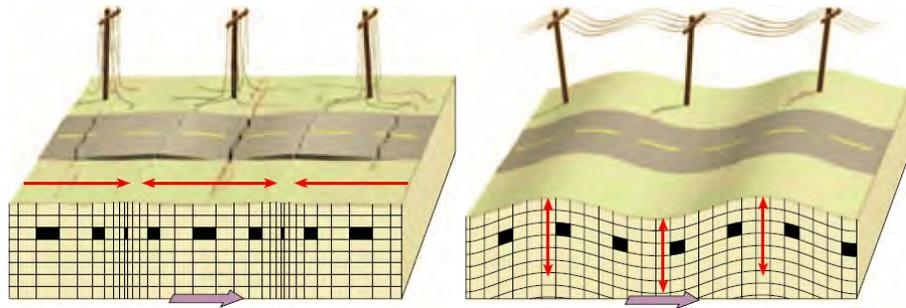


Figura 1.5 Ondas Principales (P) y Secundarias (S) con su movimiento característico y efectos (Tarbuck y Lutgens, 2005)

- Ondas P: alternan compresión y expansión del suelo que atraviesan, pudiendo generar fracturas del terreno, su velocidad de propagación siempre es mayor que la de las ondas S.
- Ondas S: producen un movimiento oscilatorio perpendicular a la dirección de propagación de las ondas.

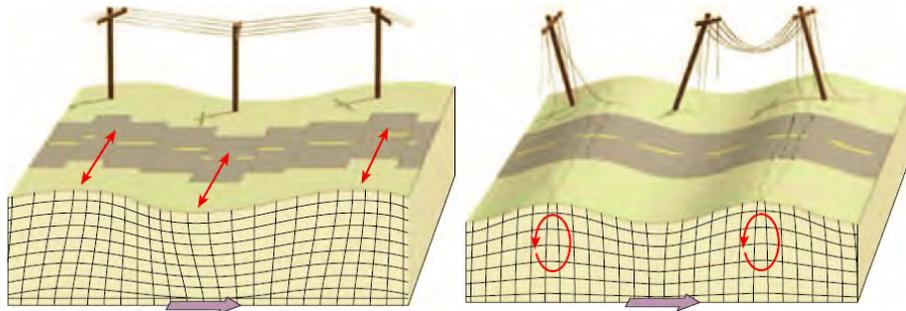


Figura 1.6 Ondas superficiales, Love y Rayleigh, con su movimiento característico y efectos (Tarbuck y Lutgens, 2005)

- Ondas Love: son un tipo de ondas superficiales que actúan solo de forma horizontal desplazando el terreno de un lado a otro.
- Ondas Rayleigh: ondas superficiales que siguen trayectorias elípticas, similares a las olas oceánicas.

CAPÍTULO 1

Normalmente los sismos se originan entre 5 y 700 km de profundidad, ocurriendo el 90% de ellos a profundidades menores a los 100 km.

1.1.4 Medición de los sismos

Intensidad y magnitud son dos conceptos diferentes que dimensionan a los sismos, mientras que la intensidad evalúa la cantidad de daños provocados, la magnitud mide la cantidad de energía liberada en el foco del sismo.

Los sismógrafos son instrumentos que registran las ondas sísmicas y están compuestos por dos elementos principales, una masa que oscila cuando las ondas alcanzan el dispositivo y un cilindro giratorio con un apoyo fijo sobre el cual una pluma registra el movimiento, dependiendo del sentido de la oscilación de la masa, se registran movimientos horizontales o verticales. Actualmente los dispositivos electrónicos permiten amplificar movimientos muy pequeños.

La primera escala de magnitud sísmica fue desarrollada en 1953 por Charles Richter, en California. Esta escala logarítmica está basada en la amplitud de la onda de mayor tamaño que registra un sismógrafo, tomando en cuenta la disminución de la amplitud de la onda conforme se aleja del foco y llega al punto donde se localiza el instrumento.

Actualmente la escala más aceptada y utilizada por los sismólogos es la escala de *magnitud del momento*, en ella influyen diversos factores que no son considerados en la de Richter como propiedades mecánicas de las rocas donde se origina el movimiento. Esta escala es preferida debido a que es más precisa con sismos de gran magnitud, se deriva matemáticamente del tamaño del área de ruptura y su desplazamiento asociado; y se verifica mediante pruebas de campo de mediciones de los desplazamientos o mediante métodos sismográficos de ondas de periodo largo.

1.2 DINÁMICA ESTRUCTURAL

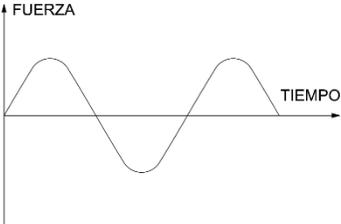
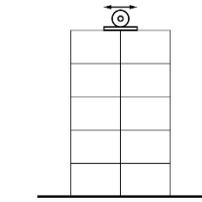
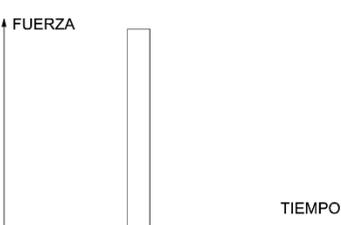
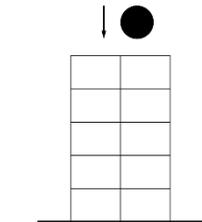
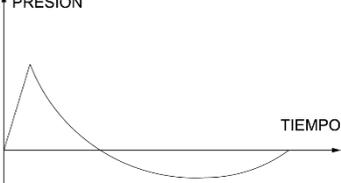
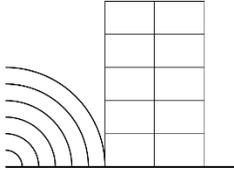
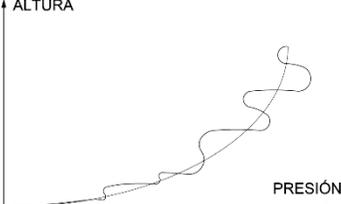
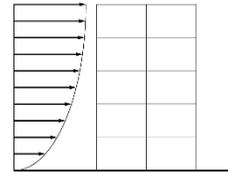
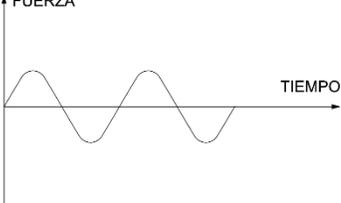
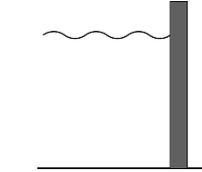
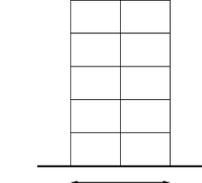
No todas las estructuras pueden diseñarse bajo la acción de únicamente cargas estáticas pues, aunque normalmente son de este tipo las acciones que ejercen una influencia durante más tiempo, son las acciones dinámicas las que tienen un mayor efecto en algunos tipos de estructura a pesar de su corta duración, es entonces cuando se requiere el uso de la dinámica estructural, cuyo objetivo es el análisis de estructuras sometidas a acciones dinámicas.

1.2.1 Acciones dinámicas en las estructuras

Una acción se clasifica como dinámica cuando la variación de su intensidad respecto al tiempo es rápida y origina fuerzas de inercia con magnitudes equiparables a las de fuerzas estáticas.

Las principales fuentes de este tipo de acciones en las estructuras son:

Tabla 1.1 Tipos de excitaciones dinámicas en las estructuras

FUENTE	REPRESENTACIÓN GRÁFICA	ACCIÓN SOBRE LA ESTRUCTURA
Equipos mecánicos		
Impacto		
Explosiones		
Viento		
Oleaje		
Sismos		

CAPÍTULO 1

1.2.2 Grado de libertad

En dinámica estructural, el número de coordenadas independientes necesario para especificar la configuración o posición de un sistema en cualquier instante de tiempo se conoce como número de grados de libertad (Paz, 2009).

Los grados de libertad también podrían definirse como los desplazamientos desconocidos que se presentan en puntos especificados de una estructura, nodos, cuando se aplica un sistema de carga sobre ella.

Una estructura continua posee un número indeterminado de grados de libertad, en la idealización de un modelo matemático estos se discretizan de forma que en algunos casos solo se define uno (figura 1.7).

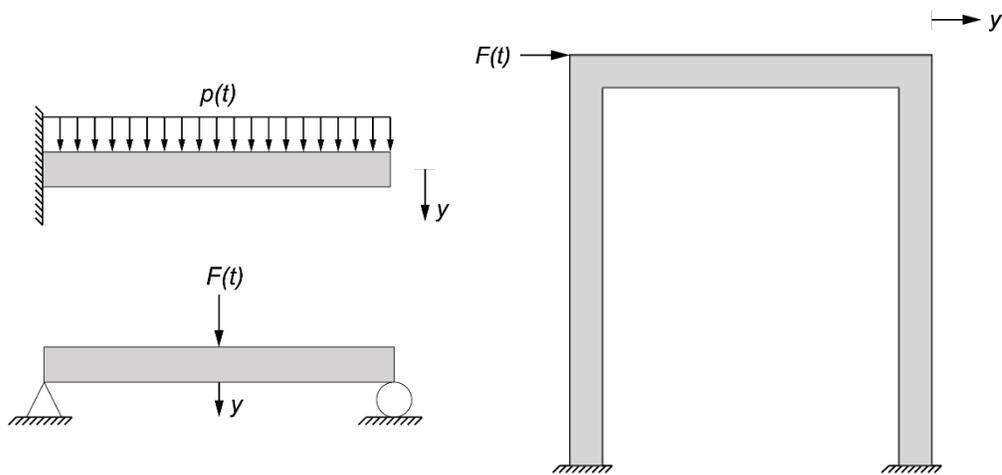


Figura 1.7 Ejemplos de estructuras modeladas con un solo grado de libertad (modificado de Paz, 2014)

El modelo matemático que representa estos sistemas con un grado de libertad considera los siguientes elementos, esquematizados en la figura 1.8:

- Elemento masa (m) que representa la propiedad de inercia de la estructura.
- Elemento resorte (k) indica las fuerzas internas del sistema estructural y su capacidad de almacenamiento de energía potencial.
- Elemento amortiguación (c) define las pérdidas de energía del sistema estructural y sus características de fricción.
- Fuerza de excitación $F(t)$ incluye las fuerzas externas que actúan sobre el sistema en función del tiempo.

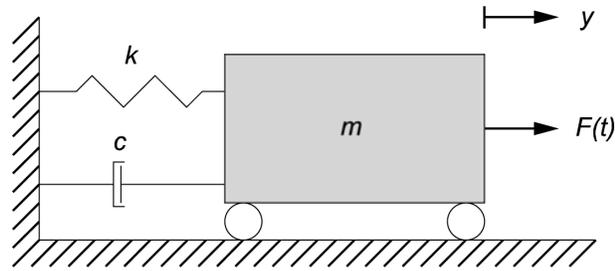


Figura 1.8 Modelo matemático para un sistema con un grado de libertad (modificado de Paz, 2014)

1.2.3 Ecuación de movimiento en sistemas de un grado de libertad sin amortiguación

El principio de D’Alembert sobre el equilibrio dinámico establece que un sistema puede alcanzar este estado si se agrega una fuerza externa ficticia denominada fuerza de inercia.

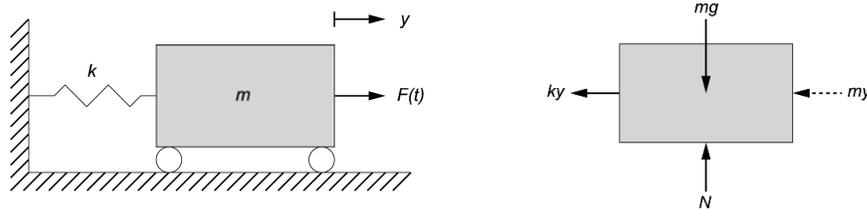


Figura 1.9 Diagrama de cuerpo libre de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento (Modificado de Paz, 2014)

Analizando un diagrama de cuerpo libre de un sistema de un grado de libertad sin amortiguamiento (figura 1.9), donde se incluye una fuerza de inercia $m\ddot{y}$, se puede determinar que esta es igual a la masa por la aceleración. Igualando los factores a cero se obtiene la ecuación del movimiento para un sistema sin amortiguamiento.

$$m\ddot{y} + ky = 0 \tag{1.1}$$

Esta ecuación diferencial de segundo orden se puede resolver utilizando el procedimiento general para la solución de ecuaciones diferenciales de cualquier orden obteniendo como solución:

$$y = A \cos \omega t \tag{1.2}$$

$$y = B \cos \omega t \tag{1.3}$$

Donde A y B son constantes dependientes del inicio del movimiento y ω es la frecuencia natural del sistema. La sustitución de 1.2 en 1.3 nos da como resultado:

$$(-m\omega^2 + k)A \cos \omega t = 0 \tag{1.4}$$

CAPÍTULO 1

El factor entre paréntesis debe ser igual a cero para que la ecuación pueda satisfacerse en cualquier instante, por lo tanto

$$\omega^2 = \frac{k}{m}, \quad (1.5)$$

Cuya raíz positiva es la ecuación de la frecuencia natural del sistema.

$$\omega = \sqrt{k/m} \quad (1.6)$$

Después de una serie de simplificaciones la solución queda expresada de la siguiente forma.

$$y = y_0 \cos \omega t + \frac{v_0}{\omega} \sin \omega t \quad (1.7)$$

Esta ecuación describe el desplazamiento y de un oscilador simple en función del tiempo t . Donde y_0 y v_0 son las condiciones iniciales del sistema, las cuales corresponden al desplazamiento y la velocidad respectivamente en el instante $t = 0$.

El movimiento representado por la ecuación anterior es armónico y por ende periódico, por lo que puede ser expresado por una función seno o coseno que tienen un periodo de 2π , entonces el periodo T del movimiento se define por:

$$\omega T = 2\pi ; T = 2\pi/\omega \quad (1.8)$$

El periodo se expresa en segundos por ciclo y su recíproco es la frecuencia natural (f).

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi} \quad (1.9)$$

Las unidades utilizadas para esta propiedad son los Hertz o ciclos por segundo (cps). La diferencia entre ω y f es la constante 2π por lo que ambas son denominadas frecuencia natural, usualmente ω es llamada frecuencia circular para hacer la distinción; y las unidades en que se expresa son los radianes por segundo ($\frac{rad}{s}$).

Otra forma de escribir la ecuación de desplazamiento de un oscilador simple, aplicando transformaciones trigonométricas es:

$$y = C \sin(\omega t + \alpha) \quad (1.10)$$

o

$$y = C \sin(\omega t - \beta) \quad (1.11)$$

donde

$$C = \sqrt{y_0^2 + \left(\frac{v_0}{\omega}\right)^2} \quad (1.12)$$

$$\tan\alpha = \frac{y_0}{\frac{v_0}{\omega}} \quad (1.13)$$

$$\tan\beta = \frac{\frac{v_0}{\omega}}{y} \quad (1.14)$$

El valor C se define como la amplitud de desplazamiento máximo del movimiento y el ángulo α o β como ángulo de fase, definidos en la figura 1.10, estos elementos complementan la respuesta en vibración libre sin amortiguación (figura 1.11).

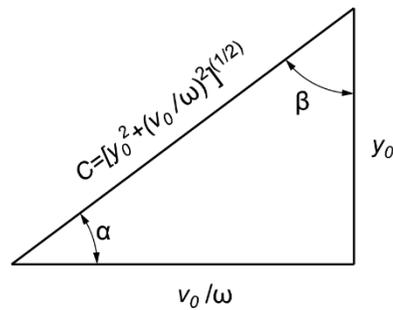


Figura 1.10 Definición de los ángulos α y β (modificada de Paz, 2014)

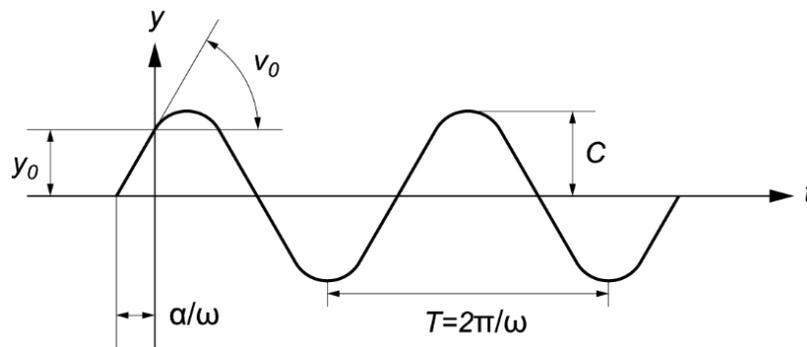


Figura 1.11 Vibración libre sin amortiguación (modificada de Paz, 2014)

CAPÍTULO 1

1.2.4 Ecuación del movimiento en sistemas de un grado de libertad con amortiguación

En condiciones ideales un oscilador sin amortiguación oscilará indefinidamente con una amplitud constante y a frecuencia natural una vez que es excitado por una fuerza externa, sin embargo, es imposible que este caso se presente pues cualquier movimiento siempre implica fuerzas de fricción o amortiguación, disipadoras de energía.

Derivado del análisis dinámico de las estructuras se considera que las fuerzas de amortiguación son proporcionales a la magnitud de la velocidad y opuestas a la dirección del movimiento del sistema, este tipo de respuesta se conoce como amortiguación viscosa.

Al existir amortiguación en el sistema, la ecuación del movimiento se modifica, analizando el diagrama de cuerpo libre de un oscilador se debe incluir este efecto considerando un coeficiente de amortiguación viscosa (c), mostrado en la figura 1.12. La ecuación queda entonces:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = 0 \quad (1.15)$$

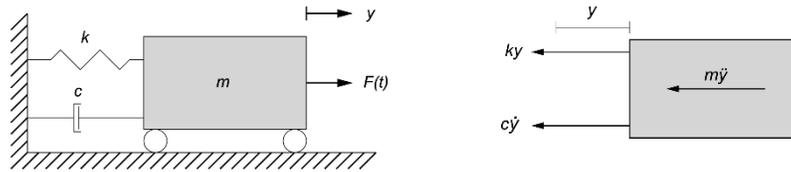


Figura 1.12 Diagrama de cuerpo libre de un sistema de un grado de libertad con amortiguación viscosa (modificada de Paz, 2014)

Se identifican tres casos distintos de amortiguación, en el primero el sistema oscila con amortiguación crítica, es decir, el coeficiente de amortiguación toma el valor mínimo para que ante una excitación el sistema no oscile, una vez que se inicia el movimiento el sistema alcanza el valor máximo de amplitud y vuelve a su condición de equilibrio. El coeficiente se puede expresar como:

$$c_{cr} = 2\sqrt{km} = 2m\omega = \frac{2k}{\omega} \quad (1.16)$$

En el segundo caso se presenta un sistema sobreamortiguado, el coeficiente de amortiguación es mayor que el crítico.

$$c > c_{cr} \quad (1.17)$$

Se traduce en la ausencia de oscilación al igual que en la amortiguación crítica, pero con la diferencia de que el desplazamiento inicial es de menor magnitud y el tiempo requerido para que el sistema regrese a su posición de equilibrio es mayor.

El tercer caso corresponde a un sistema subamortiguado, con un coeficiente de amortiguación menor que el crítico.

$$c < c_{cr} \tag{1.18}$$

En este caso sí se presenta oscilación y su frecuencia está definida por:

$$\omega_D = \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2} = \omega\sqrt{1 - \xi^2} \tag{1.19}$$

El término ξ representa la razón de amortiguamiento del sistema, dependiendo la condición que se cumpla el sistema se encontrará en un estado distinto.

$\xi > 1$ el sistema es sobreamortiguado.

$\xi = 1$ el sistema tiene amortiguamiento crítico

$\xi < 1$ el sistema es subamortiguado, por lo que $\xi = \frac{c}{c_{cr}}$

Suponiendo las condiciones iniciales $y_0 \neq 0$ y $v_0 = 0$, el sistema subamortiguado oscilará de forma con una amplitud de vibración que decrece con cada ciclo, sin embargo, las oscilaciones ocurren en intervalos iguales de tiempo, este intervalo se denomina periodo de vibración con amortiguación y la ecuación y figura que lo describen son las siguientes:

$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} = \frac{2\pi}{\omega\sqrt{1 - \xi^2}} \tag{1.20}$$

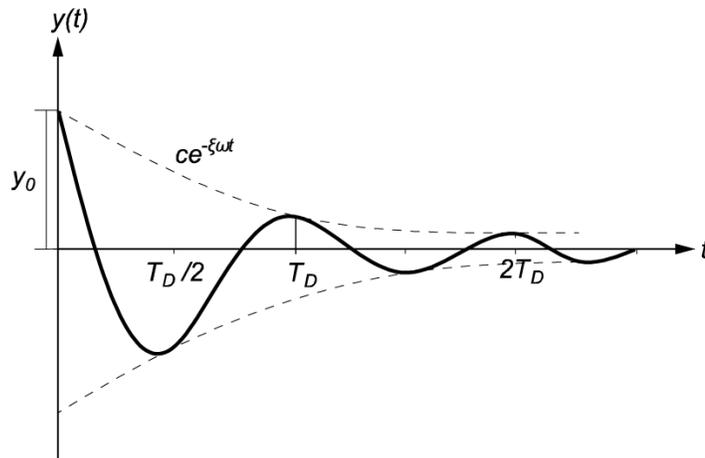


Figura 1.13 Vibración libre de un sistema subamortiguado (modificado de Paz, 2014)

Se debe considerar que el coeficiente de amortiguación de las estructuras reales fluctúa entre el 2% y el 20% del valor crítico, siendo 20% un valor considerablemente alto, si éste se sustituye en la ecuación de frecuencia de un sistema amortiguado se obtiene:

$$\omega_D = 0.98\omega \quad (1.21)$$

Por lo que en la práctica la frecuencia natural de un sistema amortiguado se considera equivalente a la de un sistema sin amortiguamiento.

Mediante la representación gráfica de la vibración libre de un sistema, se puede obtener el coeficiente de amortiguación, midiendo la proporción en que decrece la amplitud del movimiento y expresándola como un decremento logarítmico δ , definido como logaritmo natural de la razón de dos amplitudes máximas consecutivas (figura 1.14).

$$\delta = \ln \frac{y_1}{y_2} \quad (1.22)$$

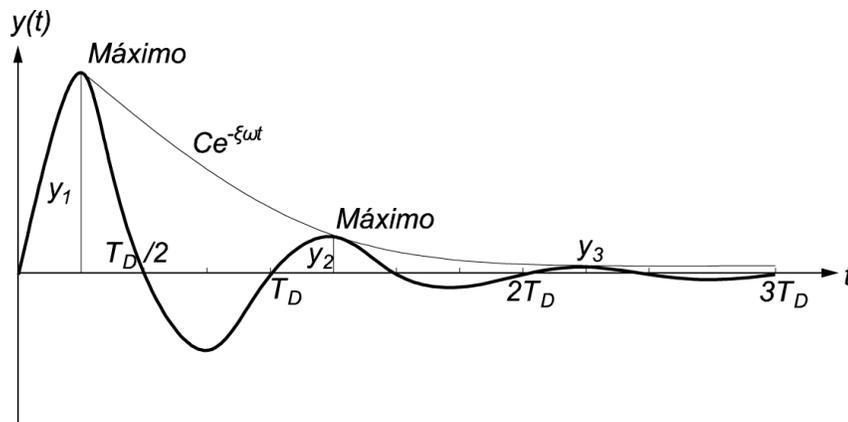


Figura 1.14 Curva que muestra los desplazamientos máximos y en los puntos de tangencia (modificado de Paz, 2014)

La curva exponencial queda definida por $y(t) = Ce^{-\xi\omega t}$, sin embargo, los puntos de tangencia no coinciden con los puntos de amplitud máxima pero la diferencia es tan pequeña que se desprecia y se consideran coincidentes. De forma que dos desplazamientos máximos consecutivos quedarían expresados de la siguiente forma:

$$y_1 = Ce^{-\xi\omega t_1} \quad (1.23)$$

$$y_2 = Ce^{-\xi\omega(t_1+T_D)} \quad (1.24)$$

Realizando una división de estas amplitudes y tomando logaritmos naturales, se obtiene:

$$\delta = \ln \frac{y_1}{y_2} = \xi\omega T_D \quad (1.25)$$

Expresión que al ser simplificada otorga el valor aproximado $\delta \approx 2\pi\xi$.

1.2.5 Espectro de respuesta

Los espectros de respuesta son diagramas que muestran la respuesta máxima de un sistema con un grado de libertad ante una excitación dinámica específica, las propiedades del sistema que determinan la respuesta que éste tendrá, son la frecuencia natural (f) o el periodo de vibración (T) y la razón de amortiguamiento (ξ). Estos diagramas pueden representar desplazamientos, velocidades, aceleraciones u otras magnitudes de interés.

Un espectro de respuesta se construye, de forma simple, considerando una serie de sistemas de un grado de libertad con distintos periodos de vibración y con una razón de amortiguamiento igual. Se someten todos los osciladores a una misma acción, reaccionando todos de forma distinta. Suponiendo que se quiere evaluar el desplazamiento, se analizará la respuesta de cada oscilador, seleccionando el máximo valor absoluto que representa un punto del espectro, para tener la mayor definición posible es necesario tener el mayor número de osciladores posible, este proceso se ilustra en la siguiente figura.

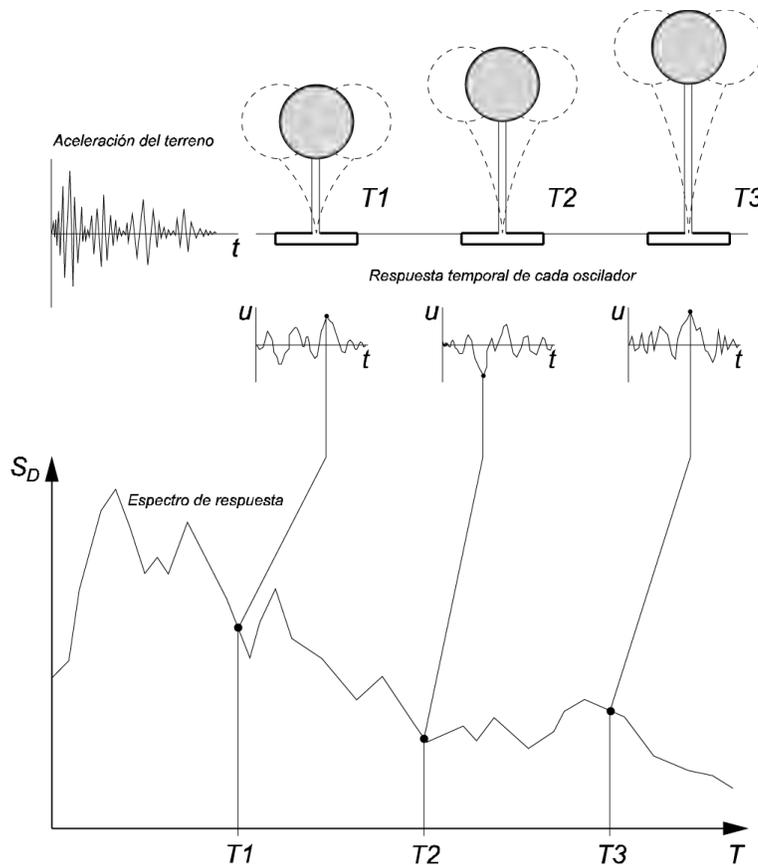


Figura 1.15 Grafico indicativa del método usado para determinar el espectro de respuesta, suponiendo que se quiere evaluar el desplazamiento, (u) representa los desplazamientos registrados en cada oscilador en función del tiempo (t), al igual que S_D pero en función del periodo (T) y no del tiempo (t) (modificado de Crisafulli y Villafañe, 2002)

CAPÍTULO 1

Durante la excitación actúan fuerzas de naturaleza impulsiva, es decir, aquellas que son aplicadas durante un periodo corto de tiempo. El impulso generado por este tipo de excitación se define como el producto de la fuerza por el tiempo de duración $F(\tau)d\tau$, donde τ es un instante y $d\tau$ un intervalo o incremento de tiempo.

La función que describe la excitación puede ser considerada como una serie de impulsos cortos actuantes en incrementos de tiempo produciendo una respuesta diferencial. En el caso del desplazamiento total éste se puede expresar como la suma o integral de los desplazamientos diferenciales producidos por la fuerza $F(\tau)$.

$$y(t) = \frac{1}{m\omega} \int_0^t F(\tau) \text{sen}\omega(t - \tau) d\tau \quad (1.26)$$

La integral de la ecuación es conocida como integral de Duhamel y representa el desplazamiento total producido por la fuerza excitante por lo que se puede derivar para obtener la velocidad y posteriormente la aceleración. Es importante destacar que a medida que la razón de amortiguamiento aumenta, la respuesta de la estructura disminuye.

1.2.6 Espectros de diseño

Los espectros de respuesta normalmente no son usados como primer recurso para el diseño sismorresistente ya que son obtenidos con la excitación generada por un sismo específico, los espectros que se usan son los que reflejen el efecto de diversos sismos, deben ser representativos de la región donde se construyen las estructuras, estos espectros se denominan espectros de diseño (figura 1.16).

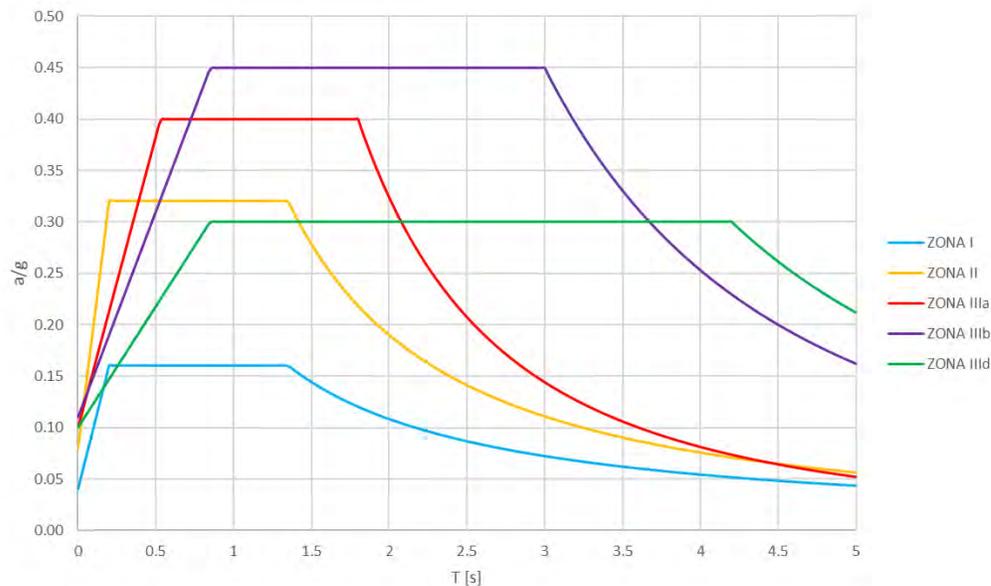


Figura 1.16 Espectros de diseño de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004

Los espectros de diseño son obtenidos con base en diversos procedimientos estadísticos, normalmente se considera un valor promedio más la desviación estándar de los espectros derivados de los sismos de los que se tienen registros. Cuando existen valores similares en los espectros de respuesta la desviación es pequeña y el espectro de diseño final es muy similar al promedio, en cambio si la dispersión de datos es mayor, el espectro final tendrá una diferencia más notable respecto al promedio.

Con el fin de evitar las variaciones bruscas que generan los espectros de respuesta, los espectros de diseño se convierten en una envolvente de curvas suavizadas que pueden ser expresadas por ecuaciones simples. Los espectros normalmente constan de 3 partes, la primera es una rama ascendente, que tiene origen en el valor de aceleración inicial máxima del terreno, la segunda es una zona de aceleración constante, formando una meseta, y la tercera es la zona descendente integrada por una o más curvas.

Diferentes normativas consideran excepciones en la aplicación de los espectros de diseño, cuando se demuestra que estos no describen de forma óptima la interacción suelo-estructura, se recurre entonces, al cálculo de un tipo específico de espectros de respuesta, denominados espectros de sitio.

1.3 SISMO DE 1985

La fracción de la zona de subducción de la placa de Cocos que va desde Zihuatanejo, Guerrero hasta Maruata en Michoacán, de los 101.5° a los 103.0° longitud oeste, se conoce como Brecha de Michoacán. Hasta 1985 era una zona de quietud pues no se habían registrado sismos importantes en este lugar desde 1800 lo que era un indicador de que se había acumulado energía durante más de 180 años y ésta podría ser liberada en forma de sismo.

1.3.1 Características del sismo

El 19 de septiembre de 1985 frente a la desembocadura del río Balsas, cerca de Lázaro Cárdenas, con coordenadas 17.6° N y -102.5° W, se originó un sismo a las 7:17 horas, pocos minutos después sus efectos se sintieron a casi 400 kilómetros, en la Ciudad de México a las 7:19 con una duración aproximada de 90 segundos. La magnitud documentada del sismo fue de 8.1 M_w y hasta el 2 de octubre se habían registrado 73 réplicas, la mayor de ellas con magnitud de 7.3 M_w , el 20 de septiembre a las 19:38 horas y el resto menores a 5.6 M_w .

Se obtuvieron registros en las tres zonas características del subsuelo del Valle de México, donde se identificaron valores de aceleración muy por encima de los que se habían documentado. En las figuras 1.17 y 1.18 se muestran los registros de aceleración de la estación del Centro de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas en la delegación Benito Juárez y de Ciudad Universitaria en Coyoacán.

CAPÍTULO 1

Las máximas aceleraciones y desplazamientos se midieron en la estación del Centro SCOP, con valores de 168 Gal, con dirección este-oeste, desplazamientos del suelo de 42 cm y un periodo dominante de 2 segundos.

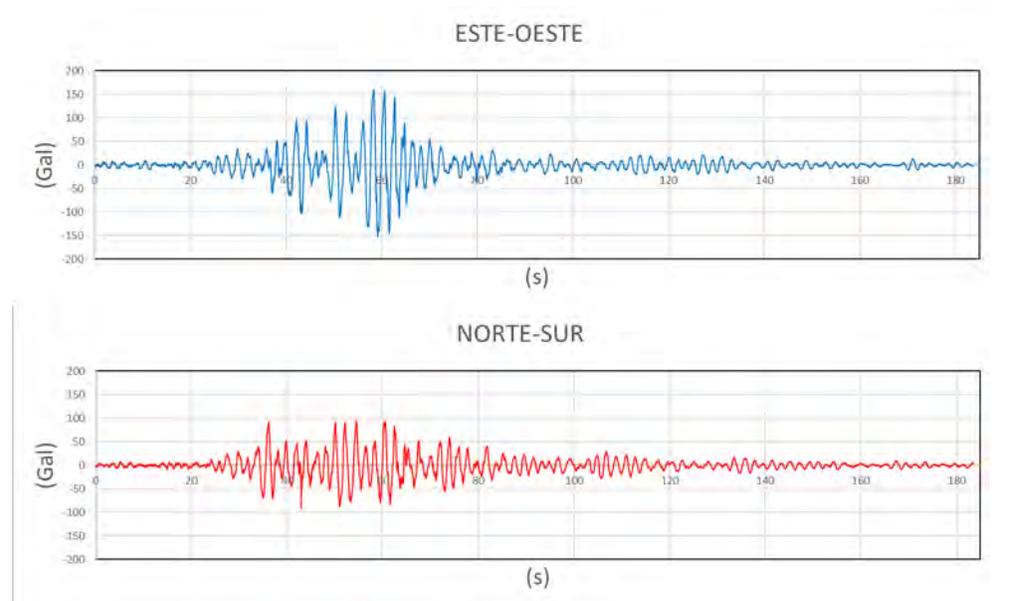


Figura 1.17 Registro acelerográfico de la estación SCT

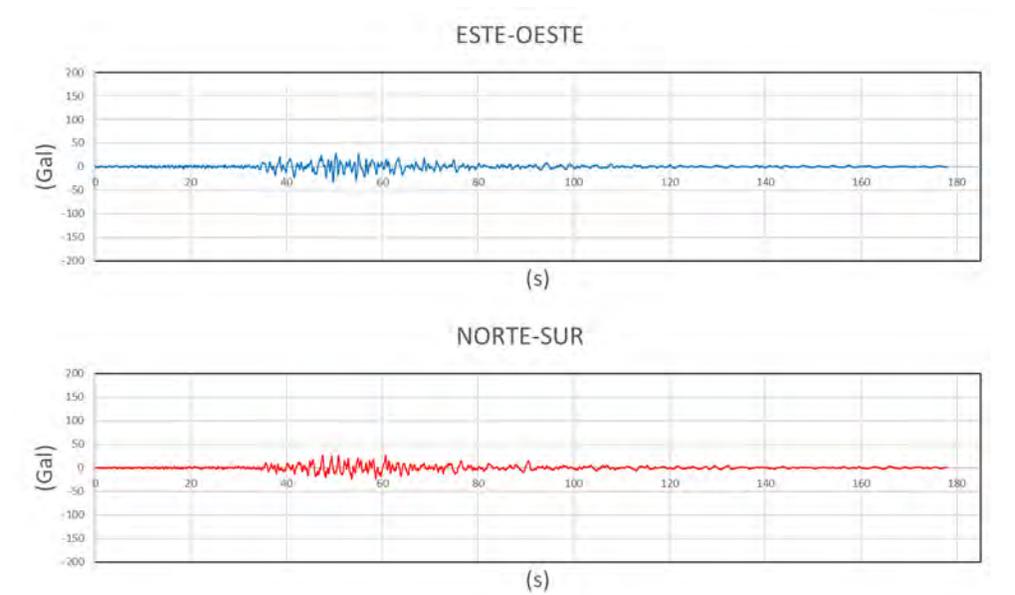


Figura 1.18 Registro acelerográfico de la estación del Laboratorio de Instrumentación Sísmica en CU

1.3.2 Cuantificación de daños

Los daños fueron diversos en los estados afectados pues en las zonas costeras también se presentaron olas superiores a los 2 metros, sin embargo, la Ciudad de México resultó ser el lugar donde se registraron más averías, no solo debido a la naturaleza del sismo,

factores como la composición y distribución del suelo; y el mal uso de las estructuras jugaron un papel importante.

Las delegaciones, hoy demarcaciones territoriales, Cuauhtémoc, Venustiano Carranza y Benito Juárez, concentraron más del 90% de los daños con 56, 18 y 17% respectivamente (figura 1.19). Entre las edificaciones afectadas el 65% eran de uso habitacional y 15% de uso comercial, el resto fueron escuelas, hospitales, oficinas, fábricas y centros recreativos. Las autoridades determinaron que 1,195 edificios debían ser demolidos, dado el alto porcentaje de edificios habitacionales entre los afectados, 13,300 familias perdieron su vivienda. Casos como el Multifamiliar Juárez y Tlatelolco son ejemplos de grandes desarrollos habitacionales en los que hubo colapsos importantes.



Figura 1.19 Colapso del Conjunto Pino Suarez en la delegación Cuauhtémoc (fotografía por Jesús V., 1985)

1.3.3 Daños identificados en las estructuras

De entre todos los edificios dañados y colapsados pudieron identificarse características comunes entre varios de ellos:

- Cargas excesivas: diversas construcciones no tenían el uso para el cual habían sido diseñadas, existían niveles donde se concentraban grandes cantidades de papel, rollos de tela, costales de semilla y otros materiales, modificando la masa y el periodo de las estructuras.
- Estructura irregular: la irregularidad en planta y/o elevación generó efectos de torsión excesiva en las estructuras, los edificios de esquinas o con planta en forma triangular o "L" son algunos ejemplos.

CAPÍTULO 1

- Losas planas reticulares: estos sistemas de piso no tuvieron un buen desempeño, la falla principal se manifestó en las conexiones de las losas con las columnas, donde se presentó penetración. Fue el sistema estructural que registró más daños severos.
- Plantas bajas flexibles: el uso de la planta baja como estacionamiento o locales comerciales modificó la rigidez de la estructura debido a la ausencia de muros, estructuras de este tipo tuvieron grandes desplazamientos y sufrieron contacto con los edificios colindantes.
- Modificación a la estructura: en varios edificios se realizaron varios cambios donde destaca el retiro de muros de carga para poder ampliar los espacios, esto contribuyó a disminución de la capacidad de carga vertical y lateral y rigidez del sistema estructural.
- Periodo de vibración: el periodo de la mayoría de las estructuras colapsadas era cercano a los 2 segundos, que coincidió con el periodo dominante del suelo durante el sismo, generando que se presentara el fenómeno de resonancia.
- Estructuras metálicas: aquellas que tenían alma abierta tuvieron un comportamiento inadecuado en comparación con las de alma llena que sufrieron pocos daños.
- Falla en cimentación: las estructuras que tenían cimentaciones superficiales sufrieron asentamientos mientras que varias con pilotes de fricción sufrieron problemas de volteo.
- Muros de cortante: los edificios que tenían implementado este sistema tuvieron un comportamiento adecuado al igual que aquellos con muros de mampostería con el confinamiento correcto.
- Mantenimiento: se presentaron diversos casos en los que la falta de mantenimiento contribuyó al deterioro de los materiales constructivos, lo cual fue determinante en los daños sufridos por edificios antiguos u otros donde se había implementado un sistema de pilotes de control.

Estas observaciones abrieron el debate entre los especialistas y se buscó profundizar más en los conocimientos del diseño sismorresistente para poder adecuar nuevas normas que fueran eficientes en la ciudad.

1.4 SISMO DE 2017

Los sismos no siempre se generan en los bordes de las placas, dado que la interacción entre las placas Norteamericana y de Cocos se prolonga por debajo de la primera durante varios kilómetros continente adentro, es normal que ocurran sismos de naturaleza intraplaca.

1.4.1 Características del sismo

El sismo ocurrido el 19 de septiembre de 2017 a las 13:14 horas, tuvo lugar justo 32 años después que el de 1985, el denominado "19-S" tuvo origen en una zona distinta del país, pero debido a la interacción entre las mismas placas. El epicentro se localizó entre los límites estatales de Puebla y Morelos, a 12 km de Axochiapan, Morelos y 120 km al sureste de la Ciudad de México, con coordenadas 18.4°N y -98.72°W , siendo un sismo intraplaca con hipocentro a 57 km de profundidad.

La máxima aceleración registrada en la Ciudad de México fue en la estación Culhuacán en Coyoacán, se documentaron aceleraciones equivalentes a 226 Gal para un periodo de 1.42 segundos.

La aceleración inicial generada en CU y su zona aledaña fue de casi el doble que en 1985, mientras que en ese año se registraron 30 Gal, en 2017 fue de 57 Gal (figura 1.20). En otras estaciones, que no pertenecen a la zona III, como Tacubaya también se tienen aceleraciones más altas que en 1985, sin embargo, en la zona lacustre de la ciudad los valores de aceleración del 19-S no superaron las de 1985, tal es el caso de esta estación de la SCT donde los valores registrados de aceleración inicial son de 91 y 160 Gal respectivamente (figura 1.21).

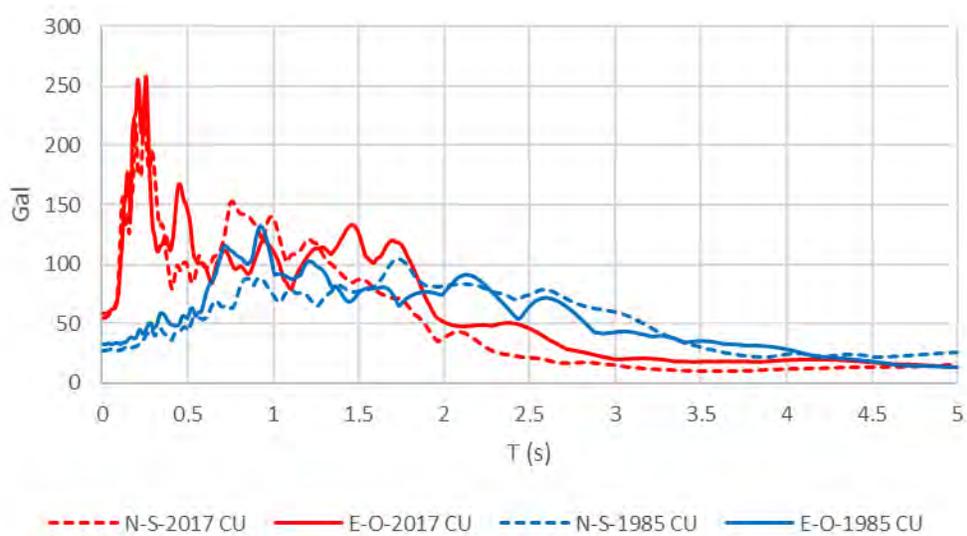


Figura 1.20 Comparación de los espectros de respuesta de los sismos de 1985 y 2017 en la estación de CU (Torres Álvarez, 2017)

CAPÍTULO 1

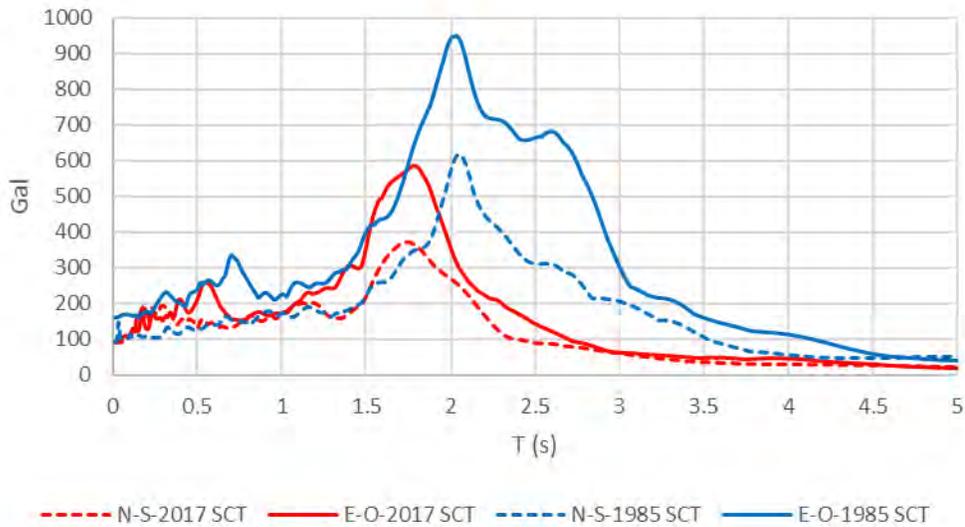


Figura 1.21 Comparación de los espectros de respuesta de los sismos de 1985 y 2017 en la estación de la SCT (Torres Álvarez, 2017)

Los edificios cercanos a CU, zona I, con una altura media de 12 niveles experimentaron aceleraciones promedio de 119 Gal mientras que construcciones pequeñas en zonas de suelo blando registraron una aceleración promedio de 188 Gal.

1.4.2 Cuantificación de daños

Después del sismo la evaluación de las estructuras fue realizada por las organizaciones voluntarias con apoyo de formatos de inspección rápida del gobierno de la ciudad. La clasificación de las estructuras se basa en 14 indicadores que catalogan a las edificaciones dentro de los grupos según su Riesgo Bajo, Alto o Incierto, los indicadores relacionados con la seguridad estructural y que, de presentarse, catalogaban a la estructura como Riesgo Alto son los siguientes:

- Derrumbe total
- Derrumbe parcial
- Edificación separada de su cimentación
- Asentamiento diferencial o hundimiento
- Inclinación notoria de la edificación o de algún entrepiso
- Daños en elementos estructurales
- Daño severo en elementos no estructurales

Las brigadas evaluaron en total 1,997 estructuras que presentaban daños visibles a simple vista, de las cuales 61% (1,210) fueron clasificadas como Riesgo Bajo, 23% (460) como Riesgo Alto y 16% (327) como Riesgo Incierto.

La mayoría de las construcciones dañadas se concentraron en las zonas IIIa y IIIb, como lo indica la figura 1.22. A pesar de que la mayor demanda sísmica de acuerdo con la

normativa vigente del momento, Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de 2004, era para la zona IIIb, las mayores aceleraciones se presentaron en la zona IIIa, con valores mayores a 200 Gal, principalmente en la zona sur de la ciudad.

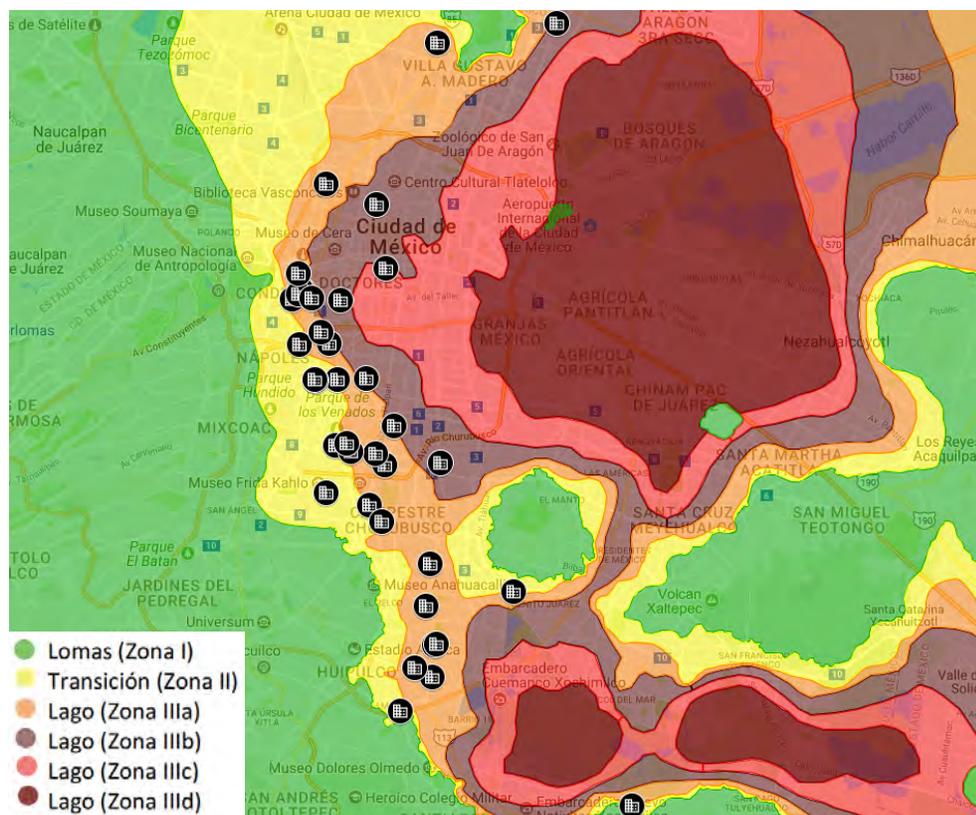


Figura 1.22 Distribución de los edificios colapsados

Se documentaron 32 edificios colapsados, localizados en su mayoría en las zonas IIIa y IIIb, 26 de ellos con una altura entre 4 y 8 niveles y los restantes con 3 niveles o menos.

1.4.3 Daños identificados en las estructuras

Se identificaron configuraciones estructurales que representaban debilidad entre las construcciones colapsadas, estas características fueron las mismas que se identificaron en los edificios colapsados en 1985, los casos se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 1.2 Características representativas de debilidad en estructuras colapsadas

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	NÚMERO DE CASOS
Planta baja flexible, utilizada para estacionamiento o comercio	16
Irregularidades en planta o elevación	6
Edificios de esquina	12
Losas planas	7
Golpeteo con edificaciones vecinas	1
Falta de resistencia lateral y/o mantenimiento	10

CAPÍTULO 1

De los edificios evaluados y clasificados con Riesgo Bajo casi el 48% tienen altura menor a 3 niveles, edificios entre 4 y 8 niveles engloban el casi el 44% y el resto de los edificios de 9 y más niveles. Para los edificios catalogados con Riesgo Alto la distribución fue similar, pero con un número de edificios de entre 4 y 8 niveles ligeramente mayor que los menores de 3 niveles o menos.

El indicador de daño estructural de los formatos de evaluación rápida, que se presentó con mayor frecuencia durante la inspección hecha por las brigadas fue el daño en elementos estructurales (columnas, vigas y muros de carga). La frecuencia de los otros indicadores se muestra en la siguiente figura.

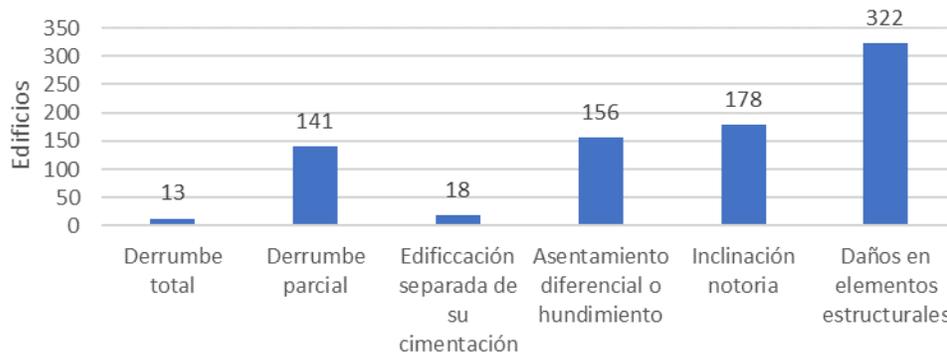


Figura 1.23 Daños identificados en las estructuras revisadas

Se identificaron cuatro tipos generales de daños que se repetían consistentemente en las estructuras revisadas.



Figura 1.24 Edificios con daños en la cubierta de mampostería en la Colonia del Valle (fotografías por Ángel Tolen, 2017)

- Daños en muros de relleno y cubierta de mampostería: se identificaron fallas constructivas en este tipo de muros en muchos de los edificios, los elementos de relleno no contaban con confinamiento ni refuerzo interior, en los marcos de las estructuras afectadas generalmente no existía daño (figura 1.24).



Figura 1.25 Muros con falla por cortante por falta de confinamiento (fotografías por Andrés Priego y Ángel Moreno, 2017)

- Daños en mampostería por falta de confinamiento: construcciones de diversas épocas y con diferentes estados de conservación se presentaron daños de este tipo principalmente en muros (figura 1.25).



Figura 1.26 Falla en confinamiento de muros en edificios habitacionales (fotografías por Alberto Baldovinos, 2017)

- Daño en la mampostería por falla en el confinamiento: se identificaron algunos casos donde los agrietamientos por cortante en la mampostería se propagaron hasta los elementos verticales de confinamiento (figura 1.26).



Figura 1.27 Columnas con daños por cortante y en recubrimiento en edificios habitacionales de la Ciudad de México (fotografías por Pablo Pardavé y Andrés Priego, 2017)

- Daño en columnas: los principales daños en columnas de concreto reforzado fueron fallas por cortante, con diferente gravedad, algunos casos de columna corta, pérdida de material del núcleo, cerca de las articulaciones y fallas por adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo (figura 1.27).

1.5 EVOLUCIÓN DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y SUS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO (NTC-S)

El primer reglamento de construcción en México fue publicado en 10 de junio de 1921 para el entonces Distrito Federal, carecía de NTC y a pesar de que una parte contenía especificaciones básicas a seguir en la construcción de los edificios, no se hace mención de los sismos o las condiciones de diseño que las estructuras debían cumplir para poder resistirlos. Se mencionan algunas condiciones obligatorias para vigas maestras, paredes divisorias, cimentación etc.

En 1942 se publicó una nueva edición del reglamento que, aunque aún carecía de NTC, ya incluía diversos apartados con características específicas que las construcciones debían cumplir. En la sección “Cargas vivas accidentales” se especificaba cómo se debía incluir, en el diseño estructural, por primera vez, el efecto del viento y los sismos.

Para las acciones sísmicas se debían considerar factores, considerados como fracciones de la aceleración de la gravedad con valores entre 0 y 0.1, que se elegían en función del uso la estructura, se determinaba entonces una *fuerza sísmica* como el producto del coeficiente correspondiente por el peso de las cargas muertas y vivas actuantes sobre un plano horizontal determinado. Este reglamento se encontraba vigente en el momento en que ocurrió el sismo de 1957, evento que propició la creación de Normas de Emergencia.

1.5.1 Reglamento de 1966

Para el año de 1966 se daba a conocer un reglamento que contenía características que de forma rudimentaria ya lo hacían más similar al actual, fue la primera vez en la que se incluyó un plano de zonificación del suelo de la Ciudad de México (figura 1.28), diferenciándolo en dos grandes grupos, la zona de baja compresibilidad y la de alta compresibilidad.

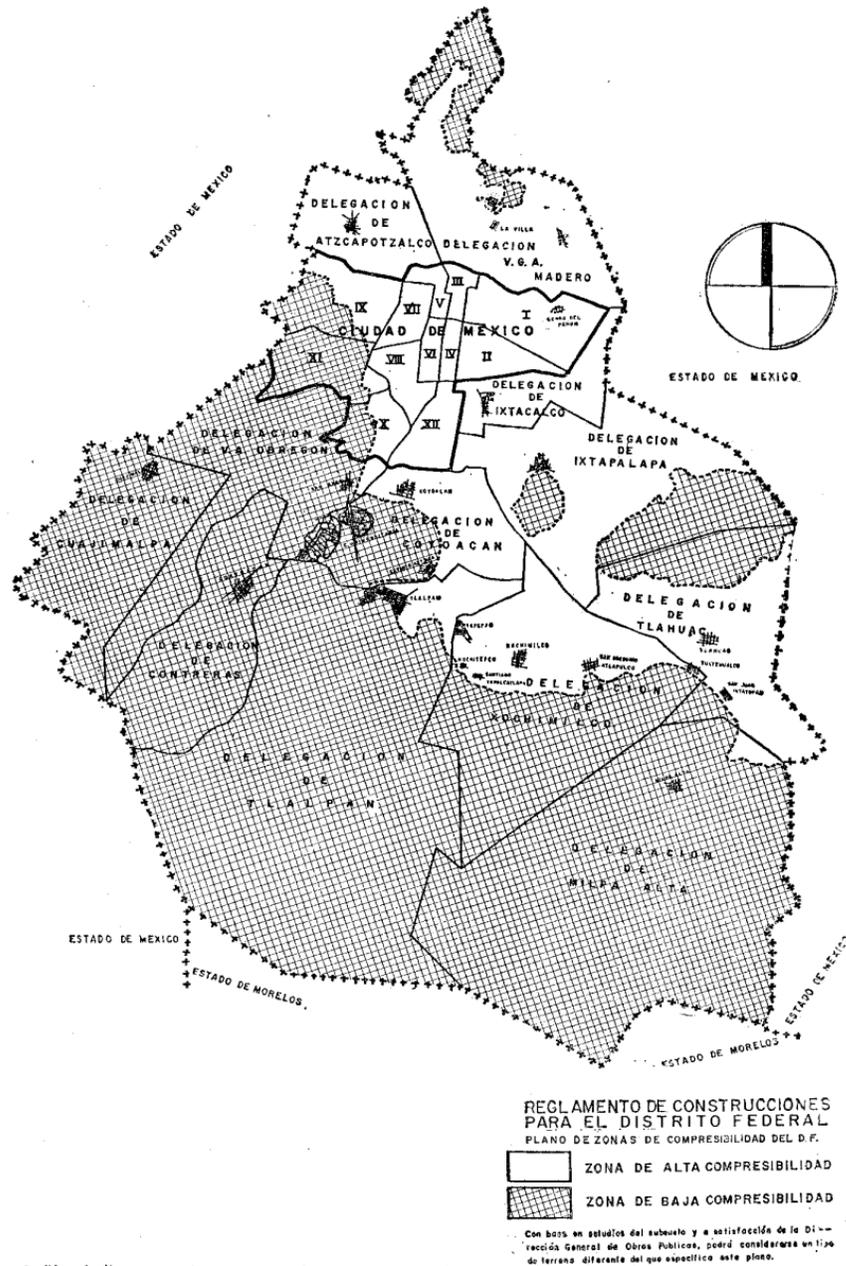


Figura 1.28 Plano de zonificación del Distrito Federal del reglamento de construcciones de 1966

El capítulo XXXI de este reglamento contenía las especificaciones para diseño por sismos, los edificios se clasificaban de acuerdo a su uso en tres grandes grupos:

CAPÍTULO 1

- Grupo A: incluía a los edificios gubernamentales y a los de servicios públicos, así como aquellos que por su naturaleza debían brindar ayuda a la ciudadanía en caso de laguna contingencia, se incluían en este grupo también a las construcciones que albergaban objetos de gran valor o las que tenían más de 400 m² de construcción.
- Grupo B: construcciones de uso público que no impliquen grandes aglomeraciones de personas, viviendas en general, almacenes y cercas de menos de 2.5 m de altura, el área total construida debía ser menor a 400 m².
- Grupo C: este grupo englobaba estructuras aisladas que no requirieran un director general de la obra y que en caso de fallar no causarían pérdidas humanas o de quipo costos o daños a edificios de los grupos A y B. Estas construcciones no requerían diseño por sismos.

También se hizo la siguiente clasificación de los tipos de estructuración:

- Tipo 1: aquellas estructuras compuestas principalmente por sistemas de marcos rígidos de concreto reforzado o acero, con dos o más elementos resistentes a fuerzas cortantes horizontales y con sistemas de piso con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir fuerzas entre elementos de distinta flexibilidad.
- Tipo 2: en su mayoría, edificios que son soportados únicamente por muros de carga o los integrados por marcos que no resisten el 50% de la fuerza cortante de diseño si trabajaran aislados, estructuras que se deformen debido a esfuerzo cortante o fuerza axial ante acciones laterales.
- Tipo 3: estructuras muy esbeltas o soportadas por una columna o una hilera de columnas, o aquellas con columnas no ligadas por elementos con suficiente rigidez y resistencia.

En función de ambas clasificaciones se seleccionaba el coeficiente sísmico correspondiente para edificios de tipo B, que era multiplicado por 1.3 para edificios tipo A.

Tabla 1.3 Coeficiente sísmico para edificaciones tipo B

TIPO DE ESTRUCTURACIÓN	ZONA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	ZONA DE BAJA COMPRESIBILIDAD
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

El reglamento establecía tres tipos de análisis, simplificado, estático y dinámico. El simplificado solo se podía seleccionar si se cumplían cuatro condiciones muy específicas relacionadas con geometría y el sistema estructural, y descartaba los efectos de torsión y momentos de volteo, verificando solo fuerzas cortantes.

En el análisis estático planteaba el cálculo de las fuerzas horizontales de diseño para cada nivel con una distribución lineal de aceleración partiendo desde un valor nulo en la base de la estructura, mientras que el dinámico ya establecía ecuaciones simples que describían el periodo natural del terreno. El análisis estático se desarrollará de forma detallada, posteriormente en este trabajo, puesto que el caso de estudio seleccionado fue diseñado en 1972 cuando se encontraba vigente esta normativa.

1.5.2 Reglamento de 1976 y las NTC de emergencia de 1985

El reglamento aprobado a fines del año 1976 contenía modificaciones muy importantes respecto a sus predecesores, se incluían normas sobre el diseño y construcción de elementos con distintos materiales, así como su análisis por sismo y viento.

La zonificación de la Ciudad de México se cambió de dos a tres tipos de suelo, blando, de transición y firme, los coeficientes sísmicos se incrementaron considerablemente y se reconocieron por primera vez los efectos de ductilidad de las estructuras, incluyendo el factor Q en el diseño por sismo, en función de sus materiales de construcción.

A pesar de que este reglamento fue reconocido a nivel mundial por las incorporaciones técnicas que hacía, se tuvo que modificar debido al sismo de 1985, que propició la publicación de normas de emergencia en octubre del mismo año, que debían ser aplicadas en la reparación de estructuras dañadas y en la construcción de nuevos edificios en las zonas de suelo blando y de transición.

Entre las modificaciones hechas destaca el incremento de los coeficientes sísmicos en las zonas II y III, en la primera de 0.20 a 0.32 y de 0.24 a 0.4 en la segunda, representando un aumento del 60 y 67% respectivamente (figura 1.29).

La clasificación de las estructuras, similar a la del reglamento de 1966, también fue afectada; se eliminó el grupo C, de construcciones aisladas o poco importantes, integrándolas al grupo B y éste a su vez se subdividió en B1 y B2, en función de la geometría y área de superficie de las estructuras, así como su localización.

Otras consideraciones como la reducción de desplazamientos máximos que pueden sufrir las construcciones, la separación de entre edificaciones contiguas e incrementos de hasta 100% en las cargas vivas, fueran hechas debido al impacto que sufrieron varias construcciones gubernamentales y civiles.

CAPÍTULO 1

1.5.3 Reglamentos posteriores a 1985 y reglamento actual

Después del sismo de 1985 se realizaron grandes esfuerzos por recopilar y analizar información sobre todas las estructuras que resultaron afectadas, esto derivó en la publicación de un nuevo reglamento en 1987, que conservaba los valores de coeficientes sísmicos modificados para las normas de emergencia de 1985, este reglamento sufrió pequeñas adecuaciones para el emitido en 1993, que estuvo en vigor hasta el 2004 cuando fue dado conocer uno nuevo con sus NTC correspondientes, las cuales dejaron de usarse a finales de 2017

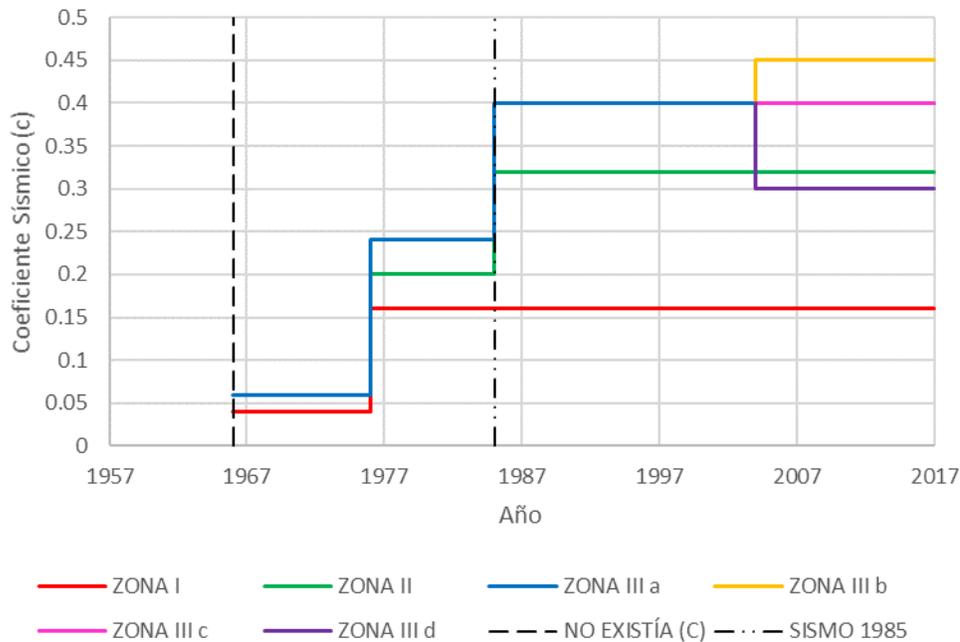


Figura 1.29 Valores del coeficiente sísmico correspondiente a cada área de zonificación, desde su inclusión en el reglamento en 1966 hasta 2017

Al año 2018, el reglamento vigente es el emitido el 17 de junio de 2016, con NTC publicadas en diciembre de 2017, se realizaron cambios significativos respecto a las normas predecesoras y se incluyeron normas adicionales como las correspondientes a la revisión y dictamen de las edificaciones y las de rehabilitación de edificios dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017.

En las NTC para diseño por sismo se hizo una modificación en la clasificación de las estructuras, se implementó un factor de sobre-resistencia y se desarrolló un programa de cómputo, denominado *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, "SASID"*.

Se establece que las construcciones se clasifiquen en grupos y subgrupos de acuerdo a su importancia:

- Grupo A: corresponden a este grupo edificaciones que, de fallar, tendrían consecuencias de gran impacto
 - Subgrupo A1: aquellas estructuras que deban mantenerse en operación después de un sismo importante y construcciones que sean vitales para la población.
 - Subgrupo A2: construcciones que puedan generar una gran pérdida de vidas humanas o material histórico y cultural o que afecten a sectores de la población que sean vulnerables.

- Grupo B: las construcciones dentro de este grupo son las destinadas a uso habitacional, comercial, laboral e industrial y que no están dentro del grupo A
 - Subgrupo B1: edificaciones que midan más de 30 m de altura o con áreas construidas equivalentes a 6,000 m² para las zonas I y II, y de más de 15 m de altura o áreas construidas mayores a 3,000 m² para la zona III, así como los anexos de construcciones que concentren a varias personas.
 - Subgrupo B2: las que no correspondan al subgrupo anterior.

El programa de cómputo *SASID* permite al ingeniero obtener los espectros de diseño para condiciones específicas, en cualquier punto de la Ciudad de México, cabe destacar que los valores para el coeficiente sísmico; presente en todos los reglamentos desde 1966, se han incrementado considerablemente y oscilan dentro de un rango que comprende desde 0.326 hasta 1.631.

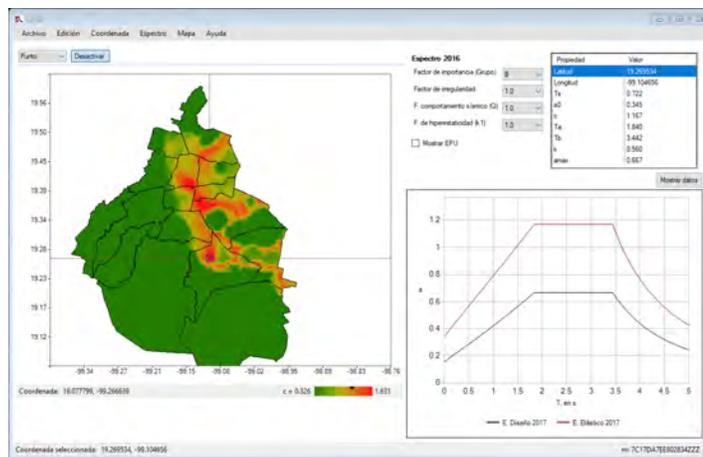


Figura 1.30 Interfaz del programa *SASID* donde se muestran los espectros de diseño y elástico correspondientes a al punto geográfico seleccionado

Los análisis dinámico y estático se detallarán en el caso de estudio de este trabajo, al igual que otros elementos incluidos por primera vez en estas normas.

Cuando la inspección visual no proporciona información suficiente para emitir un dictamen o una vez que este se ha emitido se desea conocer más del desempeño de las estructuras, se recurre a una evaluación detallada de ingeniería. En este trabajo se hará un análisis del comportamiento de una estructura específica ante las acciones dinámicas que la han afectado, mediante la construcción de modelos digitales, basados en los parámetros establecidos en la normativa más relevante, que ha estado vigente, durante la vida del edificio.

Para la evaluación de las edificaciones tras el 19-S, el gobierno de la Ciudad de México, con apoyo de organizaciones como Miyamoto Earthquake Engineering, de Japón, y la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID), iniciaron programas de capacitación de evaluadores, que a su vez puedan capacitar a otros ingenieros. En estos programas se establecían criterios diversos para la clasificación de la seguridad y daños de las construcciones.

1.6.1 Evaluación rápida de daños

El objetivo principal de esta fase es tratar de determinar lo más pronto posible si el estado de un edificio representa un riesgo inmediato para la población, estableciendo tres niveles de riesgo: bajo medio y alto, como se muestra en la figura 1.31.

Normalmente se hace uso de formatos cortos que contienen una serie de rubros que el evaluador debe identificar, dependiendo de que rubros sean los que se cumplan o no, se otorga una calificación a la estructura. En la figura 1.32. se presenta un formato de evaluación rápida, utilizado por el Gobierno de la Ciudad de México.

The image shows two versions of a form titled 'Forma de Inspección Postsísmica Evaluación Rápida' (Form of Post-seismic Inspection Rapid Evaluation) from ISCDF. The left form is the front page, and the right form is the back page.

Forma de Inspección Postsísmica Evaluación Rápida (Front Page):

- 1. Ubicación y Descripción de la Edificación.**
 - Zonificación propuesta de la ciudad para efectuar la evaluación: _____
 - Dirección: _____
 - Colonia: _____ Delegación: _____
 - Número de niveles sobre el terreno (incluyendo azotes y mezanines): _____
 - Sótanos: Sí No Cantidad: _____ Desconocido
 - Uso:
 - Casa habitación Departamentos Comercio Oficinas públicas
 - Oficinas privadas Industrias Estacionamiento Bodegas
 - Educación Recreativo Otro: _____
- 2. Estado de la Edificación.**

	Sí	No	Existen Datos
a.- Derrumbe total o parcial, edificación separada de su cimentación o falla de ésta. Hundimiento	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
b.- Inclinación notoria de la edificación o de algún entrepiso	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
c.- Daños en miembros estructurales (columnas, vigas, muros)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
d.- Daños severo en muros no estructurales, escaleras, etc.	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
e.- Daños en instalaciones eléctricas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
f.- Daños en instalaciones de gas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
g.- Grietas, movimiento del suelo o deslizamiento de talud	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
h.- Perfiles, balcones u otros objetos en peligro de caer	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
i.- Otros peligros (derrames tóxicos, líneas rotas, etc.)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
- 3. Clasificación Global.**

Revisar la edificación para las condiciones señaladas en el punto 2. De no presentarse ninguna respuesta afirmativa al inmueble se calificará como **Edificación Segura**; en caso de encontrarse un Sí en cualquiera de los incisos a, b, c, d, e, marcar como **Edificación Insegura**. Con un Sí en los puntos f, g, se debe indicar **Área Insegura** y colocar barreras alrededor de la zona en peligro. De existir dudas en esta evaluación se debe marcar **Cuidado**.

Edificación Segura Edificación Insegura Área Insegura Cuidado
- Tipo de Inspección**

Inspección exterior únicamente Inspección interior y exterior

Página 1 de 2

Forma de Inspección Postsísmica Evaluación Rápida (Back Page):

- 4. Recomendaciones.**
 - No requiere revisión futura.
 - Es necesaria evaluación detallada. (Señalar)
 - Estructural Geotécnica Otra: _____
 - Área Insegura (Colocar barreras en las siguientes áreas): _____
 - Se requiere maquinaria para remover escombros No Sí
 - Tipo: _____
 - Otros (remover elementos en peligro de caer, apuntalar, etc.): _____
- 5. Comentarios.**

Explicar los motivos principales de la clasificación _____
- 6. Inspectores.**

	Nombre	Profesión	Firma
1.-			
2.-			
3.-			

Fecha de Inspección _____

Página 2 de 2

Figura 1.32 Formato de evaluación rápida de la CDMX utilizado en 2017

CAPÍTULO 1

1.6.2 Evaluación detallada de daños y su grado de reparación

Como se muestra en el diagrama de flujo de la figura 1.31, una vez que se ha hecho una evaluación rápida, se procede a realizar una evaluación detallada para aquellas estructuras que no hayan sido calificadas como de “riesgo bajo”, esta evaluación debe ser realizada por un profesional con experiencia.

Los formatos usados para la evaluación detallada solicitan la recopilación de mayor información que pueda ayudar en la emisión de un dictamen y contienen criterios muy específicos para determinar el estado de las estructuras (figura 1.33).

The figure displays four detailed forms for structural evaluation:

- FORMATO DE CAPTURA DE DATOS PARA EVALUACION ESTRUCTURAL:** A comprehensive data capture form including sections for 'INFORMACION GENERAL DEL INMUEBLE', 'USO', 'TERMINO Y CIMENTACION', 'CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA', and 'SISTEMA DE PISO/TECHO'. It includes various checkboxes and input fields for structural details.
- VULNERABILIDAD:** A form assessing structural vulnerability, divided into 'Irregularidad en planta', 'Irregularidad en elevación', 'Sistema Estructural', and 'SISTEMA DE PISO/TECHO'. It includes a 'Sección de elementos predominantes' diagram.
- EVALUACION DE DAÑOS:** A form for damage assessment, including 'Problemas generacionales', 'Daños máximos observables' (with diagrams for columns, beams, slabs, etc.), 'Sistema de piso/techo', and 'DAÑOS EN OTROS ELEMENTOS'.
- CROQUIS DEL INMUEBLE:** A blank grid for drawing the structural layout of the building, with a note to 'Marcar el Norte' (Mark North).

Figura 1.33 Formato de evaluación detallada usado por CENAPRED en 2017

Para que un edificio pueda ser catalogado como “utilizable”, Miyamoto y USAID establecen los siguientes puntos:

- No deben presentarse daños significativos en el sistema estructural, esto es, que los sistemas de carga vertical y lateral no presenten daños importantes o que se encuentren intactos.
- No existe la caída de objetos que representen peligro.
- No se presenta evidencia de daños significativos en la cimentación o desplazamientos del suelo.
- Las salidas principales de la construcción son operables y accesibles.
- No se presentan otro de tipo de condiciones de inseguridad.

Los requerimientos para obtener la categoría de “uso restringido” son:

- Se presentan situaciones de peligro que requieren que partes de la estructura no puedan ser usadas temporalmente o que no se permita el acceso a ellas.
- Incertidumbre respecto a la seguridad de la estructura que solo puede resolverse mediante una evaluación de ingeniería.

Las estructuras se catalogan como “inseguras” cuando se cumple que:

- Se presentan peligros obvios que no permiten el acceso o uso completo del edificio, tal es el caso de inclinaciones excesivas y colapsos parciales o totales.
- Existen otros riesgos no relacionados directamente con el daño estructural, como el derrame de sustancias tóxicas.

La reparación de los daños se puede realizar para las tres categorías mencionados anteriormente, estas reparaciones se clasifican en posteriores o inmediatas, para la primera se debe cumplir que:

- Los componentes estructurales principales como son columnas, vigas, sistemas de piso y muros de carga no hayan sufrido daños mayores.
- No hay daños que comprometan el sistema de carga vertical por lo que no existe ningún peligro de colapso.
- En el sistema de carga lateral son menores o moderados.

CAPÍTULO 1

- Cuando son necesarias reparaciones de este tipo, es probable que se catalogue a la estructura como de “uso restringido”.

Las reparaciones se catalogan como “inmediatas” cuando se presentan los siguientes casos:

- Se ha detectado la presencia de daño moderado en sistema estructural, afectando principalmente los componentes de carga vertical.
- Los componentes de la cimentación presentan daños moderados, o se ha detectado una inclinación notable pero que aún se mantiene dentro de los límites de tolerancia.
- Cuando la interacción con las estructuras adyacentes (golpeteo) haya ocasionado daños moderados.
- Al igual que en las reparaciones posteriores, en caso de requerirse reparaciones inmediatas, los edificios serán clasificados como de “uso restringido”.

Solo se puede determinar que un edificio debe ser demolido si en la evaluación detallada este es clasificado como “inseguro”, se deben obedecer los siguientes criterios para acreditar la necesidad de su demolición.

- Se presenta daño severo en el sistema estructural, tanto en los componentes de carga vertical como en los de lateral.
- Cuando se presentan daño severo en la cimentación o una inclinación significativa que exceda los límites permisibles.
- Cuando la interacción con las estructuras adyacentes demuestre que la estructura no puede sostenerse por sí misma.

También es responsabilidad de los evaluadores brindar sugerencias y consejos sobre la reducción del riesgo en las inmediaciones de las estructuras dañadas, tipos de reparaciones necesarias y posibles evaluaciones posteriores a la estructura.

1.6.3 Evaluación de Ingeniería

El objetivo principal de la evaluación de ingeniería es proporcionar información cuantitativa sobre las estructuras, es decir, indicadores de desempeño de los sistemas estructurales ante las acciones sísmicas. Esto es importante ya que las evaluaciones rápida y detallada solo brindan información cualitativa con base en la inspección visual y el criterio de los evaluadores.

La evaluación de ingeniería recurre a un análisis de los resultados arrojados por diversos modelos matemáticos o digitales, usando como puntos de referencia, las especificaciones de diseño y los estados límite de servicio y falla de la normativa de construcción, así como otras recomendaciones hechas por expertos en el área de las estructuras.

En este trabajo se analiza un edificio habitacional de 16 niveles construido entre los años de 1974 y 1976, la evaluación se realiza aplicando la metodología propuesta para el diseño por sismo de las estructuras por tres reglamentos distintos y posteriormente comparando los resultados con los estados límite de servicio y falla de dichos reglamentos.

El primer análisis se hace de acuerdo con lo estipulado en el reglamento de 1966 ya que el edificio se diseñó bajo sus especificaciones, de acuerdo a este reglamento se debe realizar un análisis sísmico estático para evaluar las acciones sísmicas y sus efectos.

El segundo análisis se hace con base en las NTC del 2004 y el tercero con la normativa emitida en diciembre de 2017, esto con el objetivo principal de enfatizar las diferencias entre ambas ediciones, ya que actualmente los profesionales de la ingeniería deben hacer la transición de una normativa a la otra y es evidente que existen varias consideraciones que han cambiado.

CAPÍTULO 1

CAPÍTULO 2 PROYECTO EVALUADO Y SU CONTEXTO

2.1 ZONA DE ESTUDIO

Diferentes áreas de la Ciudad de México resultaron afectadas con los sismos de 1985 y 2017, sin embargo, en pocos lugares los daños han sido tan evidentes como en los complejos multifamiliares o las zonas de vivienda vertical que se localizan por toda la ciudad y que debido a la alta densidad poblacional que presentan, han tenido un gran impacto en la vida de numerosas familias.

2.1.1 El desarrollo de la vivienda multifamiliar en la Ciudad de México

Diversos factores fueron los que propiciaron la construcción de vivienda vertical en México y el resto de Latinoamérica, durante los años de la Segunda Guerra Mundial y posteriores, mientras que las naciones europeas se enfrentaban y posteriormente se reponían de los estragos causados por esta, en Latinoamérica, las condiciones sociales, políticas y económicas eran distintas, esto permitió que arquitectos como Oscar Niemeyer en Brasil, Néstor Gutiérrez en Colombia y Mario Pani en México, aplicaran los postulados del Movimiento Moderno, cuyo principal exponente era el arquitecto suizo Le Corbusier, en la construcción de diversos complejos habitacionales y culturales, como los mostrados en la siguiente figura.



Figura 2.1 Palácio del Planalto en Brasilia y Fuente del Museo Nacional de Antropología en la CDMX, obras del movimiento moderno, diseñadas por Oscar Niemeyer y Pedro Ramírez, respectivamente (fotografías por Gastão Guedes y México Desconocido)

Durante el siglo XX el crecimiento de la población en la Ciudad de México debido a las grandes cantidades de habitantes provenientes de otras entidades del país en búsqueda de oportunidades laborales impulsó la creación de vivienda. En los años 40 el estado se apoyó en organismos como el Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS) y el Instituto de Seguridad y Servicio Sociales de los Trabajadores del Estado (ISSSTE) para fomentar la construcción de viviendas dignas para los trabajadores, estas instituciones recurrieron al arquitecto Mario Pani y su equipo de trabajo, quienes diseñaron el primer conjunto multifamiliar en Latinoamérica e iniciaron su construcción en 1947 con apoyo de la naciente empresa *Ingenieros Civiles Asociados (ICA)*, el conjunto, llamado *Centro Urbano Presidente Alemán (CUPA)*, se construyó en la colonia

CAPÍTULO 2

del Valle al sur de la ciudad, más tarde, en 1952, también se construiría el *Centro Urbano Presidente Juárez (CUPJ)* en la colonia Roma (figura 2.2).



Figura 2.2 Los Centros Urbanos Miguel Alemán y Presidente Juárez, ambos diseñados por Mario Pani (fotografías por Fundación ICA y máspormás, 1947 y 1952)

El primer conjunto concentraría 1,080 departamentos y 212 locales comerciales en un área de 40,000 m² de los cuales solo se ocupó el 20% de ella para construcciones y el resto para áreas verdes, el segundo conjunto distribuía 1,024 departamentos y 70 locales comerciales en 19 edificios en un área de 40,000 m², contaba además con 210,000 m² de áreas verdes. Ambos complejos tenían una densidad poblacional alta comparada con la del resto de la ciudad en aquel entonces.

En 1960 se inició la construcción del proyecto de vivienda más ambicioso hasta aquella época, diseñado también por Mario Pani e inaugurado en 1964 por el presidente Adolfo López Mateos, el Conjunto Urbano Nonoalco Tlatelolco concentraba 102 edificios con más de 11,000 departamentos, para una población aproximada de 70 mil habitantes, en un área de casi un kilómetro cuadrado, el complejo también contaba con un supermercado, 19 escuelas, 13 guarderías, una secundaria, una preparatoria, clínicas médicas y diversas áreas recreativas (figura 2.3).



Figura 2.3 El conjunto Urbano Nonoalco Tlatelolco poco después de su inauguración (fotografías por Rodrigo Moya y Fundación ICA, 1962)

En 1972 se crearon organismos como el INFONAVIT y el FOVISSSTE con el objetivo de otorgar créditos a los trabajadores para la adquisición de vivienda, durante los años posteriores, la construcción de vivienda vertical siguió creciendo en el Distrito Federal y se desarrollaron más complejos en la zona sur de la ciudad como las Torres de Mixcoac, y la Integración Latinoamericana.



Figura 2.4 Colapsos en el CUPJ y del edificio Nuevo León en Tlatelolco (fotografías por Excelsior y Marco A. Cruz, 1985)

El sismo del 1985 tuvo un gran impacto en Tlatelolco y el CUPJ, diversos edificios colapsaron y otros más resultaron dañados. En el CUPJ tres de los edificios más altos, de 10 y 12 niveles, colapsaron y otros nueve fueron demolidos posteriormente debido al alto costo que representaba su reparación, en la actualidad solo sobreviven los edificios más bajos de tres niveles. En Tlatelolco 12 edificios resultaron afectados, siendo el edificio Nuevo León el caso más grave, pues la mayor parte de él colapsó, destruyéndose al instante 192 departamentos y cobrando la vida de más de 200 personas, los daños se aprecian en las figuras del conjunto 2.4.

2.1.2 Unidad Habitacional Integración Latinoamericana (UHILA)

La Unidad Habitacional Integración Latinoamericana (UHILA) se localiza en la zona de Copilco, Coyoacán, en las inmediaciones de Ciudad Universitaria, cuenta con accesos por las avenidas Universidad y Cerro del Agua, recibe este nombre ya que cada edificio fue nombrado como un país de América Latina, es un conjunto que por su cercanía con la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) constituye un punto de encuentro e interacción entre habitantes de diversas edades y profesiones, pues un alto porcentaje de la población del conjunto se dedica a la docencia, investigación o son estudiantes de distintos grados del nivel superior. En el 2007 la unidad quedó dentro del polígono de amortiguamiento nivel 2 del Campus Central de la UNAM al ser declarado patrimonio cultural de la humanidad por la UNESCO, en la figura 2.5 se muestra un croquis general del conjunto.

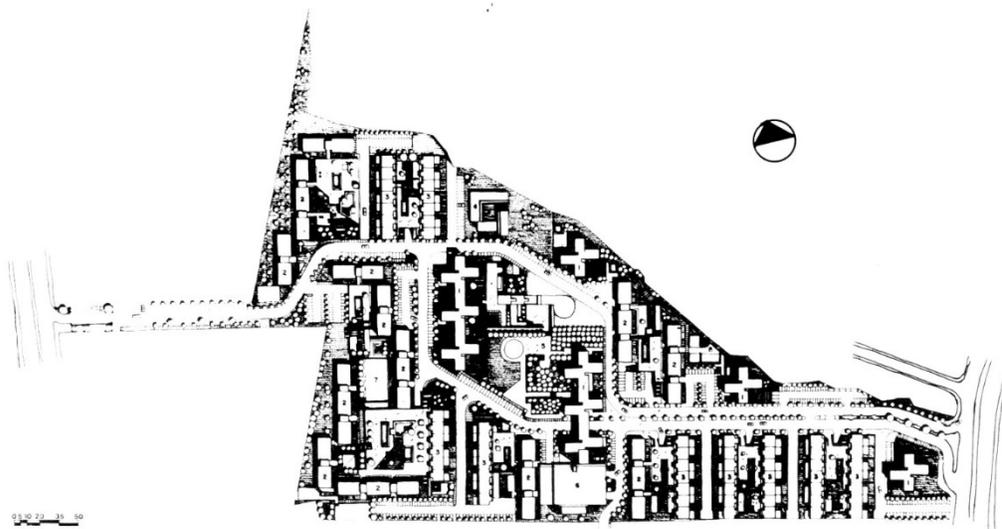


Figura 2.5 Croquis general del conjunto habitacional (Navegando la Arquitectura, 2013)

2.1.2.1 Historia y desarrollo del conjunto

El proyecto fue planeado y construido entre los años 1974 y 1976 durante el sexenio de Luis Echeverría Álvarez y fue promovido por el FOVISSSTE, de reciente creación, que estaba bajo la gestión del arquitecto Enrique Ávila Riquelme.

El grupo Sánchez Arquitectos y Asociados fue el encargado de desarrollar los proyectos arquitectónico y urbano, varias condiciones iniciales se plantearon con el fin de aprovechar al máximo el espacio disponible y crear un ambiente adecuado para la futura población. Entre los puntos establecidos se debía considerar:

- Minimizar el impacto de la unidad sobre circulación vehicular de la zona.
- Una disposición de los edificios de forma que se pudiera aprovechar la luz natural y las corrientes de viento.
- Dotar al conjunto de suficientes espacios de estacionamiento para los habitantes y visitantes.
- Integrar diversos usos de suelo dentro de la unidad.
- Brindar a la población espacios libres y áreas de recreación sin que se generara perturbación entre personas y vehículos, así como;
- Una jerarquización de los espacios desde el semipúblico hasta áreas privadas.

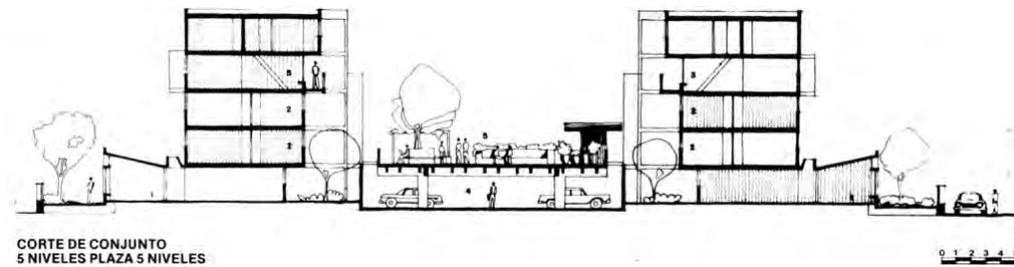


Figura 2.6 Corte de un conjunto de 5 niveles (edificios tipo A) que combina espacios públicos elevados, áreas verdes y recreativas, estacionamientos y áreas habitacionales con espacios abiertos privados (Navegando la Arquitectura, 2013)

Lo anterior se tradujo en un proyecto integrador con características peculiares, completamente diferentes a las de las unidades circundantes.

Para garantizar la mínima interferencia con la avenida Universidad, arteria vehicular importante en la zona, solo se permitiría la salida de vehículos por ese punto, el acceso de los mismos solo sería por Cerro del Agua.

La distribución de los edificios se realizó de manera tal que no existiera interferencia en la incidencia solar y se pudieran aprovechar los espacios entre ellos para la colocación de estacionamientos, plazas públicas, áreas verdes, recreativas y comerciales, esto se logró gracias al diseño de construcciones de diversas plantas y alturas; y con distribución de viviendas de tamaños variados que oscilan entre los 75 y 120 m², lo cual a su vez ha permitido la interacción de diversas familias con distinto poder adquisitivo en un área relativamente compacta.

Algunas soluciones creativas como el uso de las cubiertas de los estacionamientos como plazas y jardines semipúblicos que al mismo tiempo sirven de acceso a las viviendas o la presencia de departamentos en dos niveles, que modifican la geometría de los edificios, han colaborado en la generación de una atmósfera urbana agradable y arquitectónicamente variada (figura 2.6).

2.1.2.2 Características técnicas del conjunto

La superficie total del polígono de la UHILA es de 108,450 m², de los cuales 18% han sido destinados a la circulación vehicular, 60% a circulación de los habitantes; áreas públicas, verdes y recreativas, 6% a la operación y suministro de servicios y solo el 16% es ocupado por los edificios habitacionales y las áreas comerciales.

El conjunto cuenta con un total de 1,640 viviendas distribuidas en 27 edificios de 5 tipos, cada uno con distintas tipologías, presentando desde una hasta tres distribuciones de vivienda en un solo edificio, todas las estructuras son de concreto reforzado y mampostería perforada. Los tipos de edificios y sus características son los siguientes:

CAPÍTULO 2

- **Edificio tipo A**



Figura 2.7 Fachada oriente del edificio Perú a la izquierda y plaza elevada de acceso a los departamentos de las plantas superiores del edificio Granda a la derecha (archivo personal, 2018)

En total hay nueve edificios de este tipo dentro del conjunto, cuentan con 5 niveles y están divididos en siete bloques, cada uno con 5 viviendas, tienen dos fachadas principales, una da acceso a las viviendas de planta baja, que cuentan con jardín y patio de servicio privados, y la otra permite el acceso a las viviendas de altura a través de una plaza elevada, las viviendas de altura presentan dos tipos de distribución por bloque, dos departamentos de un nivel en los niveles 2 y 3; y dos tipo dúplex que ocupan los niveles 4 y 5, el sistema estructural de estos edificios es de mampostería con refuerzo interior combinado con un sistema de piso de vigueta y bovedilla (figura 2.7).

- **Edificio tipo B**



Figura 2.8 Edificios Colombia y Ecuador desde distintos ángulos (archivo personal, 2018)

Se presentan cinco edificios de este tipo en la unidad, tienen planta rectangular y están conformados por 2 bloques de 10 niveles, los primeros dos niveles de cada bloque están ocupados por tres viviendas con accesos privados desde la planta baja, de los niveles 3 al 10, los departamentos son de 2 plantas, habiendo 16 departamentos en cada bloque. Este tipo de edificio cuenta con un cubo de elevadores y su estructuración es a base de marcos de concreto reforzado en la zona del vestíbulo, combinados con un sistema de losas planas aligeradas y algunos muros de cortante de mampostería (figura 2.8).

- **Edificio tipo C**



Figura 2.9 Edificios El Salvador y Paraguay (archivo personal, 2018)

Hay ocho edificios de este tipo, tienen una estructura similar a los del tipo B, están conformados por 3 bloques, los bloques de los extremos son exactamente iguales a los del tipo B, el bloque central comparte la distribución de los otros bloques en los primeros 2 niveles, del nivel 3 al 10, se presentan 2 departamentos de una sola planta por nivel. Posee un sistema estructural idéntico a los edificios tipo B (figura 2.9).

- **Edificio tipo D**



Figura 2.10 Fachadas oriente y poniente del edificio Brasil (archivo personal, 2018)

Son los edificios más altos del conjunto, tienen 16 niveles de departamentos y un cuarto de máquinas en la azotea, su planta tiene forma de cruz con 4 departamentos

CAPÍTULO 2

de una sola planta por nivel, desde la planta baja hasta el último nivel las viviendas presentan la misma distribución. Su sistema estructural sigue los principios básicos de los edificios tipo B y C, prevalece la presencia del sistema de losas planas aligeradas, en el área de los departamentos, complementadas con muros de cortante. En el núcleo del edificio, ocupado por los vestíbulos de cada nivel, el cubo de elevadores y las escaleras, el sistema estructural es de marcos rígidos con losas macizas (figura 2.10).

- **Edificio tipo E**



Figura 2.11 Edificios Venezuela y México, los únicos dos edificios del tipo E (archivo personal, 2018)

Solo hay dos edificios de este tipo en la unidad y cuentan con la mayor área en su base, la forma básica de su planta es la unión de tres edificios del tipo D, comparten características en la distribución de las viviendas, excepto en la planta baja que está destinada a uso comercial, tiene el mismo sistema estructural que el tipo D, pero solo tiene 14 niveles para vivienda, en la azotea se localiza el cuarto de máquinas (figura 2.11).

2.1.2.3 Afectaciones por los sismos

La zona de estudio se localiza en el pedregal de la Ciudad de México que corresponde a la zona I en el plano de zonificación sísmica, históricamente se ha considerado que esta área de la ciudad difícilmente podría resultar dañada debido a las acciones sísmicas, sin embargo, la respuesta de las estructuras ante el sismo del 19 de septiembre de 2017 ha puesto en duda esta creencia.

De acuerdo con los testimonios de los vecinos de la unidad, el sismo de 1985 casi no pudo percibirse en el área y no se registraron daños de ningún tipo en las diferentes estructuras de la UHILA, la señora Rosa Pérez, que habita en un departamento en el 4to nivel de un edificio del tipo A desde 1979, comenta “ya estaba levantada y apenas pude percibir un ligero movimiento, no sentí la necesidad de bajar a la plaza”. Al igual que ella, otros vecinos relatan experiencias similares.

Después el 19-S fue necesaria la inspección de las estructuras que integran la UHILA pues no solo pudo percibirse el sismo de forma distinta al de 1985, la edad del conjunto, 41 años en ese momento, ya se veía reflejada en las construcciones aun antes de la

contingencia, en algunos edificios se pueden observar los efectos de la falta de mantenimiento, exposición del armado de elementos estructurales por la pérdida del recubrimiento y manchas que denotan humedad, son algunos de los casos más comunes, como se muestra en la siguiente figura.



Figura 2.12 Armado de nervaduras expuesto en los edificios Argentina y Brasil (archivo personal, 2018)

La respuesta de las personas que habitan la unidad fue similar a la de la gente que se encontraba en CU. Yaman Agha, estudiante francés de intercambio, relata “nunca había sentido algo así en mi vida, yo estaba en mi cama y no podía dejar de moverse, me quedé paralizado y no pude salir del departamento”, la señora Rosa Pérez comentó que nunca había sentido un sismo igual y que la experiencia fue totalmente distinta a la vivida en 1985, “por cómo se movía todo, pensé que la Torre Brasil se iba a caer”, dijo también.

De los cinco tipos de edificios que se localizan en la unidad, los tipos D y E, que son los más altos dentro del conjunto, fueron los que sufrieron afectaciones por el sismo de 2017, se presentaron dos principales tipos de daño en la mampostería.

- Daños por cortante en muros sin confinamiento lateral, este fue el más común de los daños y se presentó prácticamente en todos los niveles de los edificios tipo E y en varios niveles de los edificios tipo D, siendo la Torre Brasil la más afectada del tipo D (figura 2.13).



Figura 2.13 Muros de los edificios tipo D y E con daños por cortante, el de la derecha exhibe una reparación incorrecta (archivo personal, 2018)

CAPÍTULO 2

- Daños en la interfaz entre muros diafragma y el sistema de piso, aunque en menor cantidad, este tipo de daños también se identificaron en los edificios D y E, los más evidentes igualmente se presentaron en la Torre Brasil (figura 2.14).



Figura 2.14 Muros diafragma dañados en la zona de contacto con las losas planas en los edificios tipo D y E (archivo personal, 2018)

2.2 CASO DE ESTUDIO

A pesar de que no se reportaron daños en las columnas y los sistemas de piso de ninguna de las edificaciones de la UHILA, resulta de interés la presencia de los daños en la mampostería de las construcciones, ya que estos, aunque fueron ligeros, se pudieron identificar en todos los edificios de 14 y 16 niveles, siendo una señal clara de “trabajo” por parte de las estructuras.

Para este trabajo se seleccionaron los edificios tipo D para hacer la evaluación de ingeniería. Las Torres Argentina, Brasil y Cuba se construyeron bajo las especificaciones de los mismos planos arquitectónicos y estructurales, sin embargo, la Torre Brasil resultó ser la más afectada por el sismo de 2017.

Las características del proyecto correspondiente a los edificios tipo D se obtuvieron de los planos originales disponibles en la administración de la UHILA, debido al mal estado de conservación del material y la pérdida de otros planos más, algunos detalles se suponen, basándose en la observación de las construcciones y los detalles del resto de los planos.

2.2.1 Proyecto Arquitectónico

La planta del edificio tiene forma de cruz griega, ligeramente desfasada, por lo que no es simétrica, midiendo 29.05 y 29.25 m en su base y altura respectivamente (figura 2.16). La estructura consta de 16 niveles habitables y una altura total de 49.16 m desde el basamento, el terreno sobre el que se desplanta tiene un área total 400 m².

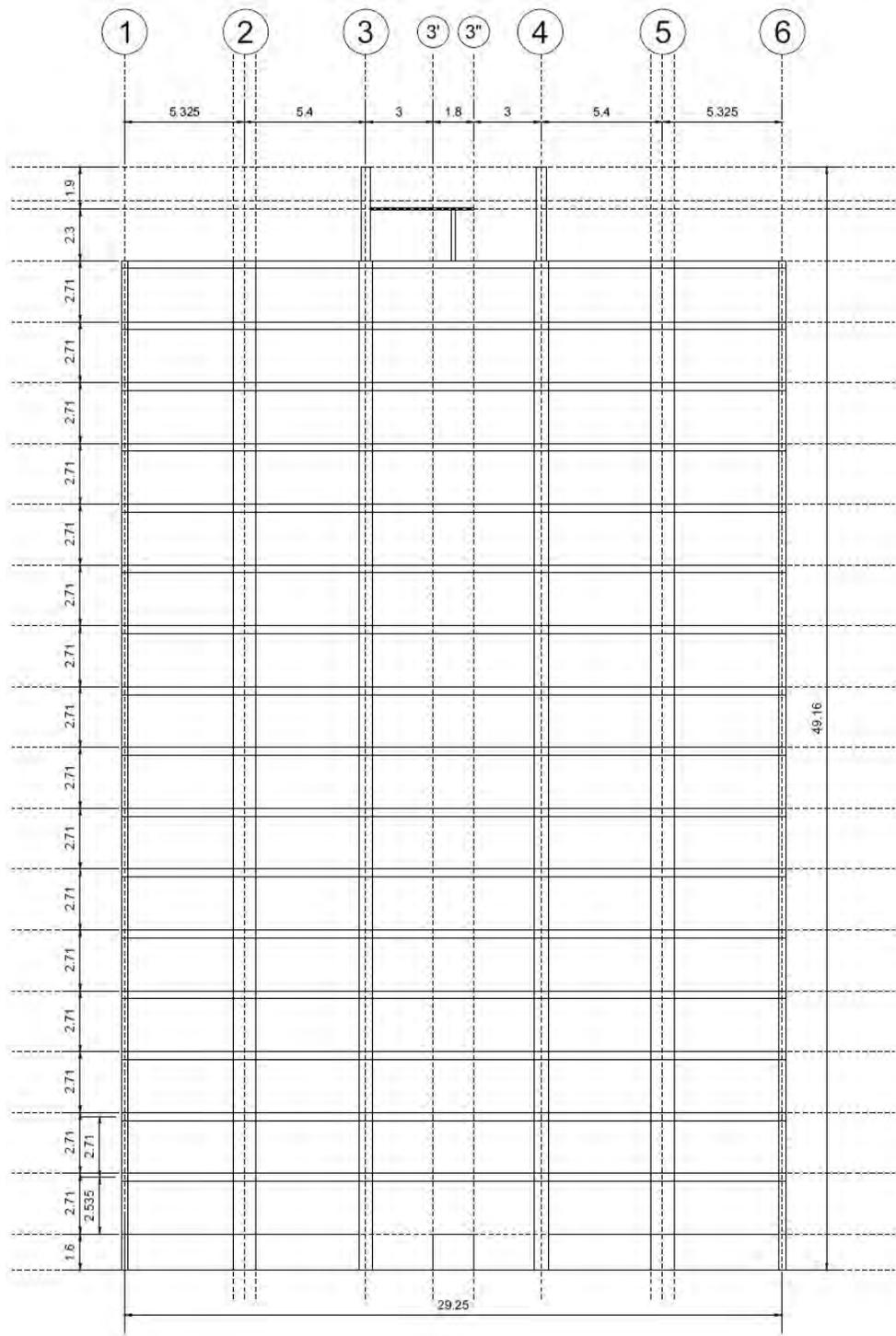


Figura 2.15 Corte lateral del edificio

Todos los niveles cuentan con la misma distribución, cada uno con cuatro departamentos, la altura de los entresijos es de 2.71 m, con excepción de la planta baja, y en el núcleo del edificio se encuentran el vestíbulo de cada nivel, las escaleras y el cubo de elevadores (figura 2.15).

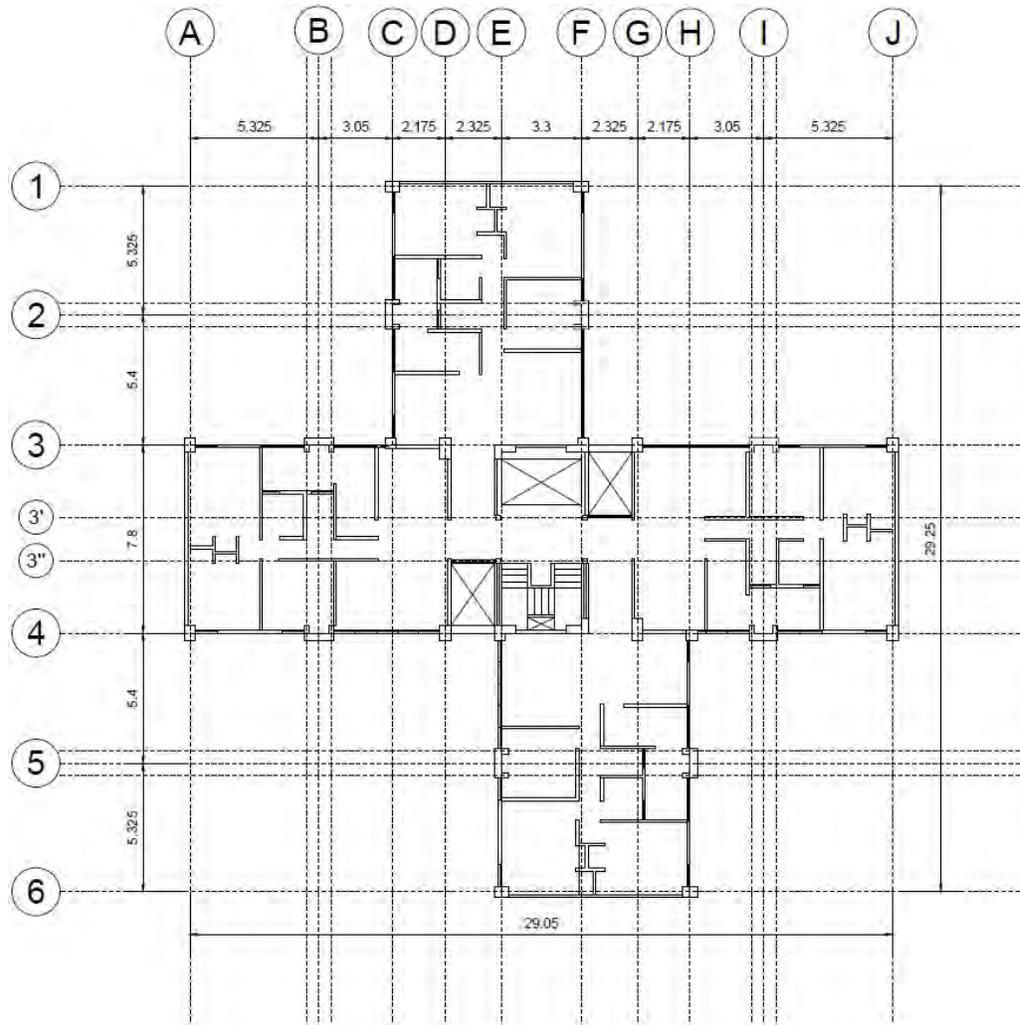


Figura 2.16 Croquis de la planta arquitectónica del conjunto

2.2.2 Proyecto de cimentación

El edificio está cimentado con un sistema de zapatas de concreto reforzado, desplantadas a 3.8 m de profundidad, las zapatas están ligadas con un sistema de contratraves de distintas secciones, adicionalmente algunas columnas están ligadas con muros de contención de concreto y mampostería, los croquis y cortes generales de las zapatas se muestran en las figuras 2.17 y 2.18.

Tabla 2.1 Parámetros principales de zapatas rectangulares

TIPO	A x B (cm)	H (cm)	H (cm)	As
Z1	250 x 270	65	20	#6 @ 15
Z2	300 x 360	75	20	#6 @ 12
Z3	340 x 400	85	25	#8 @ 15

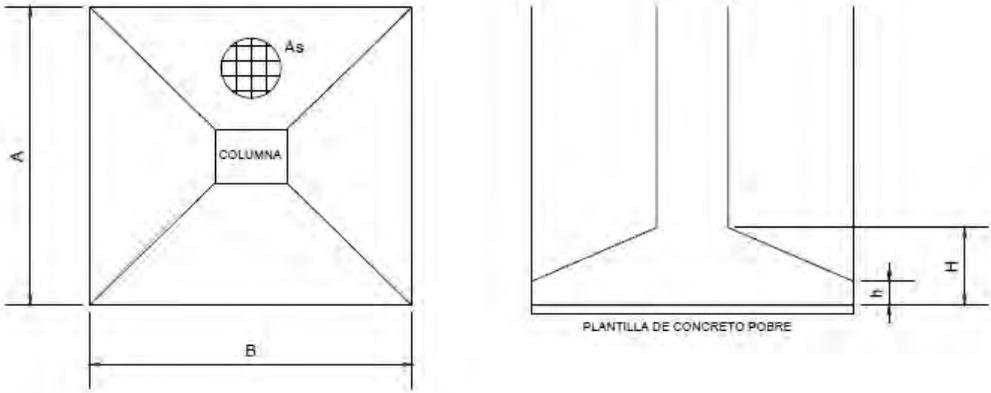


Figura 2.17 Zapatas rectangulares tipo

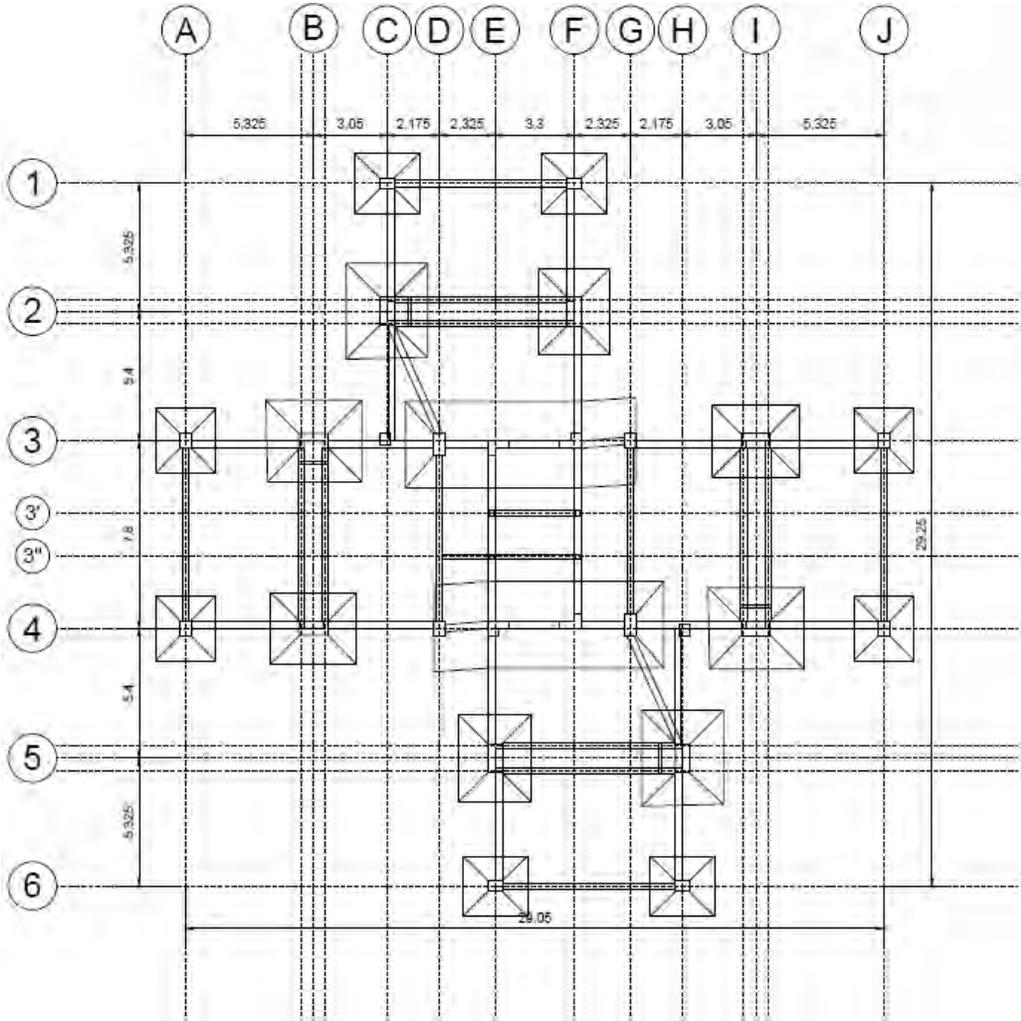


Figura 2.18 Croquis de distribución de zapatas y contrarabes

CAPÍTULO 2

2.2.3 Proyecto estructural

El sistema estructural del proyecto es complejo, la configuración básica empleada en todos los niveles es de: marcos rígidos con losas macizas en el vestíbulo, combinados con losas planas en la zona de los departamentos, en el primer nivel también se usaron algunos muros de carga y contención de mampostería y otros de concreto reforzado.

2.2.3.1 Columnas

En todo el edificio se usaron 8 tipos de columnas, cuyas secciones y armados son variables en función de los distintos niveles (figura 2.19). La resistencia del concreto $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ de la cimentación al nivel 10 y de 250 kg/cm^2 en los niveles siguientes y hasta la azotea, con acero de refuerzo con límite de fluencia (f_y) entre 4000 y 5000 kg/cm^2 , de acuerdo a las especificaciones de los planos. Detalles de los traslapes, estribos y anclajes pueden ser consultados en los planos originales.

Tabla 2.2 Tipo de columnas y armado correspondiente

TIPO	DE CIMENTACIÓN A NIVEL 4			DE NIVEL 4 A NIVEL 7			DE NIVEL 7 A NIVEL 10		
	SECCIÓN (cm)	REFUERZO	ESTRIBOS	SECCIÓN (cm)	REFUERZO	ESTRIBOS	SECCIÓN (cm)	REFUERZO	ESTRIBOS
C1	60x45	8#8	1E#4@30	60x45	8#8	1E#3@30	60x45	4#8 4#6	1E#3@30
C2	60x45	8#8	1E#4@30	60x45	8#8	1E#4@30	60x45	8#8	1E#3@30
C3	90x45	16#10	2E#4@30	75x45	8#10 4#8	1E#4@30 1E#2@30	60x45	4#10 4#8	1E#4@30
C4	Plano	16#8 4#6	3E#3@30	Plano	14#8	3E#3@30	Plano	14#8	3E#3@30
C5	Plano	20#8	2E#4@30 1E#3@30	Plano	14#8	3E#3@30	Plano	14#8	3E#3@30
C6	Plano	14#10	2E#4@30	Plano	7#10 7#8	2E#4@30	Plano	4#10 4#8	2E#3@30
C7	Plano	7#10 7#8	2E#4@30	Plano	14#8	2E#3@30	Plano	7#8 7#6	2E#3@30
C8	Plano	14#10	2E#4@30	Plano	7#10 7#8	2E#4@30	Plano	14#8	2E#3@30
TIPO	DE NIVEL 10 A NIVEL 13			DE NIVEL 13 A AZOTEA			DE AZOTEA A CUARTO DE MÁQUINAS		
	SECCIÓN (cm)	REFUERZO	ESTRIBOS	SECCIÓN (cm)	REFUERZO	ESTRIBOS	SECCIÓN (cm)	REFUERZO	ESTRIBOS
C1	60x45	4#8 4#6	1E#3@30	60x45	4#8 4#6	1E#3@30	----	----	----
C2	60x45	4#8 4#6	1E#3@30	60x45	4#8 4#6	1E#3@30	----	----	----
C3	45x45	8#8	1E#3@30	45x45	4#8 4#6	1E#3@30	----	----	----
C4	Plano	10#8 4#6	3E#3@30	Plano	10#8 4#6	3E#3@30	----	----	----
C5	Plano	10#8 4#6	3E#3@30	Plano	10#8 4#6	3E#3@30	----	----	----
C6	Plano	8#8	2E#3@30	Plano	Plano	Plano	45X25	4#8	2E#2@30
C7	Plano	7#8 3#6	2E#3@30	Plano	7#8	2E#3@30	45X25	4#8	2E#2@30
C8	Plano	7#8 7#6	2E#3@30	Plano	7#8 3#6	2E#3@30	45X25	4#8	2E#2@30

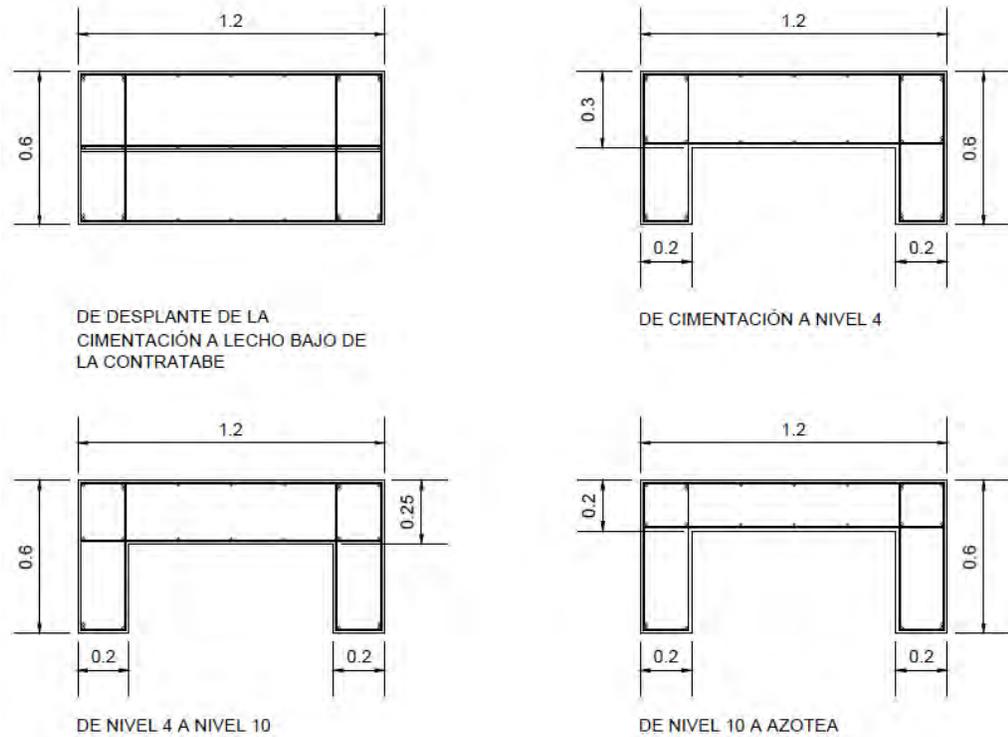


Figura 2.19 Secciones de las columnas tipo C4 y C5

2.2.3.2 Vigas

Solo se emplean 4 tipos de vigas en cada nivel del núcleo del edificio, adicionalmente a medio nivel del cubo de elevadores se emplean 2 dalas con secciones más pequeñas y algunos castillos y en las escaleras están formadas por losas macizas de 15 cm de espesor apoyadas sobre 2 tipos más de dalas (figura 2.20). El confinamiento del cubo de elevadores no se modela en este trabajo.

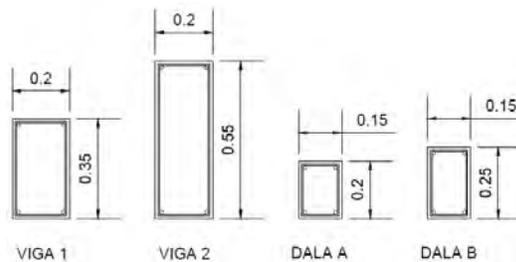


Figura 2.20 Secciones de los miembros a flexión principales

2.2.3.3 Losas

El sistema de piso es la parte más compleja de todo el sistema estructural, se emplearon losas planas aligeradas. En la conexión de las columnas con la losa hay capiteles de concreto con $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con límite de fluencia (f_y) entre 4000 y 5000 kg/cm^2 . El espesor de la losa es de 35 cm de los cuales 5 cm

CAPÍTULO 2

conforman una capa de compresión y la retícula está conformada por bloques de aligeramiento de 40 cm por lado (figura 2.21).

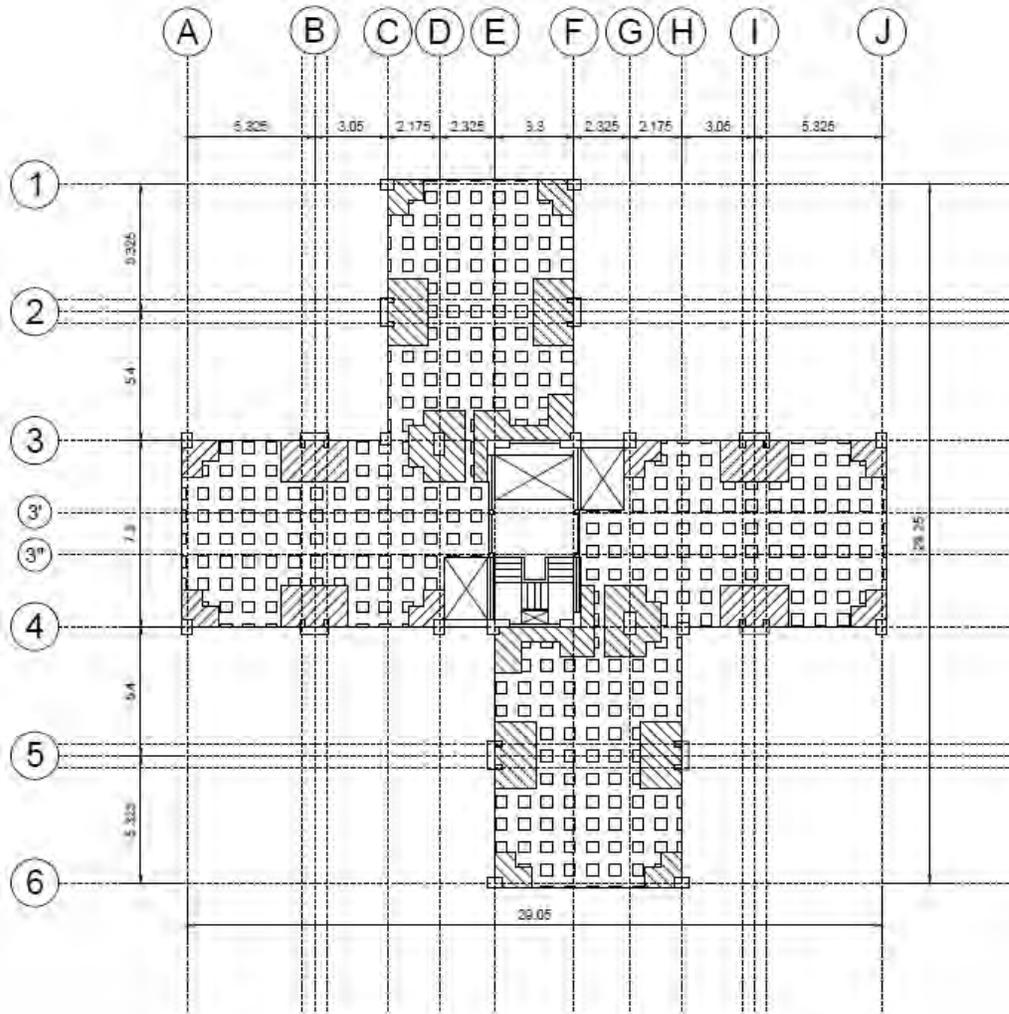


Figura 2.21 Croquis del sistema de piso de cada nivel, se resaltan los capiteles y la losa plana, en el núcleo se emplearon losas macizas

Las nervaduras tienen secciones que rondan los 25 cm de base por 35 cm de altura, contando la capa de compresión, los armados son variables dependiendo de la posición que ocupen dentro del sistema de piso, sin embargo, todas mantienen un recubrimiento de 1.5 cm.

En el núcleo del edificio se emplearon losas macizas con 10 cm de espesor al igual que en las escaleras del conjunto y en la cubierta del cuarto de máquinas.

2.2.3.4 *Elementos adicionales*

Pretilos distribuidos en el perímetro de la estructura, que ligan algunas columnas con el sistema de piso, aportan rigidez al sistema, en la planta baja estos pretilos se complementan con faldones, ambos elementos son de concreto reforzado.

CAPÍTULO 3 EVALUACIÓN DEL PROYECTO

Como se menciona anteriormente la evaluación del comportamiento sísmico del proyecto se realiza aplicando la metodología de diseño por sismo de los reglamentos y normas de 1966, 2004 y 2017, considerando acciones de diseño y los desplazamientos producidos por estas, los cuales serán utilizados para el análisis de los estados límite correspondientes.

3.1 MODELADO DE LA ESTRUCTURA

Se realizaron 3 modelos, respetando la misma geometría en todos, con apoyo de un programa de cómputo especializado en el análisis y diseño estructural, tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- Todas las secciones de columnas listadas en la tabla 2.2 del capítulo 2 fueron modeladas.
- La losa reticular se modeló respetando un espaciamiento entre ejes de nervaduras de 64 cm, con una capa de compresión de 5 cm, y todos los capiteles cuentan con las dimensiones exactas de los planos, a pesar de su alto grado de irregularidad.
- Para el núcleo del edificio se crearon las cuatro secciones de vigas mostradas en la figura 2.20 y una de losa maciza de 10 cm de espesor.
- Se modelaron muros de mampostería de 15 y 30 cm de espesor y pretilas de concreto reforzado de 10 cm de espesor y 1.1 m de altura.
- En todos los sistemas de piso se asignó un diafragma rígido.
- Los apoyos asignados a cada elemento columna o castillo son de tipo simple.
- Elementos no estructurales como muros divisorios de yeso o mampostería, las escaleras y el cubo de ascensores no se incluyen dentro de ningún modelo.
- Las acciones dinámicas producidas por las bombas del cuarto máquinas no se incluyen ya que no se pudo acceder a esta información.
- Las propiedades de los materiales son las indicadas en los planos, aquellas que no se pudieron identificar se estimaron con base en las recomendaciones de la normativa aplicada a cada modelo y en fichas técnicas de diversos fabricantes de materiales.

CAPÍTULO 3

En cada modelo se aplicaron las acciones y combinaciones especificadas en la normativa correspondiente. En los subtemas posteriores, se explica a detalle la elección y el cálculo de estas, haciendo énfasis en la determinación de las fuerzas sísmicas. En la figura 3.2 se muestra de manera general la geometría con la que cuentan los tres modelos.

Los resultados del análisis, fuerzas y desplazamientos, de cada modelo se analizan y comparan en el capítulo 4.

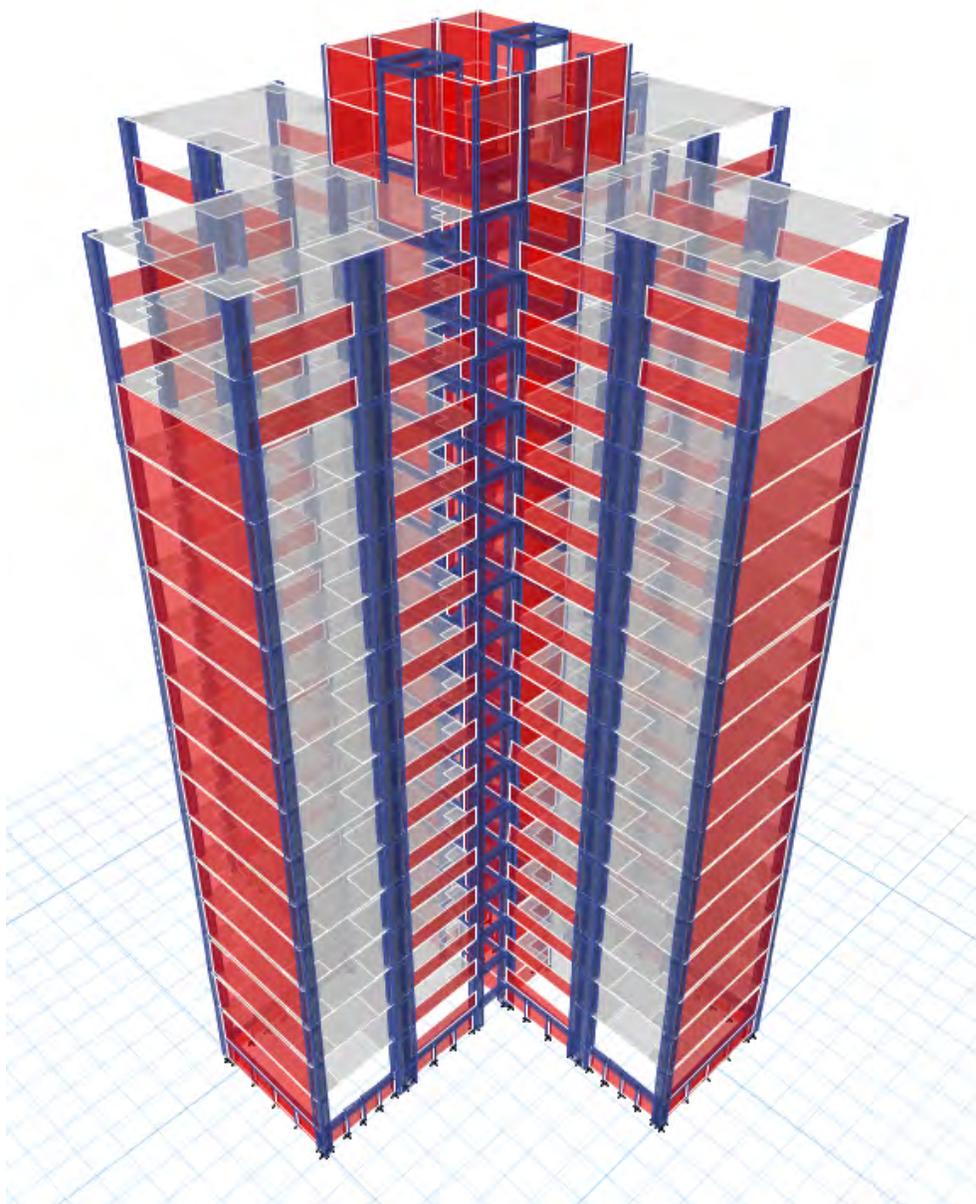


Figura 3.1 Vista tridimensional del modelo realizado, en azul se muestran columnas, vigas y castillos; en rojo muros y pretilas y en gris el sistema de losa plana con capiteles

3.2 EVALUACIÓN BASADA EN LA NORMATIVA DE 1966 (MODELO 1)

El artículo XXXI de este reglamento detalla las condiciones para realizar un diseño sísmico de las estructuras, en este artículo se plantean tres tipos de análisis, simplificado, estático y dinámico, como se menciona en el capítulo 1 de este trabajo el método seleccionado para evaluar el proyecto es el método estático, ya que no se cumplen las consideraciones para la realización de uno simplificado y la normativa tampoco es clara con el desarrollo a seguir en un análisis de tipo dinámico.

En el artículo 240 del capítulo XXVIII de elementos de concreto, se establecen las combinaciones que deben considerarse con sus factores correspondientes, están son:

$$1.4CM + 1.4CV_s$$

$$1.1CM + 1.1CV_m$$

$$1.1CM + 1.1CV_s + 1.1CS$$

donde

CM corresponde a la carga muerta que incluye el peso propio de todos los elementos estructurales y los acabados.

CV_s es la carga viva para fuerzas sísmicas, con valores de 110, 250 y 40 kg/m² en pisos con uso habitacional, de pasillos y azotea respectivamente, de acuerdo con la tabla de cargas vivas del capítulo XXIV.

CV_m es la carga viva más desfavorable, con valores de 150, 500 y 100 kg/m² en pisos con uso habitacional, de pasillos y azotea respectivamente.

CS es la carga accidental, correspondiente al sismo en este caso.

No se hace mención del sentido en que deben actuar estas combinaciones por lo que se tomó la decisión de aplicar las fuerzas sísmicas en las direcciones X y Y , con sentido positivo.

Se deben considerar algunos factores sencillos para determinar el coeficiente sísmico.

3.2.1 Clasificación de la construcción:

Grupo B con estructuración **tipo 1**, ya que el edificio es de uso habitacional, sin grandes aglomeraciones de personas; conformado por un sistema de columnas y losas planas reticulares, de acuerdo con el artículo 268 del capítulo XXXI.

CAPÍTULO 3

3.2.2 Selección de coeficiente sísmico (C):

Tabla 3.1 Coeficiente sísmico (C) en función del tipo de estructuración y la zonificación

TIPO DE ESTRUCTURACIÓN	ZONA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	ZONA DE BAJA COMPRESIBILIDAD
1	0.06	0.04
2	0.08	0.08
3	0.15	0.10

3.2.3 Análisis estático

Se supone una distribución lineal de aceleraciones para el cálculo de las fuerzas cortantes que actúan a la altura de cada nivel de la construcción, la fuerza horizontal actuante sobre cada nivel (F_i) queda definida por la ecuación

$$F_i = CW \frac{W_i H_i}{W_1 H_1 + W_2 H_2 + \dots + W_n H_n} \quad (3.1)$$

donde

H_i = la elevación del piso i medida desde la base de la estructura

W_i = el peso del piso i

n = número de pisos

3.2.3.1 Determinación del peso de la estructura (W):

De acuerdo con el artículo 270 en el cálculo de (W) debe incluirse un valor de carga viva para fuerzas sísmicas, mencionado anteriormente, estos valores se incluyeron en el apartado de carga adicional de la siguiente tabla.

Tabla 3.2 Estimación del peso de cada nivel y el peso total de la estructura

NIVEL	MAQ	N16	N15	N14	N13	N12	N11	N10	N9
CARGA ADICIONAL (t)	0.080	21.720	15.109	15.109	15.109	15.109	15.109	15.109	15.109
PESO POR NIVEL, W_i (t)	30.109	320.244	356.740	357.394	359.240	359.752	359.752	361.754	363.757
NIVEL	N8	N7	N6	N5	N4	N3	N2	N1	PESO TOTAL EDIFICIO, W (t)
CARGA ADICIONAL (t)	15.109	15.109	15.109	15.109	15.109	15.109	15.109	15.109	
PESO POR NIVEL, W_i (t)	363.757	364.782	365.808	365.808	367.436	369.064	369.064	490.021	5924.482

Ya que se conocen los diferentes valores de W_i y W se puede proceder al cálculo de las fuerzas horizontales que actuarán en la estructura, haciendo uso de la ecuación 2.1.

3.2.3.2 Determinación de las fuerzas laterales (F_i):

Aplicando la ecuación 2.1 para la F_i tenemos:

$$F_2 = (0.04)(6076.417) \frac{(380.481)(6.845)}{144533.702} = 4.511 t$$

Aplicando la ecuación a cada entrepiso, se obtienen las siguientes fuerzas:

Tabla 3.3 Desarrollo del cálculo de F_i

FUERZA	PESO POR NIVEL, W_i (t)	ELEVACIÓN, H_i (m)	ALTURA DE PISO (m)	$(W_i)(H_i)$	F_i (t)	FUERZA CORTANTE, V (t)
F17	30.109	47.26	2.475	1422.966	2.465	244.632
F16	320.244	44.785	2.71	14342.136	24.840	242.168
F15	356.740	42.075	2.71	15009.840	25.997	217.327
F14	357.394	39.365	2.71	14068.810	24.367	191.331
F13	359.240	36.655	2.71	13167.947	22.807	166.964
F12	359.752	33.945	2.71	12211.786	21.151	144.157
F11	359.752	31.235	2.71	11236.858	19.462	123.007
F10	361.754	28.525	2.71	10319.046	17.872	103.544
F9	363.757	25.815	2.71	9390.379	16.264	85.672
F8	363.757	23.105	2.71	8404.599	14.557	69.408
F7	364.782	20.395	2.71	7439.734	12.885	54.852
F6	365.808	17.685	2.71	6469.312	11.205	41.966
F5	365.808	14.975	2.71	5477.972	9.488	30.761
F4	367.436	12.265	2.71	4506.599	7.805	21.274
F3	369.064	9.555	2.71	3526.403	6.108	13.468
F2	369.064	6.845	2.71	2526.240	4.375	7.361
F1	416.814	4.135	4.135	1723.527	2.985	2.985
			$\Sigma(W_i)(H_i)$	141244.155		

3.2.4 Resultados

En el artículo 283 del capítulo de diseño sísmico se enumeran los requisitos necesarios para el análisis de la estructura, entre ellos destacan los siguientes puntos:

- Se debe analizar la influencia de fuerzas laterales tomando en cuenta los desplazamientos horizontales de todos los elementos que integran la estructura, así como su continuidad y rigidez.
- En el análisis de todo el edificio debe verificarse que los desplazamientos de las losas y el resto de los elementos sean compatibles entre sí, garantizando que las losas tengan la capacidad de resistir los esfuerzos inducidos.

CAPÍTULO 3

- Deben tomarse en cuenta las deformaciones producidas por flexión en los muros y por carga axial en las columnas, cuando causen un efecto apreciable en los desplazamientos y esfuerzos de diseño.

Como se estableció previamente en el alcance de este trabajo los parámetros usados para evaluar el comportamiento de la estructura son los desplazamientos generados por la aplicación de las distintas combinaciones de carga para cada uno de los modelos. Del análisis modal, se presentan los primeros 5 modos y sus periodos con el porcentaje de participación de la masa en cada dirección, así como su acumulado.

Tabla 3.4 Periodos y participación modal en las direcciones X y Y

MODO	T (s)	MASA EN X	MASA EN Y	MASA ACUM. EN X	MASA ACUM. EN Y
1	1.784	66.02%	8.25%	66.02%	8.25%
2	1.645	8.41%	66.42%	74.43%	74.67%
3	1.104	0.47%	0.03%	74.90%	74.70%
4	0.519	15.52%	0.37%	90.41%	75.07%
5	0.476	0.29%	15.73%	90.70%	90.80%

En el caso concreto de este análisis, los desplazamientos obtenidos en cada nivel se muestran en la siguiente figura.

NIVEL	DX (cm)	DY (cm)
MAQUINAS	7.329	6.407
AZOTEA-16	7.622	6.187
PISO 15	7.308	5.969
PISO 14	6.954	5.712
PISO13	6.506	5.359
PISO 12	6.005	4.959
PISO 11	5.484	4.537
PISO 10	4.947	4.097
PISO 9	4.398	3.646
PISO 8	3.844	3.189
PISO 7	3.291	2.731
PISO 6	2.747	2.278
PISO 5	2.216	1.835
PISO4	1.702	1.407
PISO3	1.236	1.015
PISO2	0.805	0.655
PISO 1	0.425	0.343
DESPLANTE	0	0

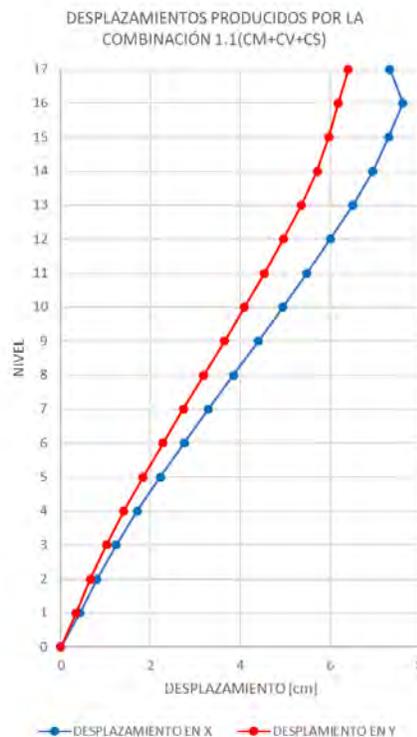


Figura 3.2 Desplazamientos en cada nivel de la estructura

En el artículo 275, del capítulo XXXI, se especifican los límites para los desplazamientos laterales relativos, estos se analizan, a la par con los resultados de las otras evaluaciones, en el siguiente capítulo.

3.3 EVALUACIÓN BASADA EN LA NORMATIVA DE 2004 (MODELO 2)

Las NTC de 2004 establecen diversos tipos de análisis para realizar el diseño por sismo, el método seleccionado para este trabajo es un método dinámico ya que el proyecto no satisface las consideraciones para poder realizar un análisis estático o simplificado.

La sección 2.2 define como límites y condiciones para un análisis estático que la estructura analizada, al localizarse en la zona I y ser irregular, debe tener una altura máxima de 30 metros, el proyecto analizado mide casi 50. Las condiciones varían para las zonas II y III, en estos casos los límites son 30 y 20 metros para estructuras regulares e irregulares respectivamente.

Se realiza un análisis modal espectral siguiendo las especificaciones de la norma, las propiedades de los materiales, las cargas aplicadas y otros factores, también están basados en los parámetros establecidos por la misma. El análisis dinámico descrito en este capítulo obedece lo establecido en el cuerpo principal de las NTC, existen apéndices cuyo uso está condicionado principalmente a la interacción suelo-estructura de edificaciones localizadas en las zonas I y II.

3.3.1 Parámetros para el diseño sísmico

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del año 2004 (RCDF-2004), en su artículo 139, el proyecto es catalogado como una construcción del subgrupo *B1* por tratarse de un edificio común, destinado a vivienda y con más de 30 metros de altura.

La localización del proyecto en el área de Copilco corresponde a la zona I del plano de zonificación sísmica de las NTC, caracterizada por la presencia de basaltos y otros estratos resistentes de baja deformabilidad.

Se elige un factor de comportamiento sísmico (Q), en función de la ductilidad del sistema estructural. De acuerdo con el capítulo 5 de las NTC-S. Para un sistema de losas planas soportadas por columnas de acero o concreto reforzado, combinado con mampostería de piezas huecas, corresponde un factor de comportamiento $Q = 1.5$.

3.3.2 Condiciones de regularidad

Las siguientes condiciones deben satisfacerse para que una estructura pueda considerarse regular, de lo contrario se deberá agregar un factor por irregularidad (FI), según el número de condiciones no cumplidas, que modificará el factor de reducción (Q'), incluido en el cálculo del espectro de diseño.

CAPÍTULO 3

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.

NO SE CUMPLE

La planta no es simétrica respecto a ningún eje.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

SE CUMPLE

$$\begin{aligned} \text{Altura} &= 49.16 \text{ m} \\ \text{Dimensión menor} &= 29.05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Relación} = \frac{49.16}{29.05} = 1.69$$

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

SE CUMPLE

$$\begin{aligned} \text{Largo} &= 29.25 \text{ m} \\ \text{Ancho} &= 29.05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Relación} = \frac{29.25}{29.05} = 1.006$$

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

NO SE CUMPLE

Las la dimensión de las entrantes suma 6 metros equivalentes al 20.5% de 29.25 m

5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

SE CUMPLE

Se emplean sistemas de losa maciza y losas planas reticulares.

6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición

de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

SE CUMPLE

Se consideran como aberturas los cubos de escaleras y elevadores.

$$\begin{aligned} \text{Área en planta} &= 390 \text{ m}^2 \\ \text{Área de cubo de escaleras} &= 8.60 \text{ m}^2 \\ \text{Área de cubo de elevadores} &= 6.27 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Relación} = \frac{8.60 + 6.27}{390} = 0.0381$$

- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

SE CUMPLE

Tabla 3.5 Peso de cada nivel y porcentaje respecto al nivel inmediato inferior

NIVEL	PESO (t)	%	NIVEL	PESO (t)	%
MAQ	30.811	9.22%	N8	368.836	99.72%
N16	334.338	92.40%	N7	369.861	99.72%
N15	361.819	99.82%	N6	370.887	100.00%
N14	362.473	99.49%	N5	370.887	99.56%
N13	364.319	99.86%	N4	372.515	99.56%
N12	364.831	100.00%	N3	374.143	100.00%
N11	364.831	99.45%	N2	374.143	75.57%
N10	366.834	99.46%	N1	495.100	-
N9	368.836	100.00%			

- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrespacio excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.

SE CUMPLE

Solo el cuarto de máquinas en la azotea tiene un área considerablemente menor al resto de los niveles.

CAPÍTULO 3

9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

SE CUMPLE

Todas las columnas están restringidas por losas planas reticulares, con capiteles, o vigas.

10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

SE CUMPLE

Todos los niveles poseen el mismo sistema estructural, área y tipo de uso.

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

SE CUMPLE

Tabla 3.6 Excentricidad torsional de entrepiso

NIVEL	CENTRO DE MASA (m)		CENTRO DE CORTE (m)		EXCENTRICIDAD		DIMENSIÓN EN PLANTA (m)		PORCENTAJE	
	Xm	Ym	Xr	Yr	ex	ey	Lx	Ly	X	Y
PISO 1	14.516	14.641	14.530	13.860	0.013	0.781	29.05	29.25	0.05%	2.67%
PISO2	14.501	14.632	14.518	13.766	0.017	0.865	29.05	29.25	0.06%	2.96%
PISO3	14.501	14.632	14.500	13.720	0.001	0.912	29.05	29.25	0.00%	3.12%
PISO4	14.511	14.626	14.485	13.651	0.026	0.975	29.05	29.25	0.09%	3.33%
PISO 5	14.502	14.618	14.465	13.668	0.036	0.949	29.05	29.25	0.12%	3.24%
PISO 6	14.512	14.618	14.449	13.644	0.063	0.974	29.05	29.25	0.22%	3.33%
PISO 7	14.486	14.617	14.429	13.603	0.057	1.014	29.05	29.25	0.20%	3.47%
PISO 8	14.511	14.618	14.421	13.591	0.090	1.027	29.05	29.25	0.31%	3.51%
PISO 9	14.501	14.617	14.410	13.563	0.091	1.054	29.05	29.25	0.31%	3.60%
PISO 10	14.510	14.630	14.401	13.518	0.109	1.111	29.05	29.25	0.37%	3.80%
PISO 11	14.496	14.642	14.393	13.511	0.103	1.131	29.05	29.25	0.36%	3.87%
PISO 12	14.496	14.642	14.388	13.486	0.108	1.156	29.05	29.25	0.37%	3.95%
PISO13	14.533	14.715	14.386	13.453	0.147	1.262	29.05	29.25	0.50%	4.31%
PISO 14	14.506	14.639	14.383	13.459	0.123	1.181	29.05	29.25	0.42%	4.04%
PISO 15	14.500	14.617	14.374	13.439	0.126	1.178	29.05	29.25	0.43%	4.03%
AZOTEA	14.484	14.626	14.378	13.343	0.106	1.283	29.05	29.25	0.37%	4.39%
MAQUINAS	14.470	12.104	14.555	11.500	0.085	0.604	29.05	29.25	0.29%	2.07%

Por lo tanto, al no cumplirse dos condiciones, el factor de irregularidad (FI) es igual a 0.8.

3.3.3 Acciones de diseño

En las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-AD), en el artículo 2, se establecen los tipos de acciones que obran sobre las estructuras, según la duración de estas (artículo 2.1) se clasifican en:

- Acciones permanentes, su intensidad obra de forma continua sobre el sistema estructural y no tiene grandes variaciones a lo largo del tiempo, las principales son la carga muerta, los empujes estáticos de suelos y líquidos y aquellas deformaciones y desplazamientos derivados del presfuerzo o movimientos diferenciales en los apoyos.
- Acciones variables, su intensidad varía significativamente a lo largo del tiempo, para nuestro caso de estudio la más importante es la carga viva, efectos por temperatura y maquinaria son otros ejemplos.
- Acciones accidentales, aquellas que no son producidas por el funcionamiento cotidiano de la edificación y adicionalmente pueden alcanzar intensidades significativas en lapsos cortos, en este trabajo se consideran solo acciones sísmicas, pero explosiones, viento y otros efectos climatológicos son otros ejemplos.

Las acciones que se consideraron para el análisis de los modelos son las siguientes:

3.3.3.1 Carga muerta (CM)

Como se mencionó con anterioridad son un tipo de acciones permanentes, la magnitud de estas se estimó de acuerdo a las dimensiones de los elementos estructurales (Peso propio W), a los pesos volumétricos de los materiales usados y a los distintos acabados.

Tabla 3.7 Estimación de sobrecarga para losas de entrepiso

SOBRECARGA MUERTA EN LOSA ENTREPISO	
CONCEPTO	PESO UNITARIO kg/m ²
PISO DE PARQUET	12
MURO DIVISORIO DE TABLAROCA	14
INSTALACIONES	15
SOBRECARGA POR NORMA	40
TOTAL	81

Tabla 3.8 Estimación de sobrecarga para losa azotea

SOBRECARGA MUERTA LOSA AZOTEA	
CONCEPTO	PESO UNITARIO kg/m ²
RELLENO POR PENDIENTE	40
IMPERMEABILIZANTE	2
ISNTALACIONES	15
SOBRECARGA POR NORMA	20
TOTAL	77

CAPÍTULO 3

3.3.3.2 Carga viva (CV)

Son aquellas que se deben a la ocupación y uso de la construcción y que no son de carácter permanente, como las causadas por el tránsito de los ocupantes, muebles y objetos de decoración.

Tabla 3.9 Cargas vivas correspondientes a las NTC-AD

CARGA VIVA REGLAMENTARIA		
LOSA	PESO UNITARIO kg/m ²	
ENTREPISO	INSTANTÁNEA (CV _a)	90
	MÁXIMA (CV _m)	170
VESTIBULO	INSTANTÁNEA (CV _a)	150
	MÁXIMA (CV _m)	350
AZOTEA	INSTANTÁNEA (CV _a)	70
	MÁXIMA (CV _m)	100

La magnitud de las mismas se tomó de las recomendaciones estadísticas incluidas en la tabla 6.1 de cargas vivas unitarias de las NTC-AD.

3.3.3.3 Carga Sísmica (SX y SY)

Los efectos debidos a la actividad sísmica en la Ciudad de México se basan en los parámetros y consideraciones las NTC-S. De acuerdo con estas, para un análisis modal espectral, se deben especificar los parámetros que definieron anteriormente.

- Zona en la que localiza la estructura: Zona I.
- Clasificación de la estructura: Tipo B1.
- Factor de comportamiento sísmico: Q=1.5
- Factor de irregularidad: FI=0.8

Para el cálculo de las ordenadas del espectro de aceleraciones, expresadas como fracción de la gravedad, se utilizan las ecuaciones del capítulo 3 de las NTC-S, mostradas a continuación.

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T > T_a \quad (3.2)$$

$$a = c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (3.3)$$

$$a = \left(\frac{T_a}{T}\right)^r c; \quad \text{si } T > T_b \quad (3.4)$$

Donde a es una aceleración expresada en fracción de la gravedad, a_0 es el valor que corresponde a $T = 0$, c es el coeficiente sísmico, T_a y T_b son periodos característicos

de los espectros de diseño y r es un exponente de cálculo. Los valores de estos parámetros se obtuvieron de la tabla 3.1 de las NTC-S.

Tabla 3.10 Selección de los parámetros correspondientes a la zona I para el cálculo del espectro de diseño

ZONA	c	ao	Ta1	Tb1	r
I	0.160	0.040	0.200	1.350	1.000
II	0.320	0.080	0.200	1.350	1.330
IIIa	0.400	0.100	0.530	1.800	2.000
IIIb	0.450	0.110	0.850	3.000	2.000
IIIc	0.400	0.100	1.250	4.200	2.000
IIId	0.300	0.100	0.850	4.200	2.000

Los espectros resultantes deben ser afectados por un factor de reducción (Q') que a su vez será modificado por el factor de irregularidad (FI), como se mencionó en la revisión de las condiciones de regularidad, determinado anteriormente en el análisis de las condiciones de regularidad del edificio, las ecuaciones para el cálculo de Q' se presentan a continuación.

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a \quad (3.5)$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad \text{si } T < T_a \quad (3.6)$$

Los resultados del cálculo de las ordenadas de los espectros se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 3.11 Valores de aceleración en función de (T)

T (s)	a E. DISEÑO	a E. RED.	T (s)	a E. DISEÑO	a E. RED.
0	0.040	0.050	3.2	0.068	0.056
0.2	0.160	0.133	3.4	0.064	0.053
0.4	0.160	0.133	3.6	0.060	0.050
0.6	0.160	0.133	3.8	0.057	0.047
0.8	0.160	0.133	4	0.054	0.045
1	0.160	0.133	4.2	0.051	0.043
1.2	0.160	0.133	4.4	0.049	0.041
1.4	0.154	0.129	4.6	0.047	0.039
1.6	0.135	0.113	4.8	0.045	0.038
1.8	0.120	0.100	5	0.043	0.036
2	0.108	0.090	5.2	0.042	0.035
2.2	0.098	0.082	5.4	0.040	0.033
2.4	0.090	0.075	5.6	0.039	0.032
2.6	0.083	0.069	5.8	0.037	0.031
2.8	0.077	0.064	6	0.036	0.030
3	0.072	0.060			

CAPÍTULO 3

En la figura 3.3 se puede observar el espectro de diseño y la reducción debida a la aplicación del factor Q' , al no ser una edificación catalogada dentro del grupo A, no existe corrección por un factor de seguridad.

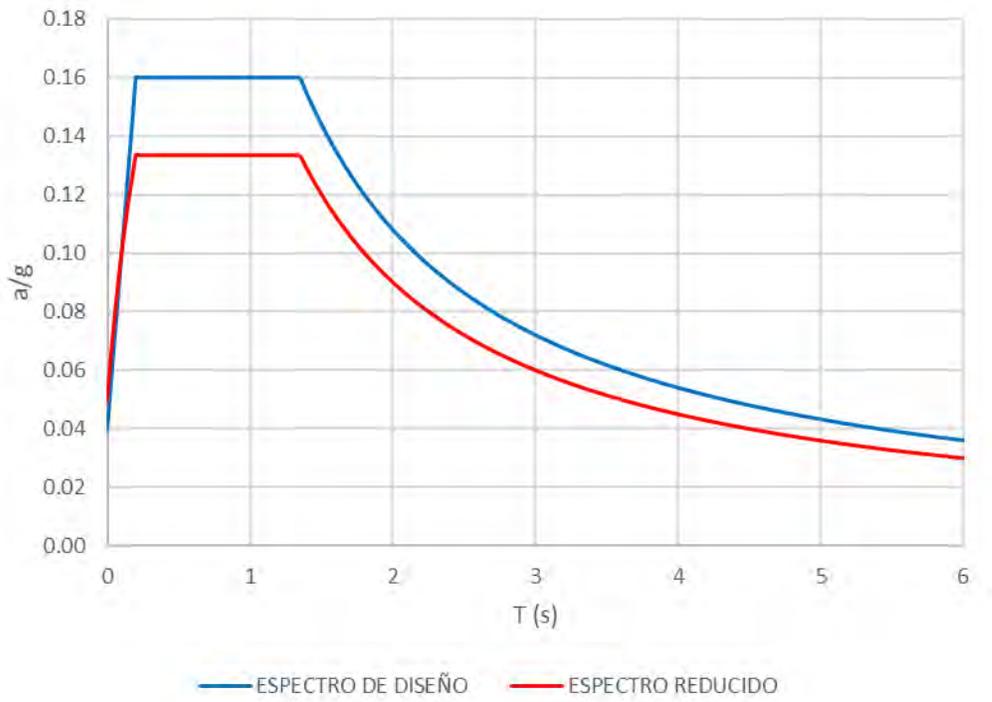


Figura 3.3 Espectro de diseño aplicado en el modelo del caso de estudio

3.3.4 Modelado y análisis de la estructura

El capítulo 2.3 de las NTC-AD, establece que se deben verificar todas las combinaciones de carga con probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, adicionalmente el capítulo 3.4 señala los factores de carga (F_C) correspondientes a cada combinación. Se presentan dos casos generales en capítulo 2.3:

- Combinaciones de acciones permanentes y variables, en el caso de la combinación que incluye carga muerta más carga viva, se emplea el valor máximo para la carga viva, uniformemente distribuida. El capítulo 3.4 asigna un valor de F_C de 1.4 por tratarse de una edificación tipo B1.
- Combinaciones de acciones permanentes, variables y accidentales, en este caso la carga viva debe considerarse con su valor instantáneo y cada combinación solo puede ser afectada por una acción accidental. El factor de carga asignado es de 1.1.

Adicionalmente el capítulo 3.4 determina que el factor aplicado en la revisión de los estados límite de servicio tiene un valor unitario.

Se considera que las acciones sísmicas tienen un efecto bidireccional por lo que las componentes horizontales deben combinarse en cada dirección de análisis, participa el 100% de los efectos de la componente actuante en la dirección correspondiente y el 30% de los efectos de la componente ortogonal. Quedando definidas las siguientes combinaciones de carga:

Combinaciones para revisión de estados límite de falla

$$\begin{aligned}
 &1.4(CM + CV_m) \\
 &1.1(CM + CV_a + SX + 0.3SY) \\
 &1.1(CM + CV_a + SX - 0.3SY) \\
 &1.1(CM + CV_a - SX + 0.3SY) \\
 &1.1(CM + CV_a - SX - 0.3SY) \\
 &1.1(CM + CV_a + 0.3SX + SY) \\
 &1.1(CM + CV_a + 0.3SX - SY) \\
 &1.1(CM + CV_a - 0.3SX + SY) \\
 &1.1(CM + CV_a - 0.3SX - SY)
 \end{aligned}$$

Combinaciones para revisión de estados límite de servicio

$$\begin{aligned}
 &1.0(CM + CV_m) \\
 &1.0(CM + CV_a + SX + 0.3SY) \\
 &1.0(CM + CV_a + SX - 0.3SY) \\
 &1.0(CM + CV_a - SX + 0.3SY) \\
 &1.0(CM + CV_a - SX - 0.3SY) \\
 &1.0(CM + CV_a + 0.3SX + SY) \\
 &1.0(CM + CV_a + 0.3SX - SY) \\
 &1.0(CM + CV_a - 0.3SX + SY) \\
 &1.0(CM + CV_a - 0.3SX - SY)
 \end{aligned}$$

Adicionalmente se crearon dos combinaciones de tipo envolvente que incluyen todas las combinaciones definidas para ambas revisiones.

3.3.5 Revisión del cortante basal mínimo

La sección 9.3 de las NTC-S establece que al realizar un análisis dinámico se debe hacer una revisión de la fuerza cortante basal (V_0) que debe satisfacer la siguiente condición, en cada dirección de análisis.

$$V_0 > 0.8\alpha \left(\frac{W_0}{Q'} \right) \quad (3.7)$$

donde W_0 es el peso de la estructura

De no satisfacerse la condición, se deberán incrementar las acciones de diseño en el modelo. Las fuerzas cortantes basales obtenidas para cada dirección de análisis son las siguientes:

CAPÍTULO 3

$$V_{0x} = 449.459 t$$

$$V_{0y} = 479.794 t$$

Adicionalmente el peso de la estructura calculado es:

$$W_0 = 6015.43 t$$

Del análisis modal se obtiene el periodo fundamental de la estructura $T = 1.801s$, que dentro del espectro corresponden a los valores de a y Q' , respectivamente:

$$a = 0.10$$

$$Q' = 1.2$$

Verificando la condición para cada dirección se obtiene:

$$0.8a \left(\frac{W_0}{Q'} \right) = 0.8(0.10) \left(\frac{6015.43}{1.2} \right) = 401.028 t$$

El valor obtenido es menor que V_{0x} y V_{0y} por lo que no es necesario realizar ajustes en las acciones.

3.3.6 Resultados

El propósito de la normativa de diseño por sismo, como se establece en la sección 1.1, es proporcionar un grado de seguridad adecuado ante la ocurrencia del sismo máximo probable, se pretende que no ocurran fallas estructurales que generen pérdidas humanas. Con el objetivo de garantizar esto, es que se plantean condiciones de análisis y diseño, mismas que han sido estudiadas anteriormente.

Del análisis modal, se presentan los primeros 5 modos y sus periodos con el porcentaje de participación de la masa en cada dirección, así como su acumulado.

Tabla 3.12 Periodos y participación modal en las direcciones X y Y

MODO	T (s)	MASA EN X	MASA EN Y	MASA ACUM. EN X	MASA ACUM. EN Y
1	1.801	66.01%	8.25%	66.01%	8.25%
2	1.66	8.41%	66.42%	74.42%	74.67%
3	1.116	0.47%	0.03%	74.90%	74.70%
4	0.523	15.51%	0.37%	90.41%	75.07%
5	0.48	0.28%	15.73%	90.69%	90.80%

El cumplimiento de las condiciones, la correcta aplicación de las acciones que intervienen en las estructuras y un diseño adecuado, se traducen en el respeto de los diferentes estados límite, que nos ayudan a determinar el desempeño de la estructura, principalmente mediante el análisis de desplazamientos.

Los desplazamientos por nivel, multiplicados por el factor Q , obtenidos de la condición más desfavorable de las combinaciones de carga aplicadas en el modelo, se muestran en las siguientes figuras.

NIVEL	DX (cm)	DY (cm)
MAQUINAS	20.660	19.307
AZOTEA-16	22.398	18.930
PISO 15	21.392	17.976
PISO 14	20.292	16.985
PISO13	18.980	15.917
PISO 12	17.523	14.748
PISO 11	16.010	13.508
PISO 10	14.450	12.213
PISO 9	12.855	10.886
PISO 8	11.246	9.537
PISO 7	9.641	8.183
PISO 6	8.058	6.843
PISO 5	6.513	5.532
PISO4	5.019	4.260
PISO3	3.654	3.089
PISO2	2.390	2.009
PISO 1	1.269	1.068
DESPLANTE	0	0

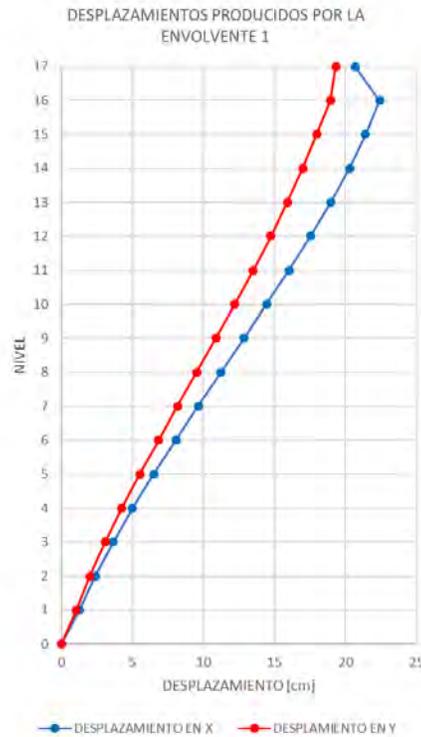


Figura 3.4 Desplazamientos en cada nivel de la estructura

En la sección 1.8 de las NTC-S se establecen los límites para los desplazamientos laterales que pueden presentarse en la estructura, estos se analizan en el siguiente capítulo.

3.4 EVALUACIÓN BASADA EN LA NORMATIVA DE 2017 (MODELO 3)

Las NTC de 2017, al igual que las de 2004, plantean diversos tipos de análisis para el diseño sísmico. A diferencia de la norma antecesora, en esta edición se incentiva el uso de un análisis dinámico como primera opción, independientemente de ello, el edificio no cumple con los requisitos para un análisis estático, de acuerdo con la sección 7.1 de las NTC-S.

Es importante señalar la modificación del cuerpo principal de la normativa en cuanto al análisis dinámico, las ecuaciones del apéndice A de la NTC-S de 2004, que incorporan la interacción suelo-estructura al espectro de diseño, ahora forman parte del cuerpo principal y de las ecuaciones de las que se auxilia al *SASID* para el cálculo de los espectros de diseño.

CAPÍTULO 3

3.4.1 Parámetros de diseño sísmico

El proyecto sigue siendo catalogado como una construcción del subgrupo *B1* por tratarse de un edificio común, destinado a vivienda y con más de 30 metros de altura, según lo estipulado en el artículo 139 del reglamento de construcciones de 2016.

La tabla 4.2.1 de las NTC-S enlista los distintos factores de comportamiento sísmico (Q), en función del tipo de estructuración, y la distorsión límite γ_{max} asociada. La tabla establece un valor de $Q = 2$ para un sistema estructural dual conformado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas, definiendo que el edificio posee muros de ductilidad baja. El valor correspondiente para γ_{max} es de 0.010.

Para el análisis dinámico convencional, en esta edición, se incluye un factor de reducción del espectro por sobre-resistencia, este factor se define mediante la siguiente ecuación:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (3.8)$$

donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia y a su vez, depende del factor Q . La sección 3.5 de las normas establece que para un valor de Q menor o igual a 3 le corresponde un valor de $R_0 = 1.75$.

k_1 es un factor de corrección por hiperestaticidad que depende del sistema estructural, para uno dual como los definidos en la tabla 4.2.1, mencionada anteriormente, este factor toma un valor de 1.25.

Finalmente k_2 es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, su valor se determina con la ecuación 3.5.2 de las normas.

$$k_2 = 0.5 \left[1 - (T/T_a)^2 \right] > 0 \quad (3.9)$$

Todos estos puntos se incluyen en la interfaz del programa SASID de forma directa o indirecta.

3.4.2 Condiciones de regularidad

Al igual que en la normativa de 2004, en la sección 5.1 de las NTC-S, se establecen condiciones para determinar el grado de irregularidad de la estructura, la mayoría son exactamente iguales a sus predecesoras, pero en otras se modificaron los límites y dos más fueron agregadas.

1. Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo

a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta no excede 15 grados.

SE CUMPLE

No hay elementos estructurales que no sean paralelos a alguno de los ejes principales.

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que 4.

SE CUMPLE

$$\begin{aligned} \text{Altura} &= 49.16 \text{ m} \\ \text{Dimensión menor} &= 29.05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Relación} = \frac{49.16}{29.05} = 1.69$$

3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que 4.

SE CUMPLE

$$\begin{aligned} \text{Largo} &= 29.25 \text{ m} \\ \text{Ancho} &= 29.05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Relación} = \frac{29.25}{29.05} = 1.006$$

4. En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

NO SE CUMPLE

Las la dimensión de las entrantes suma 6 metros equivalentes al 20.5% de 29.25 m

5. Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para diafragma rígido.

SE CUMPLE

Se emplean sistemas de losa maciza y losas planas reticulares.

6. El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difiere en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito a la azotea de la construcción.

SE CUMPLE

Se consideran como aberturas los cubos de escaleras y elevadores.

$$\begin{aligned} \text{Área en planta} &= 390 \text{ m}^2 \\ \text{Área de cubo de escaleras} &= 8.60 \text{ m}^2 \\ \text{Área de cubo de elevadores} &= 6.27 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Relación} = \frac{8.60 + 6.27}{390} = 0.0381$$

- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

SE CUMPLE

Tabla 3.13 Peso de cada nivel y porcentaje respecto al nivel inmediato inferior

NIVEL	PESO (t)	%	NIVEL	PESO (t)	%
MAQ	30.811	9.22%	N8	371.631	99.72%
N16	334.338	91.70%	N7	372.656	99.73%
N15	364.614	99.82%	N6	373.682	100.00%
N14	365.268	99.50%	N5	373.682	99.57%
N13	367.114	99.86%	N4	375.310	99.57%
N12	367.626	100.00%	N3	376.938	100.00%
N11	367.626	99.46%	N2	376.938	75.71%
N10	369.628	99.46%	N1	497.895	-
N9	371.631	100.00%			

- En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

SE CUMPLE

Solo la azotea tiene un área ligeramente mayor, que no excede el 110 por ciento.

- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada a él.

SE CUMPLE

Todas las columnas están restringidas por losas planas o vigas.

10. Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta puede variar de un piso a otro. Se exige de este requisito al último entrepiso de la construcción.

SE CUMPLE

Todas las columnas tienen la misma altura en el nivel correspondiente, solo la planta baja tiene columnas de mayor longitud.

11. La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere más en 20 por ciento de la del entrepiso inmediato inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

SE CUMPLE

Todos los niveles poseen el mismo sistema estructural, dimensiones y tipo de uso.

12. En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.

SE CUMPLE

13. En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor a 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que pueden contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

SE CUMPLE

La sección 5.2 de esta normativa dice:

- Se considera irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección 5.1.

CAPÍTULO 3

Ya que solo el requisito 4 no se cumple, la estructura no se puede considerar irregular por lo tanto no es necesaria una corrección del factor Q' , es decir, el factor FI toma un valor unitario.

3.4.3 Acciones de diseño

Los tipos de acciones que obran en las estructuras son los mismos que se definieron en la normativa de 2004, sin embargo, no todas coinciden en magnitud, el cálculo y asignación de las acciones se muestra a continuación.

3.4.3.1 Carga muerta (CM)

Los valores de sobrecarga no varían respecto a los calculados para la evaluación anterior.

Tabla 3.14 Estimación de sobrecarga para losas de entrepiso

SOBRECARGA MUERTA EN LOSA ENTREPISO	
CONCEPTO	PESO UNITARIO kg/m ²
PISO DE PARQUET	12
MURO DIVISORIO DE TABLAROCA	14
INSTALACIONES	15
SOBRECARGA POR NORMA	40
TOTAL	81

Tabla 3.15 Estimación de sobrecarga para azotea

SOBRECARGA MUERTA LOSA AZOTEA	
CONCEPTO	PESO UNITARIO kg/m ²
RELLENO POR PENDIENTE	40
IMPERMEABILIZANTE	2
ISNTALACIONES	15
SOBRECRAGA POR NORMA	20
TOTAL	77

3.4.3.2 Carga viva (CV)

Los valores de carga viva para pisos con uso habitacional, definidos en la tabla 6.1.1 de las NTC-AD, varían respecto a la norma antecesora. Para los vestíbulos de cada nivel y la azotea, los valores se conservan.

Tabla 3.16 Cargas vivas correspondientes a las NTC

CARGA VIVA REGLAMENTARIA		
LOSA	PESO UNITARIO kg/m ²	
ENTREPISO	INSTANTÁNEA (CV_a)	100
	MÁXIMA (CV_m)	190
VESTIBULO	INSTANTÁNEA (CV_a)	150
	MÁXIMA (CV_m)	350
AZOTEA	INSTANTÁNEA (CV_a)	70
	MÁXIMA (CV_m)	100

3.4.3.3 Carga Sísmica (SX y SY)

Como se mencionó en el capítulo 1 de este trabajo, la normativa de 2017 establece que cuando se emplee un método de análisis dinámico modal, las acciones sísmicas se determinan con apoyo de programa SASID, que requiere los siguientes parámetros:

- Zona en la que localiza la estructura: Zona I.
- Clasificación de la estructura: Tipo B1.
- Factor de comportamiento sísmico: $Q=2$
- Factor de irregularidad: $FI=1$
- Factor de corrección por hiperestaticidad: $k1=1.25$

Los espectros generados con este programa obedecen a las ecuaciones mostradas a continuación.

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.10)$$

donde

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 \quad (3.11)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda\right] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda; & \text{si } T_a \leq T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda - 1\right] \frac{T}{T_b}; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (3.12)$$

La aceleración expresada como una fracción de la gravedad es a y a_0 es la aceleración máxima del terreno, c el coeficiente sísmico, T_a y T_b son periodos característicos de la

CAPÍTULO 3

meseta central y p es un auxiliar para el cálculo de a y Q' , que a su vez hace uso de k que se define como el cociente de los desplazamientos máximos del suelo y la estructura.

Se incluye también el factor de reducción β que toma en cuenta amortiguamiento suplementario por efectos de interacción suelo-estructura o disipadores, para su cálculo se incluye la fracción de amortiguamiento crítico ζ y los factores λ , ε y τ , cuyos valores se pueden encontrar en la tabla 3.1.1 de las NTC-S.

Al igual que en la normativa de 2004 los espectros resultantes deben ser afectados por un factor de reducción (Q') que a su vez será modificado por el factor de irregularidad (FI), sin embargo, en esta edición se incluye el factor adicional de sobre-resistencia (R), calculado anteriormente. Las ecuaciones que definen a Q' son:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.13)$$

La interfaz del SASID para las coordenadas específicas del proyecto y los especificados se muestra a continuación.

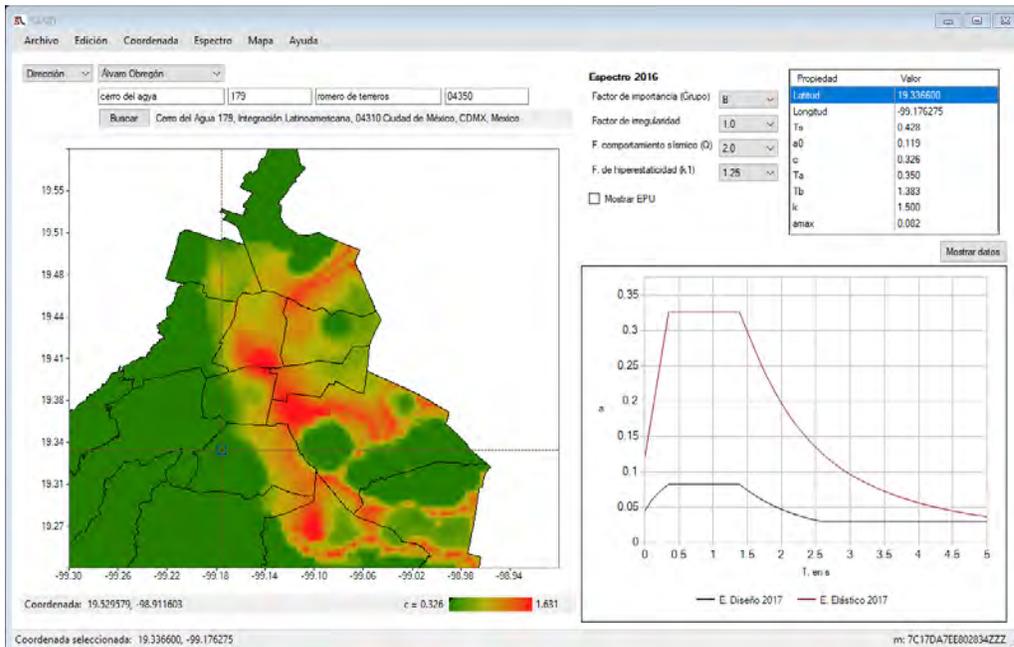


Figura 3.5 Captura del SASID

En la figura 3.3 se puede observar el espectro de diseño y la reducción debida a los factores Q' y R , al no ser una edificación catalogada dentro del grupo A, no existe corrección por un factor de importancia, de acuerdo con la sección 3.3 de las NTC-S.

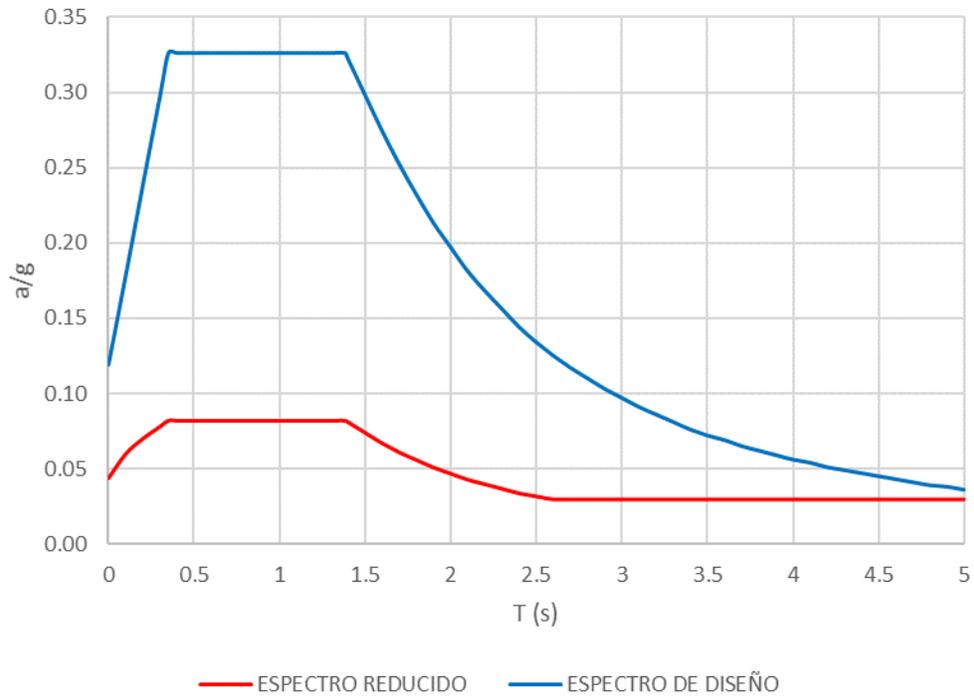


Figura 3.6 Figura 3.7 Espectro de diseño aplicado en el modelo del caso de estudio

3.4.4 Modelado y análisis de la estructura

Los criterios que definen las combinaciones de carga son los mismos que en la normativa de 2004, sin embargo, los factores cambian para las combinaciones que incluyen cargas permanentes y variables. Para el análisis de cargas accidentales y para la revisión de los estados límite de servicio, los factores se conservan.

En la combinación que incluye carga muerta más carga viva, se asigna un factor de carga de 1.3 para la carga muerta y 1.5 para la viva.

Se sigue considerando que las acciones sísmicas tienen un efecto bidireccional con el 100% de los efectos de la componente actuante en la dirección correspondiente y el 30% de los efectos de la componente ortogonal.

Solo una de las combinaciones para la revisión de los estados límite de falla se modifica, respecto a las definidas para la normativa de 2004.

Combinaciones para revisión de estados límite de falla

$$1.3CM + 1.5CV_m$$

$$1.1(CM + CV_a + SX + 0.3SY)$$

$$\begin{aligned}
 &1.1(CM + CV_a + SX - 0.3SY) \\
 &1.1(CM + CV_a - SX + 0.3SY) \\
 &1.1(CM + CV_a - SX - 0.3SY) \\
 &1.1(CM + CV_a + 0.3SX + SY) \\
 &1.1(CM + CV_a + 0.3SX - SY) \\
 &1.1(CM + CV_a - 0.3SX + SY) \\
 &1.1(CM + CV_a - 0.3SX - SY)
 \end{aligned}$$

Combinaciones para revisión de estados límite de servicio

$$\begin{aligned}
 &1.0(CM + CV_m) \\
 &1.0(CM + CV_a + SX + 0.3SY) \\
 &1.0(CM + CV_a + SX - 0.3SY) \\
 &1.0(CM + CV_a - SX + 0.3SY) \\
 &1.0(CM + CV_a - SX - 0.3SY) \\
 &1.0(CM + CV_a + 0.3SX + SY) \\
 &1.0(CM + CV_a + 0.3SX - SY) \\
 &1.0(CM + CV_a - 0.3SX + SY) \\
 &1.0(CM + CV_a - 0.3SX - SY)
 \end{aligned}$$

3.4.5 Revisión del cortante basal mínimo

En el capítulo 1.7 de las NTC-S se plantea una condición para el cortante basal mínimo (V_0), esta es:

$$V_0 > a_{min}W_0 \tag{3.14}$$

donde a_{min} es la ordenada espectral mínima de diseño, que depende del periodo dominante a lo largo del terreno (T_s), y W_0 es el peso de la estructura.

De acuerdo con el análisis del modelo, el peso es de la estructura, considerando la carga viva instantánea, corresponde a $W_0 = 6057.38 t$

El cortante basal correspondiente a cada dirección de análisis es:

$$V_{0x} = 253.916 t$$

$$V_{0y} = 280.717 t$$

De acuerdo con el SASID el periodo dominante en el terreno es $T_s = 0.428 s$, de tal forma que el valor correspondiente para la ordenada mínima es $a_{min} = 0.03$, de acuerdo con la sección 1.7. Revisando la condición tenemos que:

$$a_{min}W_0 = 0.03(6057.38) = 181.72 t$$

Por lo que la condición se satisface para ambos valores de cortante.

3.4.6 Resultados

Del análisis modal, se presentan los primeros 5 modos y sus periodos con el porcentaje de participación de la masa en cada dirección, así como su acumulado.

Tabla 3.17 Periodos y participación modal en las direcciones X y Y

MODO	T (s)	MASA EN X	MASA EN Y	MASA ACUM. EN X	MASA ACUM. EN Y
1	1.807	66.02%	8.25%	66.02%	8.25%
2	1.665	8.41%	66.43%	74.43%	74.68%
3	1.12	0.47%	0.03%	74.91%	74.71%
4	0.525	15.51%	0.37%	90.42%	75.08%
5	0.482	0.29%	15.72%	90.70%	90.81%

El periodo fundamental de la estructura es $T = 1.807 s$

Para este periodo se pueden obtener los valores del factor de reducción por sobre-resistencia (R), el factor de reducción por comportamiento sísmico (Q') y la ordenada espectral (a), se sabe que los periodos característicos del espectro son $T_a = 0.35 s$ y $T_b = 1.383 s$.

Haciendo uso de las ecuaciones 3.9 y 3.10 tenemos que:

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

$$k_2 = 0.5 \left[1 - (1.807/0.35)^{\frac{1}{2}} \right] = -0.636 \therefore k_2 = 0$$

y

$$R = k_1 R_0 + k_2 = (1.25)(1.75) + 0 = 2.1875$$

El cálculo de Q' requiere la estimación previa del factor β , se debe satisfacer una de las condiciones del grupo de ecuaciones 3.13 para $T = 1.8 s$, sabiendo que $T_s = 0.428 s$ y por lo tanto le corresponden los siguientes valores:

$$\lambda = 0.40$$

$$\varepsilon = 0.80$$

$$\tau = 2.5$$

CAPÍTULO 3

la condición que se cumple es

$$T_a \leq T < \tau T_b$$
$$0.35 \leq 1.8 < 3.457$$

que corresponde a la segunda ecuación del grupo

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta}\right)^\lambda = \left(\frac{0.05}{0.05}\right)^{0.4} = 1$$

Que es un valor lógico ya que no se cuenta con disipadores sísmicos, ni con condiciones de interacción suelo-estructura relevantes.

Del grupo de ecuaciones 3.13, para el cálculo de Q' , considerando un cociente de desplazamientos máximos del suelo y la estructura $k = 1.5$, se satisface la tercera condición

$$T > T_b; 1.8 > 1.383$$

cuya ecuación asociada es requiere el cálculo previo del factor (p), definido en la ecuación 3.11.

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 = 1.5 + (1 - 1.5) \left(\frac{1.383}{1.807}\right)^2 = 1.207$$
$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1(1.207)}{1.5}} = 1.896$$

La ordenada del espectro de diseño queda definida por la tercera ecuación del grupo 3.10, donde el coeficiente sísmico (c) tiene un valor de 0.326.

$$a = \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$
$$a = 1(0.326)(1.207) \left(\frac{1.383}{1.807}\right)^2 = 0.230$$

Valor que al ser afectado por los factores R y Q' da la ordenada del espectro reducido:

$$a_{red} = \frac{a}{R * Q'} = \frac{0.230}{2.1875 * 1.896} = 0.055$$

Como se ha mencionado anteriormente la normativa se auxilia de los estados límite para garantizar un diseño correcto de las edificaciones, a continuación, se muestran los desplazamientos resultantes, de la combinación más desfavorable; multiplicados por los factores QR , del modelo analizado.

NIVEL	DX (cm)	DY (cm)
MAQUINAS	34.545	33.132
AZOTEA-16	37.454	32.266
PISO 15	35.818	30.516
PISO 14	34.020	29.124
PISO13	31.798	27.326
PISO 12	29.334	25.288
PISO 11	26.775	23.135
PISO 10	24.141	20.895
PISO 9	21.459	18.598
PISO 8	18.760	16.275
PISO 7	16.069	13.948
PISO 6	13.427	11.646
PISO 5	10.846	9.398
PISO4	8.356	7.223
PISO3	6.081	5.241
PISO2	3.973	3.417
PISO 1	2.109	1.824
DESPLANTE	0	0

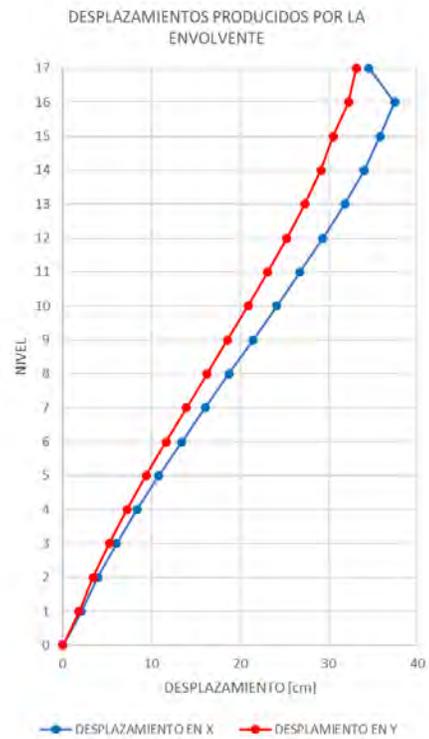


Figura 3.8 Desplazamientos en cada nivel de la estructura

En el capítulo 4 se hace la comparación de los resultados completos obtenidos de cada análisis.

3.5 APLICACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA DEL 19-S

Con el propósito de evaluar el comportamiento del edificio ante la acción específica del sismo del 19 de septiembre de 2017, se cargó en los tres modelos el espectro de respuesta de la estación IDEI patio 5 en CU (figura 3.4).

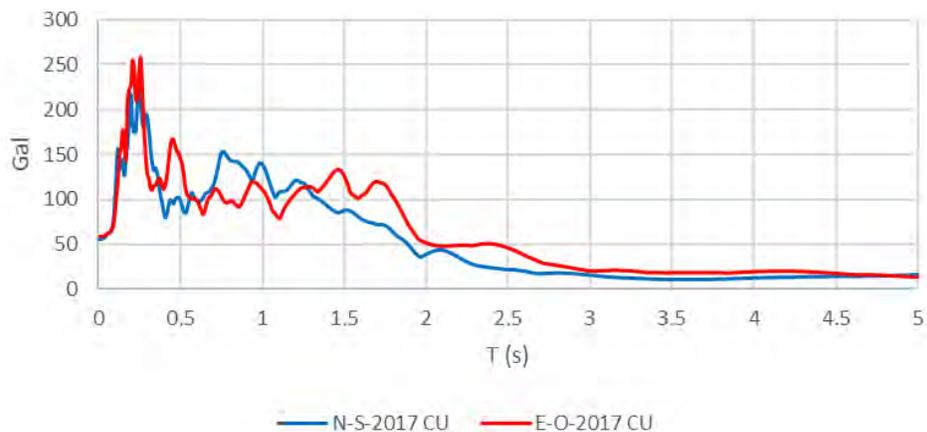


Figura 3.9 Espectro de respuesta de aceleración absoluta de la estación IDEI patio 5

CAPÍTULO 3

La respuesta de la componente Norte-Sur se asignó en sentido X del modelo y la componente Este-Oeste en el sentido Y, ya que corresponden con la orientación real de la estructura.

En la sección 4 del siguiente capítulo se presentan los resultados derivados de la aplicación de los espectros, se comparan fuerzas cortantes y las distorsiones de entrepiso.

CAPÍTULO 4 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

En los capítulos anteriores se ha detallado el proceso de modelado, selección y aplicación de acciones actuantes en los modelos del caso de estudio, en este capítulo se presentan, analizan y comparan los resultados que son de interés para los objetivos y alcances de este trabajo.

4.1 PROPIEDADES MODALES

A pesar de que todos los modelos obedecen las mismas especificaciones estructurales los periodos de los modos de vibrar no son los mismos, ya que la fuente de masa para cada modelo considera distintas magnitudes en los patrones de carga. Para todos los modelos se definió que la fuente de masa incluyera la carga muerta, la sobrecarga y la carga viva instantánea, carga viva para fuerzas sísmicas en el modelo correspondiente a la normativa de 1966, sin embargo, la magnitud de la carga viva se ha modificado en cada edición de la normativa.

En los modelos se definieron 3 modos por cada nivel, 16 niveles habitables y un cuarto de máquinas en la azotea, resultando 51 modos en total.

Tabla 4.1 Periodos en los tres modelos analizados

MODO	1966	2004	2017	MODO	1966	2004	2017
	T (s)	T (s)	T (s)		T (s)	T (s)	T (s)
1	1.784	1.801	1.807	27	0.118	0.118	0.118
2	1.645	1.66	1.665	28	0.106	0.106	0.106
3	1.104	1.116	1.12	29	0.105	0.105	0.105
4	0.519	0.523	0.525	30	0.105	0.105	0.105
5	0.476	0.48	0.482	31	0.105	0.105	0.105
6	0.33	0.335	0.336	32	0.105	0.105	0.105
7	0.277	0.28	0.281	33	0.103	0.104	0.104
8	0.248	0.25	0.251	34	0.093	0.093	0.094
9	0.206	0.208	0.209	35	0.091	0.092	0.092
10	0.201	0.201	0.201	36	0.09	0.091	0.091
11	0.200	0.200	0.200	37	0.084	0.084	0.084
12	0.198	0.198	0.198	38	0.083	0.083	0.084
13	0.189	0.189	0.19	39	0.083	0.083	0.083
14	0.185	0.187	0.188	40	0.078	0.078	0.078
15	0.179	0.179	0.179	41	0.078	0.078	0.078
16	0.165	0.167	0.167	42	0.078	0.078	0.078
17	0.164	0.164	0.164	43	0.078	0.078	0.078
18	0.163	0.163	0.164	44	0.078	0.078	0.078
19	0.154	0.154	0.154	45	0.074	0.074	0.074
20	0.151	0.151	0.151	46	0.073	0.073	0.073
21	0.135	0.136	0.137	47	0.073	0.073	0.073
22	0.128	0.129	0.13	48	0.072	0.072	0.072
23	0.12	0.121	0.121	49	0.071	0.072	0.072
24	0.118	0.118	0.118	50	0.07	0.07	0.07
25	0.118	0.118	0.118	51	0.07	0.07	0.07
26	0.118	0.118	0.118				

CAPÍTULO 4

En las siguientes figuras se muestra la configuración de los primeros tres modos de vibrar de cada modelo, que tienen un comportamiento muy similar, vistos desde distintos ángulos.

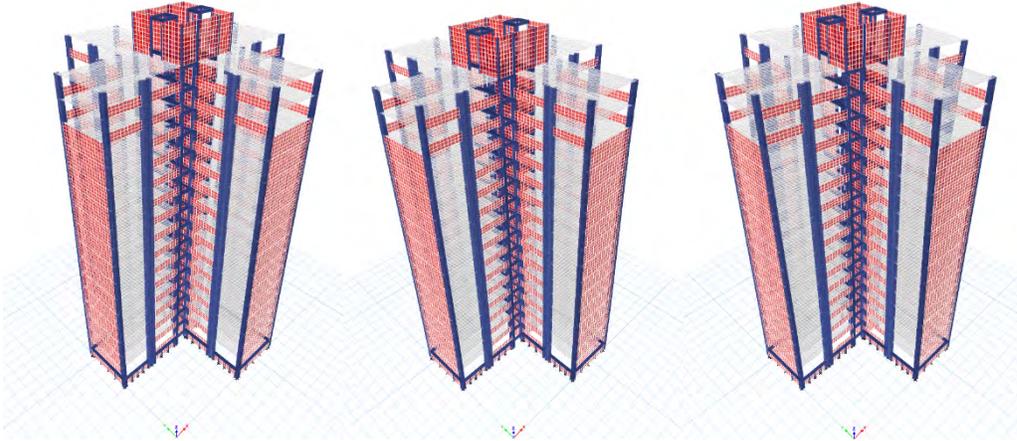


Figura 4.1 Configuración de los primeros tres modos de vibrar del modelo 1

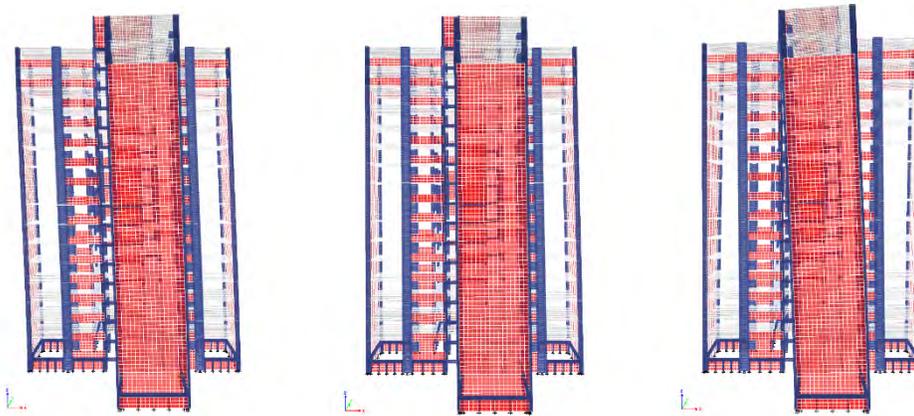


Figura 4.2 Configuración de los primeros tres modos de vibrar del modelo 2, visto desde el plano XZ

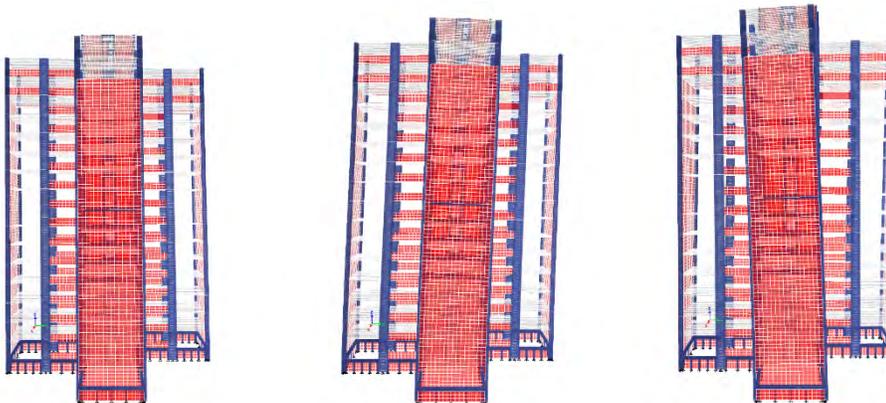


Figura 4.3 Configuración de los primeros tres modos de vibrar del modelo 3, visto desde el plano YZ

4.2 COMPARACIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Al haberse realizado un análisis estático y el resto dinámicos, resulta imposible hacer una comparación directa de las fuerzas sísmicas actuantes en los tres modelos, sin embargo, se puede hacer un análisis indirecto al comparar las fuerzas cortantes producidas por las fuerzas laterales en el análisis estático y por los espectros de diseño en los análisis dinámicos, los valores obtenidos se comparan en la siguiente tabla.

Tabla 4.2 Fuerzas cortantes producidas por las acciones sísmicas en cada modelo

NIVEL	MODELO 1 (1966)		MODELO 2 (2004)		MODELO 3 (2017)	
	Vx (t)	Vy (t)	Vx (t)	Vy (t)	Vx (t)	Vy (t)
REMATE	0.000	0.000	2.040	2.042	1.165	1.195
MAQUINAS	2.399	2.399	5.634	5.877	3.226	3.438
AZOTEA	27.711	27.711	61.360	63.886	35.119	37.365
PISO 15	54.540	54.540	113.471	119.215	64.967	69.968
PISO 14	79.685	79.685	159.179	168.384	90.876	98.878
PISO13	101.654	101.654	200.012	212.512	113.730	124.676
PISO 12	123.476	123.476	236.284	251.878	133.782	147.521
PISO 11	143.556	143.556	268.514	286.979	151.428	167.755
PISO 10	161.992	161.992	297.495	318.566	167.220	185.888
PISO 9	178.766	178.766	323.759	347.138	181.557	202.294
PISO 8	193.780	193.780	347.555	372.908	194.656	217.161
PISO 7	207.069	207.069	369.249	396.202	206.771	230.720
PISO 6	218.623	218.623	388.921	417.118	217.968	243.038
PISO 5	228.407	228.407	406.424	435.535	228.138	254.016
PISO4	236.455	236.455	421.674	451.381	237.177	263.556
PISO3	242.752	242.752	434.217	464.293	244.703	271.362
PISO2	247.263	247.263	443.513	473.772	250.317	277.089
PISO 1	250.330	250.330	449.459	479.794	253.916	280.718

Se aprecia que las fuerzas cortantes, producidas por el espectro de diseño de las NTC de 2004, son considerablemente mayores que las producidas por la normativa de 1966 y la de 2017, estas últimas generan fuerzas similares.

De la aplicación del espectro de respuesta del 19-S en cada modelo también se obtuvieron fuerzas cortantes distintas ya que el periodo fundamental de cada modelo varía un poco respecto a los otros.

En la figura 4.4 se muestra el espectro de respuesta de aceleración absoluta en sus dos componentes, en negro se muestra el periodo fundamental del modelo 1, $T = 1.784$ s, a este periodo le corresponden las aceleraciones en el espectro: $a_{N-S} = 0.0683$ y $a_{E-O} = 0.1110$, fuerzas cortantes producidas se muestran en la tabla 4.3.

CAPÍTULO 4

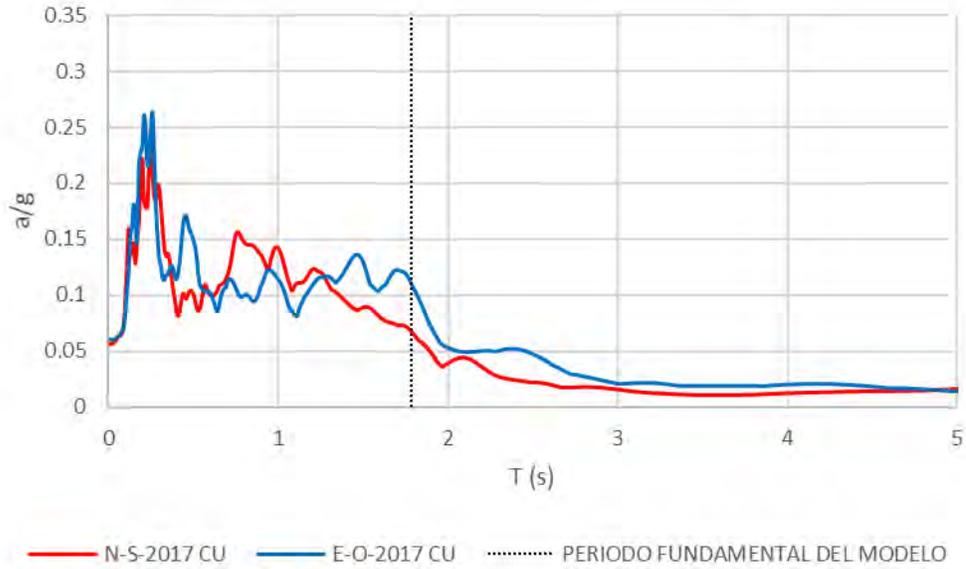


Figura 4.4 Espectro de respuesta de aceleración absoluta de la estación IDEII patio 5

En la figura 4.5 se hace una comparación de los espectros de diseño y su reducción, correspondientes a las NTC-S de 2004, en azul y sus homónimos de 2017 en rojo, a pesar de que las ordenadas del espectro de 2017 inicialmente son mayores, al aplicarse los factores de reducción Q' y R , se obtiene un espectro final con ordenadas considerablemente menores al aplicado en el modelo 2.

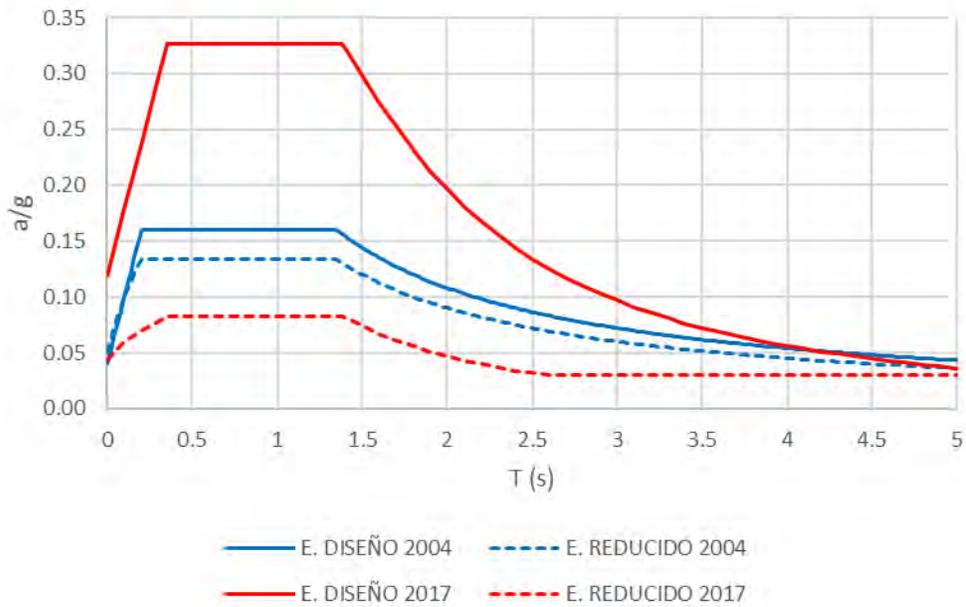


Figura 4.5 Comparación de los espectros de diseño y sus reducciones

La figura 4.6 muestra el espectro de diseño de las NTC-S 2004 y su reducción, comparados con el espectro de respuesta antes mencionado, el periodo fundamental del modelo 2, $T = 1.801 \text{ s}$ coincide con las aceleraciones del espectro de respuesta $a_{N-S} = 0.0646$ y $a_{E-O} = 0.1050$ le corresponde la aceleración $a = 0.10$ del espectro de diseño reducido.

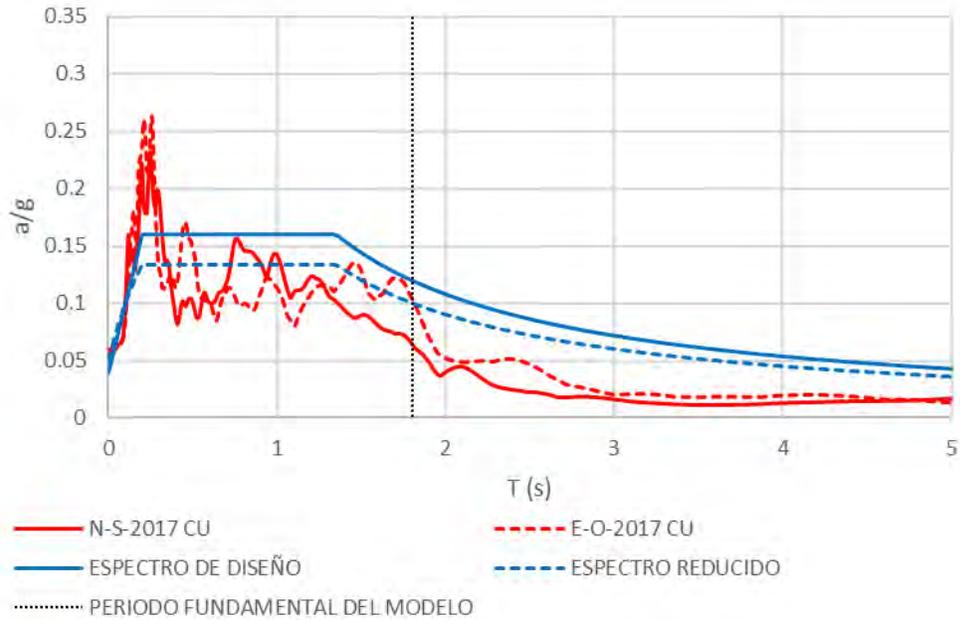


Figura 4.6 Comparación de los espectros de respuesta y diseño de 2004

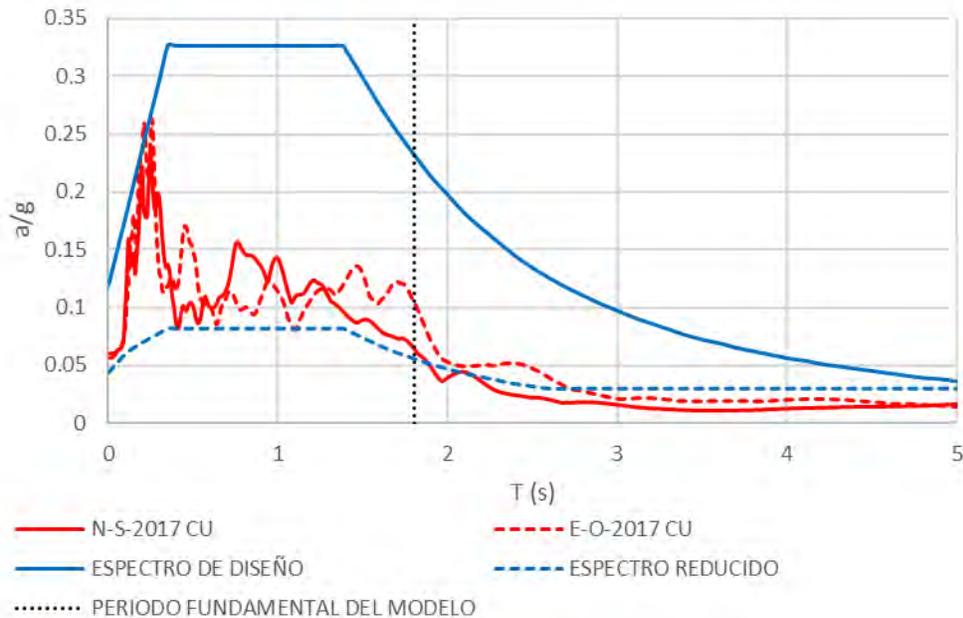


Figura 4.7 Comparación de los espectros de respuesta y diseño de 2017

CAPÍTULO 4

Un análisis similar con los espectros de respuesta y diseño de 2017, en la figura 4.7, muestra que para el periodo fundamental del modelo 3, $T = 1.807 s$ le corresponden las aceleraciones $a_{N-S} = 0.0627$ y $a_{E-O} = 0.1021$ del espectro de respuesta y $a = 0.055$ del espectro de diseño reducido.

Las fuerzas cortantes producidas únicamente por el espectro de respuesta aplicado en cada modelo se muestran en la tabla 4.3.

Tabla 4.3 Fuerzas cortantes producidas por la aplicación del espectro de respuesta en los modelos

NIVEL	MODELO 1 (1966)		MODELO 2 (2004)		MODELO 3 (2017)	
	Vx (t)	Vy (t)	Vx (t)	Vy (t)	Vx (t)	Vy (t)
REMATE	1.937	2.335	1.814	2.439	1.812	2.451
MAQUINAS	4.805	6.377	4.612	6.967	4.600	7.001
AZOTEA	46.993	65.047	46.376	74.328	46.132	74.733
PISO 15	81.636	116.849	80.502	135.717	80.134	137.004
PISO 14	109.653	160.252	107.637	187.698	106.991	189.783
PISO13	134.400	197.604	131.839	233.119	130.891	235.936
PISO 12	156.858	230.124	154.112	273.517	152.900	277.015
PISO 11	177.498	258.874	174.705	310.137	173.281	314.278
PISO 10	196.787	284.879	193.891	343.905	192.294	348.655
PISO 9	214.604	308.726	211.525	374.937	209.781	380.246
PISO 8	230.533	330.611	227.321	402.840	225.450	408.630
PISO 7	244.556	350.836	241.269	427.615	239.284	433.794
PISO 6	256.836	369.565	253.363	449.526	251.270	456.009
PISO 5	267.658	386.821	263.811	468.960	261.624	475.676
PISO4	277.485	402.682	273.196	486.378	270.958	493.275
PISO3	286.360	416.652	281.777	501.562	279.545	508.597
PISO2	293.764	427.662	289.175	513.492	286.999	520.629
PISO 1	299.130	435.030	294.741	521.434	292.635	528.630

Se aprecia en la tabla que las fuerzas de mayor magnitud en el sentido X se producen cuando se aplica el espectro de respuesta al modelo 1, pero las de mayor magnitud en el sentido Y son las producidas en el modelo 3.

4.3 COMPARACIÓN DE ESTADOS LÍMITE

Los estados límite de comportamiento se presentan ante la acción de una combinación de cargas, manifestándose mediante desplazamientos o niveles de fatiga, que normalmente representan el inicio de un comportamiento que no es aceptable en las construcciones.

4.3.1 Estados límite de servicio

Los estados límite de servicio incluyen modos de comportamiento que, de presentarse, podrían causar daños económicos o un funcionamiento incorrecto de la construcción,

sin que esto comprometa la seguridad estructural. Se considera la ocurrencia de desplazamientos, vibraciones o agrietamientos, principalmente.

4.3.1.1 Revisión del modelo 1

La sección XIII del artículo 230 del reglamento de 1966 estipula que las deflexiones (δ) deben ser suficientemente pequeñas para no perjudicar ni dañar otros elementos sean o no estructurales, para vigas apoyadas en dos extremos se debe satisfacer que

$$\delta < 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{500} \quad (4.1)$$

donde L es el claro entre los puntos de inflexión

El caso más desfavorable de la estructura corresponde a una trabe de 7.8 metros de longitud, localizada en el núcleo del edificio, el límite queda definido como:

$$\delta < 0.5 \text{ cm} + \frac{780 \text{ cm}}{500} = 2.06 \text{ cm}$$

Del análisis realizado se obtiene que el elemento con la mayor deflexión se localiza en el último nivel, para la combinación con el valor de carga viva más desfavorable, $1.1CM + 1.1CV_m$, entonces

$$\delta = 1.986 \text{ cm} < 2.06 \text{ cm}$$

por lo que se satisface la condición del estado límite.

4.3.1.2 Revisión del modelo 2

Para la normativa de 2004, en las secciones 4 de las NTC-AD y 3 de las NTC para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C), se establecen las condiciones para satisfacer el estado límite. Considerando que elementos no estructurales pueden ser afectados, el desplazamiento vertical (δ_v) en el centro de las vigas, incluyendo efectos a largo plazo debe satisfacer la siguiente condición.

$$\delta_v \leq \frac{L}{240} + 5 \text{ mm} \quad (4.2)$$

donde L es el claro de la viga.

Para el caso más desfavorable mencionado anteriormente la condición queda definida como:

$$\delta_v \leq \frac{780 \text{ cm}}{240} + 0.5 \text{ cm} = 3.75 \text{ cm}$$

Del análisis del modelo 2 se obtiene una deflexión inmediata $\delta_i = 1.60 \text{ cm}$ considerando la combinación de carga muerta más carga viva máxima sin factorizar,

CAPÍTULO 4

$1.0(CM + CV_m)$. Para determinar la deflexión a largo plazo, se hace uso de la ecuación 4.3.

$$\delta_d = \frac{2}{1 + 50p'} \delta_i \quad (4.3)$$

donde p' es la cuantía de acero a compresión.

La aplicación de la ecuación 4.3 nos da como resultado:

$$\delta_d = \frac{2}{1 + 50 \left(\frac{3.96 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} * 55 \text{ cm}} \right)} (1.60 \text{ cm}) = 2.71 \text{ cm}$$

De forma que el desplazamiento vertical total es igual a

$$\delta_v = \delta_i + \delta_d = 4.31 \text{ cm} > 3.75 \text{ cm}$$

No se satisface la condición de desplazamiento y no se cumple con el estado límite de servicio.

4.3.1.3 Revisión del modelo 3

La normativa de 2017 establece en las secciones 4 de las NTC-AD y 14 de las NTC-C los parámetros para determinar los desplazamientos verticales. Si se considera que los elementos no estructurales pueden sufrir afectaciones, el límite de desplazamiento vertical al centro de la viga se define por:

$$\delta_v \leq \frac{L}{240} \quad (4.4)$$

Al igual que en la ecuación 4.2 L es el claro de la viga, el estado límite, para el caso más desfavorable, queda definido como:

$$\delta_v \leq \frac{780 \text{ cm}}{240} = 3.25 \text{ cm}$$

De la combinación de carga muerta más carga viva máxima sin factorizar se obtiene la deflexión inmediata $\delta_i = 1.67 \text{ cm}$, se sigue usando la ecuación 4.3 para el cálculo de la deflexión a largo plazo por lo que

$$\delta_d = \frac{2}{1 + 50 \left(\frac{3.96 \text{ cm}^2}{20 \text{ cm} * 55 \text{ cm}} \right)} (1.67 \text{ cm}) = 2.83 \text{ cm}$$

$$\delta_v = \delta_i + \delta_d = 4.50 \text{ cm} > 3.75 \text{ cm}$$

No se cumple el estado límite de servicio.

4.3.1.4 Resumen

Los modelos 2 y 3 no logaron satisfacer la condición límite de su normativa correspondiente. Las deflexiones a largo plazo son las que generaron mayor desplazamiento y un factor determinante en el cálculo de estas es p' que depende de la cuantía de acero a compresión, que resulta ser considerablemente pequeña en relación con la sección del elemento estructural. En la tabla 4.4 se muestra un resumen de los resultados de la revisión.

Tabla 4.4 Comparación de los estados límite de servicio y desplazamientos de los modelos

MODELO	ESTADO LÍMITE (cm)	DESP. VER. MÁX. (cm)	ESTATUS
1	2.06	1.99	SE CUMPLE
2	3.75	4.31	NO SE CUMPLE
3	3.25	4.50	NO SE CUMPLE

4.3.2 Estados límite de falla

Los modos de comportamiento referidos en los estados límite de falla ponen en peligro la estabilidad y seguridad de las construcciones o de una de sus partes, o pueden alterar su capacidad para resistir nuevas acciones, una vez que se ha alcanzado el estado.

4.3.2.1 Revisión del modelo 1

El reglamento de 1966, en su capítulo XXXI, artículo 2.75, establece:

“El desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos no excederá 0.002 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella, en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de esta”

En el análisis realizado se considera que varios elementos no estructurales del edificio están sujetos al sistema estructural, como es el caso de cancelería y otros elementos metálicos, por lo que se establece como límite 0.002.

El límite para las distorsiones de entrepiso queda definido como:

$$\gamma_{\text{máx}} \leq 0.002\Delta h \quad (4.5)$$

donde Δh es la altura de entrepiso en cada nivel, equivalente a 2.71 metros en todos los niveles excepto la planta baja y el cuarto de máquinas.

Las distorsiones asociadas a los desplazamientos de la figura 3.2 muestran a continuación.

CAPÍTULO 4

NIVEL	γ_x	γ_y
MAQUINAS	0.00148	0.0012
AZOTEA-16	0.00132	0.0012
PISO 15	0.00124	0.0002
PISO 14	0.00133	0.0001
PISO13	0.00165	0.0003
PISO 12	0.00185	0
PISO 11	0.00192	0
PISO 10	0.00198	0
PISO 9	0.00203	0
PISO 8	0.00205	0
PISO 7	0.00204	0
PISO 6	0.00201	0
PISO 5	0.00196	0
PISO4	0.00190	0
PISO3	0.00172	0
PISO2	0.00159	0
PISO 1	0.00140	0

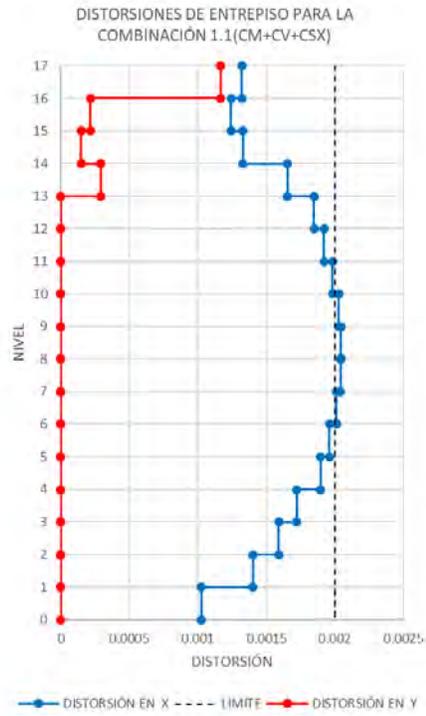


Figura 4.8 Distorsiones de entrepiso derivadas de la aplicación la combinación 1.1CV+1.1CM+1.1CSX

NIVEL	γ_x	γ_y
MAQUINAS	0	0.00160
AZOTEA-16	0.00043	0.00110
PISO 15	0.00034	0.00112
PISO 14	0.00020	0.00118
PISO13	0.00023	0.00135
PISO 12	0.00023	0.00143
PISO 11	0.00023	0.00150
PISO 10	0.00023	0.00154
PISO 9	0.00022	0.00157
PISO 8	0.00021	0.00158
PISO 7	0	0.00156
PISO 6	0	0.00153
PISO 5	0	0.00148
PISO4	0	0.00136
PISO3	0	0.00125
PISO2	0	0.00109
PISO 1	0	0.00079

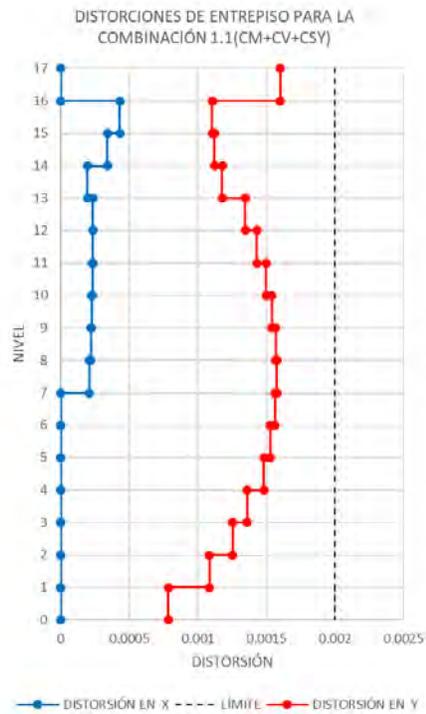


Figura 4.9 Distorsiones de entrepiso derivadas de la aplicación la combinación 1.1CV+1.1CM+1.1CSY

Estrictamente las distorsiones del piso 6 al 9, obtenidas de la combinación con fuerzas sísmicas actuantes en X, no cumplen el estado límite de falla, sin embargo, diferencias que puedan existir entre el modelo digital y los cálculos realizados por los diseñadores, abren la posibilidad de tolerar un pequeño rango de valores, el resto de las distorsiones se encuentran por debajo del límite.

4.3.2.2 Revisión del modelo 2

En la sección 1.8 de las NTC-S de 2004 se fijan las condiciones para los desplazamientos laterales, dado que el sistema estructural posee muros de mampostería, el límite queda definido por la siguiente condición:

$$\gamma_{m\acute{a}x} \leq 0.006\Delta h \tag{4.6}$$

Del análisis del modelo 2 se obtienen las siguientes distorsiones asociadas a los desplazamientos mostrados en la figura 3.4, correspondientes a la envolvente.

NIVEL	γ_x	γ_y
MAQUINAS	0.0035	0.0039
AZOTEA-16	0.0039	0.0036
PISO 15	0.0043	0.0038
PISO 14	0.0049	0.0040
PISO13	0.0055	0.0044
PISO 12	0.0057	0.0046
PISO 11	0.0058	0.0048
PISO 10	0.0060	0.0050
PISO 9	0.0060	0.0050
PISO 8	0.0060	0.0050
PISO 7	0.0059	0.0050
PISO 6	0.0057	0.0049
PISO 5	0.0056	0.0047
PISO4	0.0051	0.0043
PISO3	0.0047	0.0040
PISO2	0.0041	0.0035
PISO 1	0.0031	0.0026

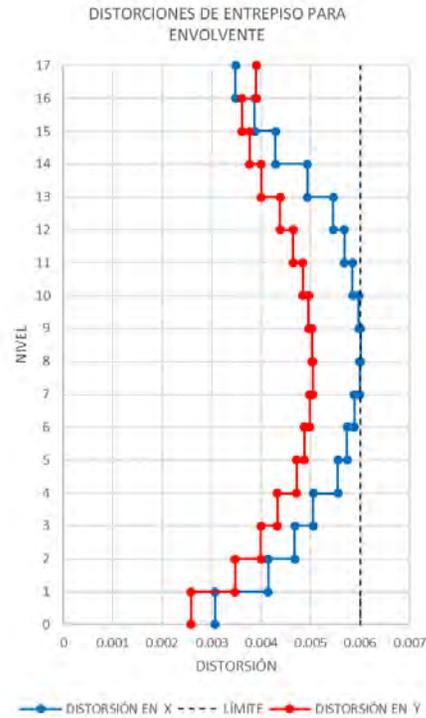


Figura 4.10 Distorsiones de entrepiso derivadas de la aplicación la envolvente que considera los casos más desfavorables

Las distorsiones en el sentido X de los pisos 8, 9 y 10 se localizan justo en el límite establecido, el resto de los valores, en X y Y, se cumple la condición.

CAPÍTULO 4

4.3.2.3 Revisión del modelo 3

Las distorsiones máximas permitidas por las NTC-S de 2017 se establecen en la sección 4, en esta edición de la normativa los valores máximos dependen del tipo de estructuración y el factor Q .

Para un sistema estructural dual formado por losas planas, marcos y muros interconectados, con un factor $Q = 2$ se asigna el valor máximo de distorsión:

$$\gamma_{m\acute{a}x} \leq 0.010\Delta h \quad (4.7)$$

De acuerdo con la tabla 4.2.2, los valores de distorsión asociados a los desplazamientos de la figura 3.8 son:

NIVEL	γ_x	γ_y
MAQUINAS	0.0069	0.0086
AZOTEA-16	0.0063	0.0066
PISO 15	0.0071	0.0068
PISO 14	0.0084	0.0069
PISO13	0.0093	0.0077
PISO 12	0.0096	0.0081
PISO 11	0.0099	0.0084
PISO 10	0.0101	0.0086
PISO 9	0.0101	0.0087
PISO 8	0.0101	0.0087
PISO 7	0.0099	0.0086
PISO 6	0.0096	0.0084
PISO 5	0.0093	0.0081
PISO4	0.0084	0.0074
PISO3	0.0078	0.0068
PISO2	0.0069	0.0059
PISO 1	0.0051	0.0044

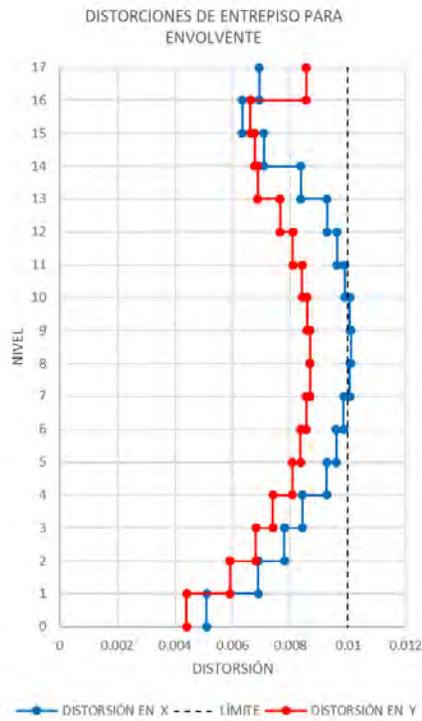


Figura 4.11 Distorsiones de entrecaposo derivadas de la aplicación la envolvente que considera los casos más desfavorables

De forma similar al análisis del modelo 1 las distorsiones en el sentido X para los pisos 8, 9 y 10 sobrepasan el límite por un poco, el resto de los valores se encuentran por debajo.

4.3.2.4 Resumen

Como ya se mencionó cuatro valores de distorsión en sentido X, para la combinación que incluye la acción sísmica actuante en ese sentido, en el modelo 1, no satisfacen la condición del estado límite de falla, se considera que factores como los pesos volumétricos de los materiales o sus módulos de elasticidad pueden influir en el

resultado, dado que se esperaba que todos los niveles satisficieran la condición, sin embargo los planos no contaban con la información precisa que fue usada por los diseñadores por lo que algunos valores fueron supuestos.

Las distorsiones obtenidas del modelo 2 satisfacen la condición del estado límite de falla, con algunos valores justo en el límite. Los valores del modelo 3 tienen un comportamiento similar a los del modelo 1, sin embargo, para este caso no se esperaba que el estado se satisficiera. Es notable que el límite de la normativa de 1966 es tres veces menor que el de 2004 y cinco veces menor que el de 2017. En la figura 4.12 se comparan todas las distorsiones obtenidas.

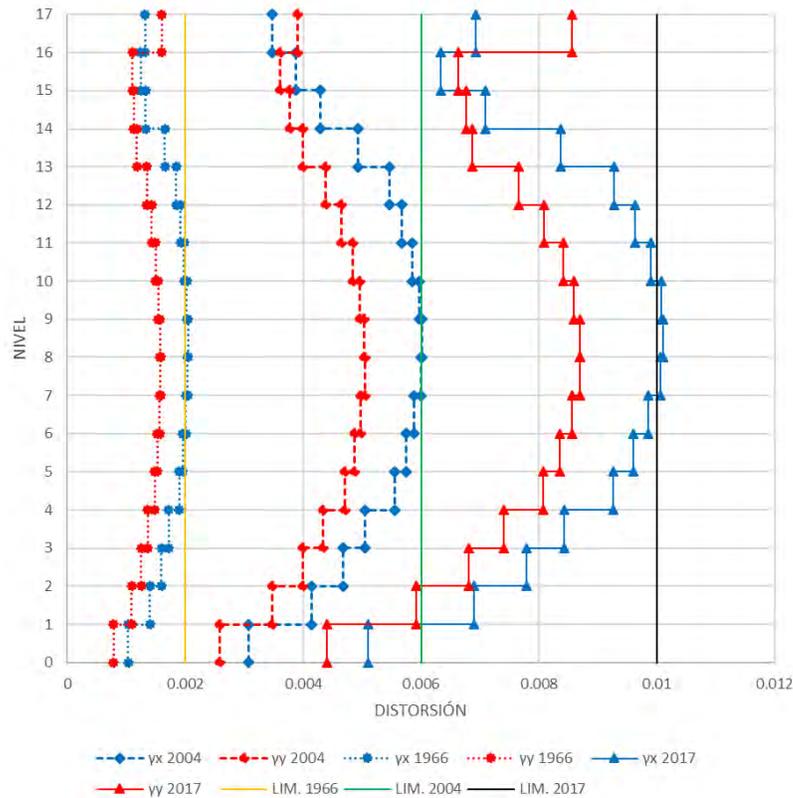


Figura 4.12 Distorsiones de entrecimpo obtenidas en todos los modelos

4.4 REVISIÓN DE LA APLICACIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

De la aplicación del espectro de respuesta en cada modelo se obtuvieron desplazamientos, utilizando una envolvente que incluyera combinaciones de carga muerta, viva y las acciones sísmicas, de tal forma que se usaron las mismas combinaciones, para evaluar estados límite de servicio, de la sección 3.3.4 de este trabajo. Los resultados obtenidos se muestran a continuación.

CAPÍTULO 4

Tabla 4.5 Desplazamientos máximos por nivel en cada modelo

NIVEL	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3	
	DX (cm)	DY (cm)	DX (cm)	DY (cm)	DX (cm)	DY (cm)
MAQUINAS	7.712	9.537	8.604	12.164	8.540	12.321
AZOTEA-16	8.340	9.314	9.348	11.997	9.284	12.163
PISO 15	7.971	8.833	8.933	11.393	8.873	11.551
PISO 14	7.567	8.335	8.480	10.765	8.424	10.915
PISO13	7.073	7.808	7.929	10.087	7.876	10.229
PISO 12	6.525	7.234	7.317	9.347	7.269	9.479
PISO 11	5.956	6.626	6.681	8.561	6.637	8.682
PISO 10	5.371	5.992	6.027	7.741	5.988	7.850
PISO 9	4.774	5.344	5.359	6.901	5.324	6.998
PISO 8	4.173	4.686	4.686	6.047	4.655	6.133
PISO 7	3.574	4.026	4.015	5.191	3.989	5.264
PISO 6	2.986	3.373	3.355	4.343	3.333	4.405
PISO 5	2.413	2.732	2.712	3.514	2.695	3.563
PISO4	1.859	2.111	2.091	2.709	2.078	2.747
PISO3	1.354	1.535	1.524	1.967	1.515	1.995
PISO2	0.886	1.002	0.998	1.281	0.992	1.299
PISO 1	0.470	0.535	0.531	0.682	0.528	0.692
DESPLANTE	0	0	0	0	0	0

Las distorsiones asociadas a los desplazamientos de la tabla 4.5 se muestran en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Distorsiones de entrepiso derivadas de los desplazamientos máximos por nivel

NIVEL	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3	
	γ_x	γ_y	γ_x	γ_y	γ_x	γ_y
MAQUINAS	0.0016	0.0021	0.0017	0.0024	0.0017	0.0024
AZOTEA-16	0.0015	0.0018	0.0016	0.0023	0.0016	0.0023
PISO 15	0.0016	0.0019	0.0018	0.0024	0.0018	0.0024
PISO 14	0.0019	0.0020	0.0021	0.0026	0.0021	0.0026
PISO13	0.0021	0.0022	0.0023	0.0028	0.0023	0.0028
PISO 12	0.0021	0.0023	0.0024	0.0030	0.0024	0.0030
PISO 11	0.0022	0.0024	0.0025	0.0031	0.0024	0.0031
PISO 10	0.0022	0.0024	0.0025	0.0031	0.0025	0.0032
PISO 9	0.0023	0.0025	0.0025	0.0032	0.0025	0.0032
PISO 8	0.0022	0.0025	0.0025	0.0032	0.0025	0.0032
PISO 7	0.0022	0.0024	0.0025	0.0032	0.0024	0.0032
PISO 6	0.0021	0.0024	0.0024	0.0031	0.0024	0.0031
PISO 5	0.0021	0.0023	0.0023	0.0030	0.0023	0.0030
PISO4	0.0019	0.0021	0.0021	0.0027	0.0021	0.0028
PISO3	0.0017	0.0020	0.0019	0.0025	0.0019	0.0026
PISO2	0.0015	0.0017	0.0017	0.0022	0.0017	0.0022
PISO 1	0.0011	0.0013	0.0013	0.0017	0.0013	0.0017

En la figura 4.13 se pueden apreciar, de forma gráfica, un comparativo entre las distorsiones generadas por el mismo espectro de respuesta en los tres modelos, cabe destacar que las distorsiones en el modelo 1, con normativa de 1966, tienen una magnitud mayor que las generadas por las acciones y combinaciones con las que fue diseñada la estructura.

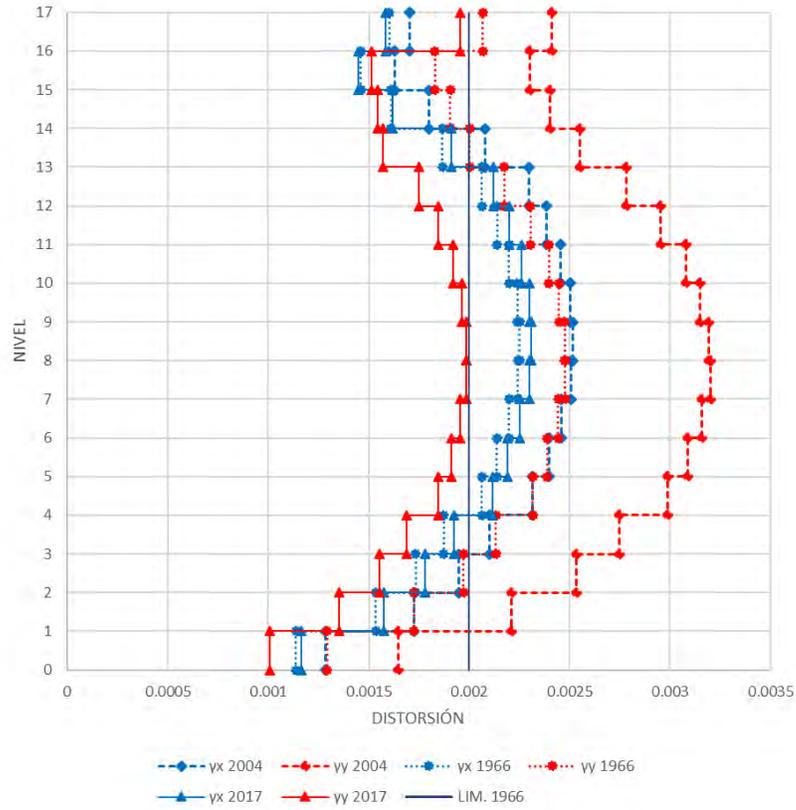


Figura 4.13 Distorsiones de entrepiso obtenidas en todos los modelos

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

Las evaluaciones de estructuras basadas en la construcción de modelos y no solo en la observación son una herramienta importante para determinar el estado de conservación o afectación de las mismas, ya que nos proporcionan información cuantitativa adicional, contribuyendo de forma importante en el proceso de garantizar seguridad a la población vulnerable.

El sistema estructural empleado para construcción del edificio analizado ya no es muy común actualmente, pues está basado principalmente en el empleo de losas planas con capiteles, estructuración que no demostró un comportamiento favorable en el sismo de 1985.

Del análisis modal se obtuvo un parámetro importante que es el periodo fundamental de la estructura (T), valor que oscila alrededor de 1.8 segundos, dependiendo de cada modelo, ya que en cada uno la masa total de la construcción se modifica principalmente por la acción de la carga viva, basándose en las consideraciones de cada normativa.

El valor del periodo fundamental es importante ya de este depende la aceleración que afecta a la estructura, de los espectros de diseño de 2004 y 2017 le corresponden aceleraciones de la rama descendente, sin embargo, en el espectro de respuesta, en sentido este-oeste, a este periodo le corresponden valores de aceleración cercanos a una cresta por lo que pequeñas variaciones del mismo generan variaciones considerables en la aceleración.

Del análisis de las fuerzas cortantes generadas por las acciones de diseño, fuerzas laterales del análisis estático de 1966, comparadas con las generadas por el espectro de respuesta, se determinó que las segundas son considerablemente mayores, en ambos sentidos de análisis.

Los desplazamientos verticales al centro de las trabes satisfacen la condición de estado límite con la que fue diseñada la estructura, no obstante, al comparar los desplazamientos con los límites de la normativa de 2004 y 2017, las condiciones no se satisfacen, las deflexiones a largo plazo (δ_d) son el principal factor influyente en que las condiciones no se cumplan, ya que estas deflexiones dependen de la cuantía de acero a compresión del elemento estructural, cantidad que es considerablemente menor en los elementos diseñados 1966 respecto a los diseñados en 2004 y 2017.

Como se mencionó anteriormente, estrictamente, no en todos los modelos los estados límite de falla se satisfacen, en los modelos 1 y 3 las distorsiones de los pisos 8, 9, 10 y 11, exceden ligeramente el límite, en el resto de los resultados los valores cumplen las condiciones del estado, aunque con valores muy cercanos o sobre el límite. Se

determinó que en cada modelo se generaron desplazamientos mayores al anterior, sin embargo, la normativa correspondiente permite límites mayores también, indicador de que cada vez se espera mayor ductilidad por parte de las estructuras.

Del análisis de la figura 4.13 donde se presentan las distorsiones de entrepiso asociadas a las acciones del sismo de 2017, se detecta que estas fueron mayores que el límite con que se diseñó la estructura, este resultado puede explicar los daños en la mampostería que se presentaron a consecuencia del sismo, sumado a la falta de confinamiento lateral en la totalidad de la altura de los muros, ya que estos solo se encuentran confinados por pretilas.

El comportamiento sísmico del edificio analizado se considera aceptable, con base en los resultados arrojados del análisis de los modelos, ya que no se presentaron daños estructurales visibles y se identificó que las fuerzas y desplazamientos, producidos por el sismo de septiembre de 2017, fueron mayores que las condiciones límite con que fue diseñada la estructura. Adicionalmente se debe considerar la antigüedad de la construcción, así como las modificaciones que esta haya podido sufrir, en la configuración de algunos elementos que puedan modificar la rigidez inicial del sistema.

Para lograr una mayor veracidad en los resultados la creación de modelos debe complementarse con levantamientos de sitio, estudios de las propiedades dinámicas de la estructura mediante su instrumentación y diversas pruebas, destructivas y no destructivas, a los elementos estructurales.

De las evaluaciones basadas en la normativa de 2004 y 2017 destaca la diferencia en los espectros de diseño ya que el empleado para 2017 contiene valores de aceleración considerablemente menores a los de 2004, no se puede hacer una generalización o plantear alguna relación en la disminución de las ordenadas, puesto que este trabajo analizó un caso muy específico, sería necesaria la realización de un estudio estadístico para sustentar alguna afirmación.

Se espera que los resultados de este trabajo puedan compartirse con los residentes del caso estudiado para poder brindarles seguridad respecto a la vivienda que habitan y también sienta un precedente para trabajos similares que busquen apoyar a la sociedad, pues es este uno de los deberes principales del ingeniero civil, así como el fomento de trabajos de calidad que se apeguen a la normativa establecida.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguilar Moreno, J. S. (2015). *Análisis y Diseño de un Edificio de 8 Niveles Empleando Diferentes Sistemas de Piso: Losas de Concreto Reforzado Perimetralmente Apoyadas y Losas Planas de Concreto Postensado*. Ciudad de México: Facultad de Ingeniería.
- Bazán, E., & Meli, R. (2015). *Diseño sísmico de edificios*. Ciudad de México: Limusa.
- Bozzo, L. M., & Barbat, A. H. (2000). *Diseño sismoresistente de edificios, técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona: Reverté, S.A.
- Casiopea*. (4 de abril de 2014). Obtenido de Integración Latinoamericana, Ciudad de México, México: https://wiki.ead.pucv.cl/Integraci%C3%B3n_Latinoamericana,_Ciudad_de_M%C3%A9xico,_M%C3%A9xico#Contexto_urbano
- Cassano M., A. (2009). *Análisis de estructuras bajo acciones dinámicas*. Paraná, Entre Ríos, Argentina.
- CICM, SMIG, SMIE, & AI. (2017). *Resumen preliminar de daños de los inmuebles inspeccionados por las brigadas del CICM del sismo del 19/09/2017*. Ciudad de México.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (mayo de 2002). *Espectros de respuesta y de diseño*. Mendoza, Mendoza, Argentina.
- Decreto por el que se reforman y adicionan diversas disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. (17 de junio de 2016). Ciudad de México, México.
- Flores Lara, J. C., & Pardavé Allande, P. S. (12 de junio de 2017). *Memoria de Cálculo, Edificio de Aulas y Laboratorios, Universidad Latinoamericana, Ciudad de México*. Ciudad de México, México.
- Gómez Porter, P. F. (2016). La construcción de los multifamiliares de Mario Pani: historia, problemas y retos actuales. *Boletín de Monumentos Históricos*, 159-173.
- Grajeda, E. (2 de septiembre de 2005). *Cronología del reglamento de construcciones*. Ciudad de México, México.
- Grupo de trabajo del Servicio Sismológico Nacional, U. (2017). *Reporte Especial, Sismo del día 19 de Septiembre de 2017, Puebla-Morelos (M7.1)*. Ciudad de México.

Instituto de Ingeniería, U. (2014). *Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica Mexicana* .

López Padilla, G. (9 de diciembre de 2013). *Navegando la Arquitectura*. Obtenido de La experiencia del conjunto Integración Latinoamericana: <https://navegandolaarquitectura.wordpress.com/2013/12/09/la-experiencia-del-conjunto-integracion-latinoamericana/>

Medina Martínez, F. (2003). *Sismicidad y Volcanismo en México*. Ciudad de México: Fondo de Cultura Económica.

Morfín, M. (26 de agosto de 2015). *arch daily*. Obtenido de Clásicos de Arquitectura: Conjunto Habitacional Nonoalco Tlatelolco / Mario Pani: <https://www.archdaily.mx/mx/772426/clasicos-de-arquitectura-conjunto-habitacional-nonoalco-tlatelolco-mario-pani>

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. (octubre de 2004). Ciudad de México, México.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. (2017). Ciudad de México, México.

Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. (octubre de 2004). Ciudad de México, México.

Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. (2017). Ciudad de México, México.

Nuevo Reglamento de Construcciones. (1976). Ciudad de México, México: Editorial Libros Económicos.

Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. (1966). Ciudad de México, México.

Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural, Teoría y Cálculo*. Barcelona: Reverté, S.A.

Reglamento de Construcciones. (10 de junio de 1921). *Diario Oficial*. Ciudad de México, México.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal . (2004). Ciudad de México, México.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. (1993). Ciudad de México, México.

Reglamento de las construcciones y de los servicios urbanos en el Distrito Federal. (23 de julio de 1942). Ciudad de México, México.

Salcido, I. (2015). *El terremoto de 1985, treinta años en nuestra memoria*. Ciudad de México: Casa de las Campanas Editores S. de R. L. de C.V.

Torres Álvarez, C. R. (2017). Efectos de Sitio en la Cd. de México durante el Sismo del 19 de septiembre de 2017. Ciudad de México, México.

Vázquez Vera, A. (1997). La evolución de la construcción en México, como consecuencia del sismo de 1985. Ciudad de México, México.