



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Revisión estructural de una
edificación, utilizado el nuevo
reglamento de construcciones de la
Ciudad de México**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Edwin Facundo Torres Martinez

DIRECTOR DE TESIS

M.I. Héctor Javier Guzmán Olguín



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019

ÍNDICE

Página

INTRODUCCIÓN

1.	GENERALIDADES.....	9
1.1.	Antecedentes	9
1.2.	Estudios previos.....	9
1.3.	Información disponible.....	9
2.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	10
2.1.	Geometría del proyecto.....	10
2.2.	Usos de la edificación.....	10
2.3.	Condición actual de la estructura	12
2.4.	Características del sitio de ubicación	12
2.5.	Características del suelo.....	15
3.	PROYECTO ESTRUCTURAL.....	16
3.1.	Reglamentos y códigos de construcción.....	16
3.2.	Parámetros de análisis.....	17
3.3.	Propiedades de materiales.....	17
3.4.	Cargas gravitacionales.....	18
3.4.1.	Cargas muertas de diseño.....	18
3.4.2.	Cargas muertas adicionales de diseño.....	18
3.4.3.	Cargas vivas de diseño.....	18
3.5.	Combinaciones de diseño.....	19
3.5.1.	Combinaciones para análisis por servicio y resistencia.....	19
3.6.	Criterios de aceptación de enfoque reglamentario.....	20
3.6.1.	Deflexiones verticales en general.....	20
3.6.2.	Desplazamientos laterales.....	20
3.7.	Análisis sísmico.....	20
3.7.1.	Zonificación sísmica.....	20
3.7.1.1.	Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño... ..	24
3.7.1.2.	Espectros obtenidos con los parámetros básicos.....	24
3.7.1.3.	Factores de reducción de las ordenadas espectrales.....	25
3.7.1.4.	Factor de sobre-resistencia.....	25
3.7.1.5.	Factor de irregularidad.....	25
3.7.1.6.	Corrección de Q' por irregularidad.....	28
3.8.	Comparación de los parámetros de diseño.....	28
3.8.1.	Revisión simple del nivel de seguridad.....	28
4.	ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	30
4.1.	Modelo de la estructura.....	30
4.2.	Resultados del análisis modal.....	31
4.2.1.	Participación de masa de la edificación.....	32
4.2.2.	Cortante basal mínimo.....	35
4.2.3.	Periodos dominantes de vibrar.....	36

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

4.3.	Revisión de la estructura.....	37
4.3.1.	Desplazamientos laterales (distorsiones)	38
4.3.2.	Desplazamientos verticales.....	41
5.	REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	44
5.1.	Columnas.....	45
5.1.1.	Construcción del diagrama de interacción (ACI-318-14).....	46
5.1.2.	Revisión de la cuantía necesaria.....	53
5.2.	Trabes.....	61
5.2.1.	Revisión de trabe (NTC-17).....	62
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	69
6.1.	Conclusiones.....	69
6.2.	Recomendaciones.....	70

BIBLIOGRAFÍA

Apéndice A.- Planos arquitectónicos

Apéndice B.- Planos estructurales

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

INTRODUCCIÓN

A raíz de los sismos ocurridos en septiembre del 2017, surgió toda una controversia sobre el tema de la revisión post-sismo, debido a la necesidad de la población por conocer el estado actual de los edificios mediante una evaluación de la susceptibilidad de daño estructural y una evaluación de seguridad estructural para poder así determinar el estado habitable de la misma.

Se buscará precisar el nivel de seguridad actual de una edificación con base al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) publicado en la Gaceta Oficial del Distrito Federal, No. 8-TER, del 29 de enero de 2004, junto con las modificaciones que se publicaron en el “Decreto por el que se reforman, adicionan y derogan diversas disposiciones del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal”, en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 96-Bis, del 17 de junio de 2016 e incluyendo la suspensión de artículos publicada el 10 de noviembre del mismo año, además de las Normas Técnicas Complementarias (NTC) publicadas el 1 de diciembre de 2017 y que entraron en vigor el 1 de junio de 2018.

Con base a lo anterior, se clasifico el estado de las estructuras mediante un semáforo sísmico. Esta primera clasificación nos ayuda a determinar a las estructuras que fueron afectadas ante un evento sísmico y así lograr identificar dichas estructuras con mayor peligro de colapso, así poder considerar si es adecuado realizar un análisis más detallado con instrumentación o con el apoyo de un modelo matemático determinar si la estructura representa un riesgo para la sociedad con base a un dictamen de seguridad estructural.

	1. Habitable La edificación tiene un nivel de susceptibilidad de daño baja. No es indispensable un dictamen de seguridad estructural, se le recomienda realizarlo, de acuerdo con el reglamento local, en caso de edificaciones tipo A.
Opcional	2. Segura con Restricciones La edificación tiene un nivel de daño medio. Se recomienda solicitar un dictamen de seguridad estructural, de acuerdo con el reglamento local, en caso de edificaciones tipo A.
Necesaria	
Urgente	3. Insegura La edificación tiene un nivel de susceptibilidad de daño alto. No se permite el acceso, se deberá solicitar un dictamen de seguridad estructural, de acuerdo con el reglamento local.

**Los resultados y comentarios no constituyen un dictamen estructural, son recomendaciones para la toma de decisiones por parte del dueño y la autoridad local.*

Figura 1. Semáforo de daño sísmico para la clasificación de habitabilidad en las construcciones (Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Diversas edificaciones fueron revisadas después del sismo del 2017, en los cuales los datos generales a determinar fueron: el número de niveles, uso de la edificación, ubicación, geometría de los elementos, sistema o sistemas estructurales, etc., así también como la medición del daño estructural ocasionado por dicho sismo.

Existen algunas complicaciones durante los levantamientos, esto debido en relación con los sistemas de piso y elementos estructurales, debido a la serie de acabados que son colocados en algún proceso constructivo o en alguna remodelación, si bien los sistemas de piso no son muy relevantes ya

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

que el daño estructural se concentra principalmente en los elementos verticales de una estructura, consecuentemente en los demás elementos sismo-resistentes de la estructura. En cuanto a estos temas es importante poder identificar correctamente el tipo de grietas que pueden presentar en una estructura, debido a que estos son factores para el comportamiento esperado en el diseño estructural.

Es indispensable contar con herramientas adecuadas para determinar una correcta revisión estructural y reducir el porcentaje de error al brindar un dictamen estructural, ya que un mal comentario o mala revisión pueden afectar psicológicamente a la sociedad que habita el edificio o quienes laboran en mismo.

Es importante que la persona encargada de la revisión estructural también contemple su seguridad, por lo que es indispensable contar con: casco y botas, además de las herramientas que son: libreta, pluma, flexómetro, fisurómetro, entre otras. Durante las revisiones del sismo del 2017, fue muy poco común observar ingenieros, arquitectos y demás personas que brindaron sus servicios, que contaran con fisurómetro, por lo que debería ser una parte indispensable del que efectúa una revisión estructural.

El fisurómetro es de gran importancia, ya que varias revisiones estructurales que se efectuaron en la Ciudad de México no fueron precisas, debido a que por una parte fueron revisiones visuales muy pobres o por que la persona encargada de la revisión no contaba con los conocimientos necesarios para brindar una correcta revisión estructural.

Por lo tanto, es indispensable que la persona encargada de la revisión pueda contar con herramientas adecuadas para una revisión visual y determinar el grado de daño para la evaluación de una revisión más profunda que determine los posibles daños estructurales presentes y a futuro. De tal manera que es importante clasificar las revisiones como primarias y secundarias. Para una revisión primaria, es importante tener el conocimiento del comportamiento de los elementos estructurales y con apoyo de las siguientes figuras y tablas, clasificar el daño estructural que presente la estructura en estudio.

Condición	Aviso
1.- Derrumbe total o parcial de edificaciones, edificaciones separadas con respecto a su cimentación o falla de está. Hundimientos provocados por el sismo.	Insegura
2.- La edificación cualquiera de sus pisos se encuentra apreciablemente inclinada.	Insegura
3.- Daños importantes en los elementos estructurales (columnas, vigas, muros, losas , etc.).	Insegura
4.- Daño severo en muros no estructurales, escaleras o cubos de ascensores.	Insegura
5.- Grietas grandes en el terreno, movimiento masivo del suelo.	Insegura
6.- Elementos de fachada, vidrios, chimeneas u otros elementos en peligro de caer.	Área Insegura
7.-Presencia de otros tipos de riesgo (ej. Derrames tóxicos, peligro de contaminación, líneas de gas rotas, líneas de energía caídas).	Área Insegura

Tabla 1. Criterios básicos para la evaluación visual para una revisión post-sismo (Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Como primera revisión estructural post-sismo, es recomendable tomar en cuenta la figura y la tabla anterior, para poder determinar el grado de daño estructural en que se encuentra la edificación en estudio, esta revisión visual es primaria, debido a que solo se evalúan visualmente los elementos estructurales y no estructurales, así como la evaluación con base al agrietamiento que pudiesen presentar ante un evento sísmico los elementos estructurales.

Es necesario tener en cuenta los diferentes tipos de comportamientos de los elementos estructurales, esto considerando las demandas ocasionadas por un evento sísmico. La información requerida para el correcto planteamiento de la ecuación de diseño puede agruparse en tres categorías:

- 1) Niveles sísmicos de diseño
- 2) Criterios de Desempeño
- 3) Demandas y Capacidades sísmicas

Donde el nivel de daño o degradación que sufren los elementos estructurales, no estructurales y el contenido de la estructura, dependen de los valores del desplazamiento lateral (deformación plástica), velocidad, aceleración. Un menor nivel de respuesta implica menor nivel de daño, como se ilustra en la figura b. En la mayoría de los casos, la dificultad del diseño sísmico radica en controlar el desplazamiento lateral de la estructura.

Es posible detallar y ser un poco más preciso en la clasificación de daño de los elementos estructurales y no estructurales, con base a los estudios realizados en materia de mecánica de materiales. Se puede determinar la siguiente clasificación del daño estructural y no estructural de los elementos, esto tomando como base en los anchos de grietas para poder tener una clasificación del daño.

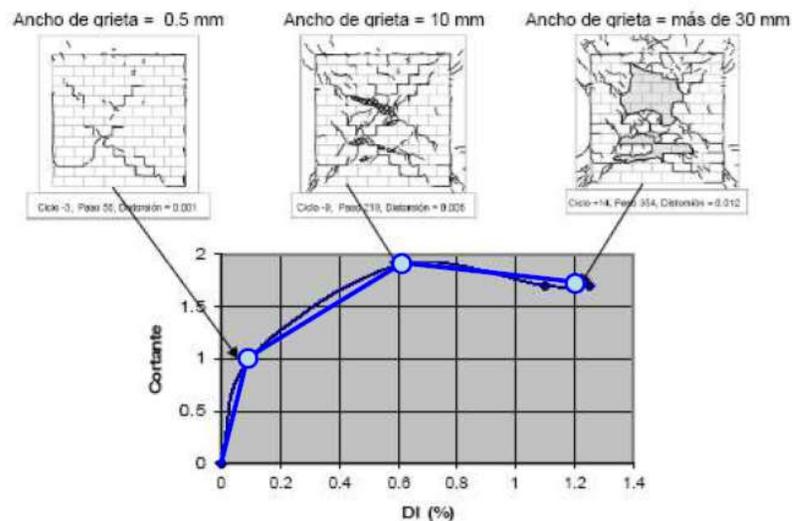


Figura 2. Nivel de daño estructural en las edificaciones (SMIE – Diplomado de análisis sísmico no lineal).

De acuerdo con lo anterior mencionado, procedemos a reestructurar la gráfica de la figura 2, donde ahora idealizamos la gráfica a los elementos estructurales con comportamiento dúctil (agrietamiento por flexión) y en elementos estructurales de comportamiento frágil, en la cual podemos observar los diferentes tipos de daño estructural, los cuales se clasificarán en 5 tipos de daño estructural.

Los elementos de comportamiento dúctil son columnas y trabes, estos elementos de acuerdo con las NTC-17, considera una ductilidad baja, media y alta. A demás, es necesario determinar los agrietamientos permisibles de acuerdo con el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM), se describen

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

en la tabla 2, la cual es un indicador de la gravedad de daño de los elementos que a su vez nos ayudaran a determinar el grado de seguridad estructural en que se encuentra la estructura y determinar el riesgo potencial de la misma.

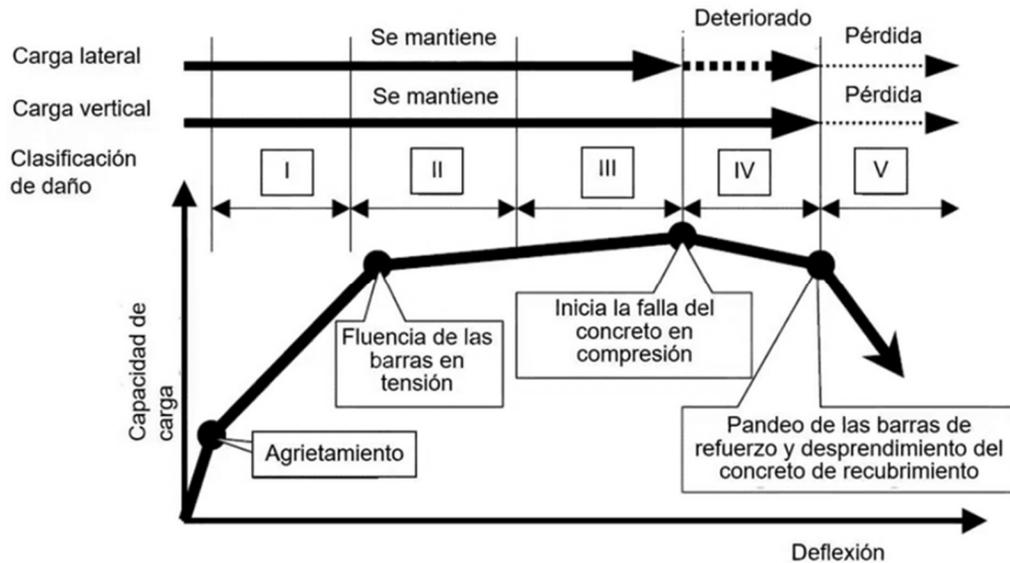


Figura 3. Curva de capacidad de los elementos de comportamiento dúctil (vigas y columnas) (Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Clasificación del daño	Daño observable en los elementos estructurales
I	Algunos agrietamientos se observan. Ancho de grieta menor de 0.5 mm.
II	Se observan grietas con ancho entre 0.5 y 1.0 mm.
III	Se observan agrietamiento severo con anchos de 1.0 a 5.0mm. Se observa algún desprendimiento del concreto.
IV	Se observa mucho agrietamiento severo. El ancho de grieta es mayor de 5.0 mm. El acero de refuerzo se encuentra expuestas producto del desprendimiento del concreto de recubrimiento.
V	Pandeo del refuerzo, aplastamiento del concreto y deformación vertical y/o muros estructurales. Exposición del acero de refuerzo por demanda de flexión y/o fractura de algunas de las barras.

Tabla 2. Clasificación de daño en elementos de comportamiento dúctil (agrietamiento por flexión) (Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

De acuerdo con lo mencionado anteriormente, el apoyo del fisurómetro es indispensable ya que, con esta clasificación del daño en los elementos estructurales, se puede ser más precisos en las evaluaciones estructurales y de igual manera clasificar los elementos estructurales con comportamiento frágil, los cuales pueden afectar el comportamiento estructural de la edificación en estudio como los son

muros y vigas de gran peralte, que principalmente son diseñados para resistir las fuerzas de corte que se presentan en alguna estructura.

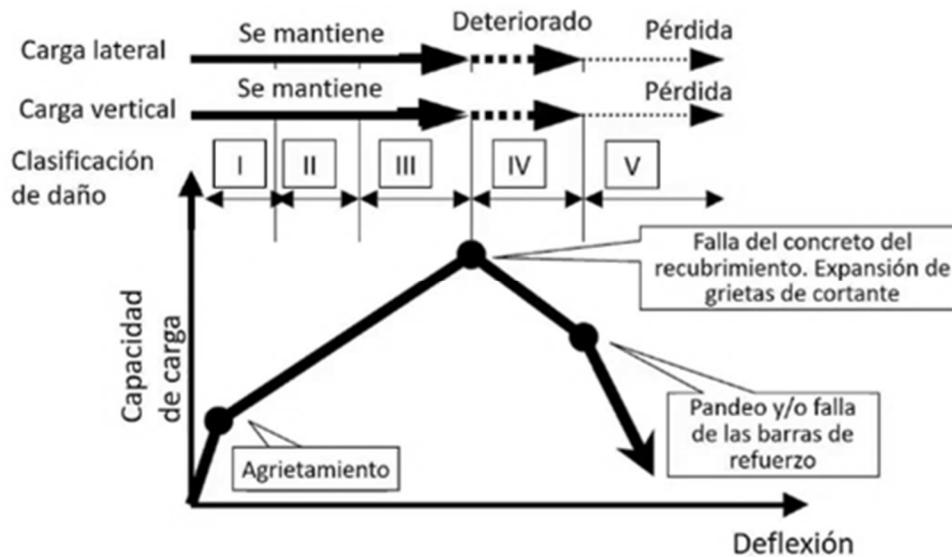


Figura 4. Curva de capacidad de los elementos de Comportamiento frágil (Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz)

Clasificación del daño	Daño observable en los elementos estructurales
I	Algunos agrietamientos se observan. Ancho de grieta menor de 0.2mm.
II	Se observan grietas con ancho entre 0.2 y 1.0mm.
III	Se observan agrietamiento severo con anchos de 1.0 a 2.0mm. Se observa algún desprendimiento del concreto.
IV	Se observa mucho agrietamiento severo. El ancho de grieta es mayor de 2.0mm. El acero de refuerzo se encuentra expuestas producto del desprendimiento del concreto de recubrimiento.
V	Pandeo del refuerzo, aplastamiento del concreto y deformación vertical y/o muros estructurales. Exposición del acero de refuerzo por demanda de cortante y flexión.

Tabla 3. Clasificación de daño en elementos de comportamiento frágil (Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Una vez determinados los niveles de daño estructural en los diferentes comportamientos estructurales en los elementos, se puede tener una mayor certeza en la revisión estructural. En el caso de que la estructura tenga un daño estructural considerable y se determine el uso de un modelo estructural, es indispensable tener en cuenta la aproximación de la resistencia de dicho o dichos elementos para su correcta evaluación, con lo cual a partir del ancho de grieta se adecuara un factor de reducción.

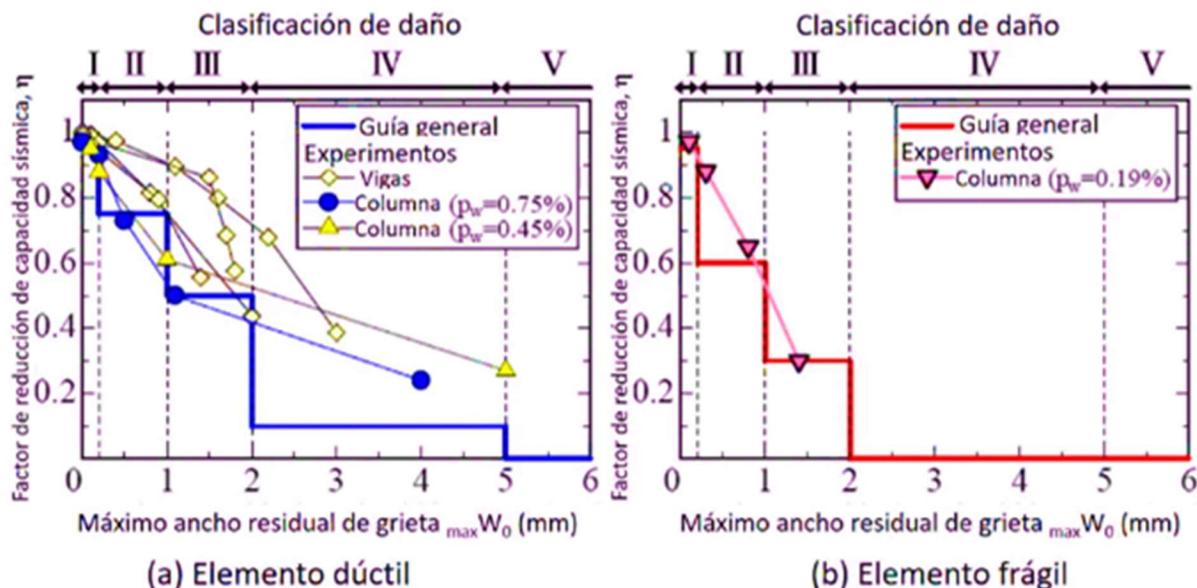


Figura 5. Factores de reducción de capacidad sísmica η (Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Clasificación de Daño	Columna Dúctil	Columna Frágil	Muro
I	0.95	0.95	
II	0.75	0.6	
III	0.5	0.3	
IV	0.1	0	
V	0	0	

Tabla 4. Factores de reducción de capacidad sísmica η (Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz).

Nota: Los factores de reducción de capacidad de los elementos son los propuestos, estos pueden variar de acuerdo con el criterio del ingeniero estructural.

Cabe destacar que las edificaciones construidas antes y poco después del sismo de 1985, no consideraban un nivel adecuado de desempeño estructural, así como la consideración de articulaciones plásticas, el llamado “piso blando”, entre otras, fueron consecuencia del colapso de muchas estructuras del sismo ocurrido en 20171 en la Ciudad de México, por lo que lo ideal es que se evaluaran las estructuras con estas estas características y adecuarlas a un nivel de desempeño estructural básico, el cual garantiza la prevención contra colapso ante un evento sísmico y para el máximo sismo probable.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

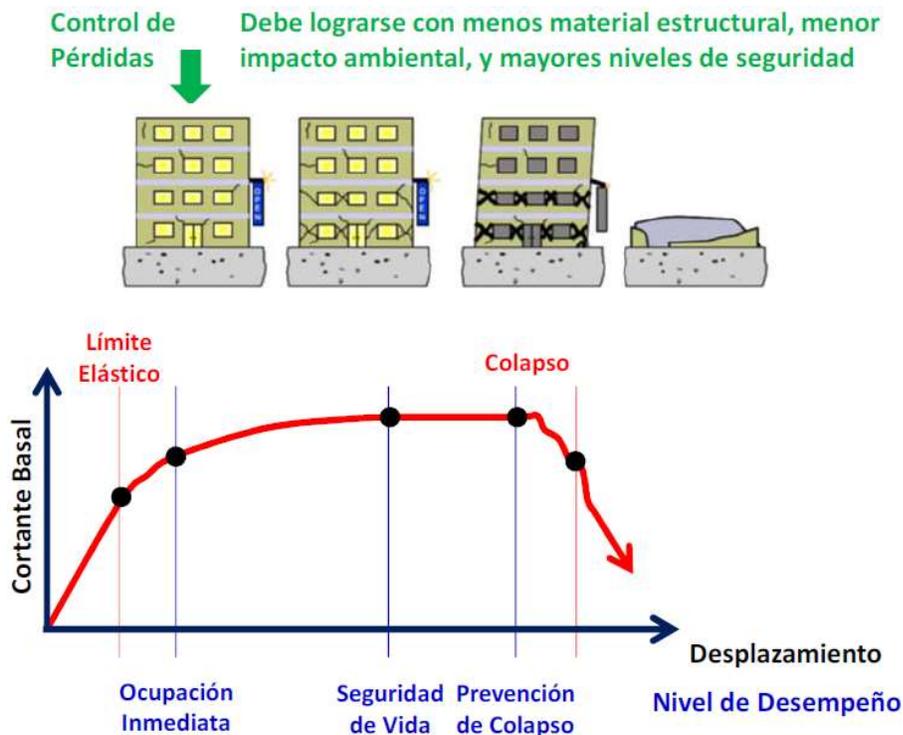


Figura 6. Comportamiento estructural de las edificaciones (SMIE – Diplomado de análisis sísmico no lineal)

Como se ha podido observar en las figuras anteriores y en la figura 6, el nivel de daño estructural que sufren los elementos dependerá del nivel de deformación plástica, es decir, conforme mayor sea la demanda de deformación plástica, mayor será el nivel de daño.

“Hoy en día se plantea que el objetivo fundamental de todo diseño por sismo deber ser la reducción del consumo de materiales estructurales y su protección mediante un adecuado control de daño. En notorio contraste con el pasado, se plantea que el desempeño de los edificios modernos debe trascender la prevención de fallas estructurales catastróficas, de tal manera que puedan satisfacer las múltiples y complejas necesidades socio-económicas de las sociedades humanas modernas”, (SMIE – Diplomado De Análisis Sísmico No Lineal).

Debido a que las sociedades demandan que los ingenieros estructuristas seamos capaces de diseñar, construir edificaciones que sean:

- Ligeras (menos peso)
- Seguras (Niveles bajos de vulnerabilidad)
- Mayor vida útil

Las características mecánicas de la estructura deben proporcionarse para controlar (rigidez, resistencia, disipación de energía) y plasticidad (capacidad de deformación), dentro de límites técnicos y económicos aceptables, su respuesta dinámica durante las excitaciones sísmicas de diseño. El diseño sísmico puede plantearse como un problema de demanda \leq capacidad.

Actualmente, se plantean objetivos de diseño de una estructura con base a su ocupación, las cuales deben ser capaces de resistir sin daño niveles menores de movimiento sísmico (sismos frecuentes), resistir sin daño estructural, aunque posiblemente con algún tipo de daño no estructural y resistir sin colapso, aunque con algún tipo de daño estructural y no estructural.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Para el cumplimiento de dichos criterios, los reglamentos de diseño sísmico suelen establecer que el diseño de estructuras de ocupación estándar debe llevarse a cabo bajo la consideración de un solo criterio de desempeño y su correspondiente nivel sísmico de diseño, con la suposición implícita de que con ello se satisfacen los tres objetivos de diseño. El criterio de desempeño que normalmente se considera con este propósito es el de prevención de colapso.

En la Tabla 5, se ilustran de forma esquemática los niveles de diseño sísmico en función de la ecuación Demanda-Capacidad, donde el objetivo de desempeño es la capacidad que se debe suministrar y las intensidades sísmicas son las demandas. El caso del viento es análogo.

Intensidad sísmica	Nivel de desempeño sísmico				Nivel de diseño sísmico
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	
Sismo frecuente (43 años)	●	Inaceptable	Inaceptable	Inaceptable	
Sismo Ocasional (72 años)	●	●	Inaceptable	Inaceptable	
Sismo Raro (475 años)	●	●	●	Inaceptable	
Sismo Muy Raro (970 años)	●	●	●	●	

Tabla 5. Nivel de desempeño sísmico (Adaptado Visión 2000, SEAOC 19995).

El objetivo básico lo deben cumplir todas las edificaciones comunes (viviendas, tiendas de auto servicio, etc.), el objetivo esencial/peligro lo deben cumplir las edificaciones esenciales (Hospitales, Escuelas, Centrales Telefónicas, centrales eléctricas, etc.), mientras que las de objetivo de seguridad crítica representan en la gran mayoría a los edificios altos o de costos elevados los cuales pueden ser de múltiples usos.

Las estructuras con sistemas disipadores (SD) y estructuras de gran altura se plantean objetivos de diseño diferentes a los que se plantea un sistema tradicional, por consiguiente, cambian los estados límite de diseño sísmico. Las estructuras con sistemas disipadores deben tener como objetivo de diseño:

- a) Daño mínimo del sistema gravitacional, tal que éste no necesite reparaciones
- b) Un daño severo (trabajo efectivo) en los dispositivos disipadores, sin que lleguen a desconectarse.

Por lo tanto, para su correcta evaluación estructural post-sismo, se deberán definir los niveles de desempeño sísmico para el cual dicha estructura será evaluada y, en caso de ser necesario, ser reforzada para el cumplimiento de su objetivo.

Capítulo 1

1 GENERALIDADES

A continuación, se explica brevemente los principales acontecimientos sísmicos ocurridos en la historia de la ciudad de México, así también con como la información disponible de la estructura para poder estimar el comportamiento estructural ante un evento sísmico.

1.1 ANTECEDENTES

Se tienen el registro que la estructura fue construida antes del año 1985, por lo que a continuación se describen algunos sismos de consideración que pudieron tener alguna repercusión en la estructura.

Eventos Sísmicos Considerables	
Año	Descripción
19 de septiembre de 1985	Magnitud 8.1 con lugar al noroeste de La Mira, Michoacán.
7 de septiembre de 2017	Magnitud 8.2 con lugar al suroeste de Pijijiapan, Chiapas.
19 de septiembre de 2017	Magnitud 7.1 con lugar al noroeste de Chiautla de Tapia, Puebla.
16 de febrero de 2018	Magnitud 7.2 con lugar al sur de Pinotepa Nacional, Oaxaca.

Tabla 6. Eventos sísmicos históricos en la Ciudad de México.

Como podemos observar en la tabla 6, a lo largo de la historia de la Ciudad de México, se han tenido registrados sismos con magnitudes considerables, por lo cual el diseño sísmico juega un papel muy importante en el diseño estructural dentro de la ciudad de México.

1.2 ESTUDIOS PREVIOS

Considerando que la Edificación es propiedad privada, se logró obtener una serie de planos elaborados a raíz de un levantamiento topográfico, en los cuales se pueden observar los principales elementos estructurales que componen la edificación en estudio.

Nota: La serie de planos puede observarse en el Apéndice A

1.3 INFORMACIÓN DISPONIBLE

Se tiene como disponibilidad la siguiente serie de planos correspondiente a las plantas de la estructura de la edificación en estudio, en los cuales se pudo observar lo usos que tiene la edificación actualmente.

- Plano Planta 01 (Tipo)
- Plano Planta 01-A (Entre Piso Tipo)
- Plano Planta Azotea.

Nota: La serie de planos puede observarse en el Apéndice B

Capítulo 2

2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El predio donde se localiza la edificación en estudio se distribuye en cuatro áreas. En dirección oeste se encuentran dos cuerpos donde se localizan máquinas de fuerza, así como una caseta de vigilancia que se encuentra fuera de servicio. En dirección oeste se encuentra el cuerpo de la edificación, también se encuentra una sala de almacén de residuos peligrosos, en la entrada se encuentra la una caseta de vigilancia.

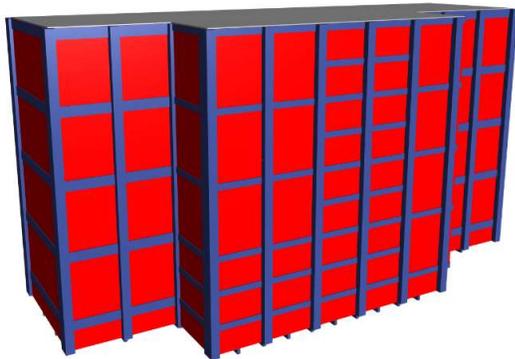


Figura 7. Modelo estructural

La edificación está estructurada a base de marcos rígidos de concreto y un sistema de piso de losas macizas, cuenta además con un sótano conocido como fosa de cables, planta baja, tres niveles y azotea donde se albergan antenas. Todas las plantas de la edificación están estructuradas con 11 ejes transversales, estos se encuentran separados a cada 4.50 m, los ejes están designados con caracteres numéricos del 1 al 11. En el sentido longitudinal existen 3 ejes, designados con caracteres alfabéticos de A al C, separados a distancias variables (ver Apéndice A).

La edificación cuenta con una altura de 21.60 m a partir de planta baja, además cuenta con una fosa de cables a una profundidad de 2.4 m. La edificación cuenta con una planta baja, 3 niveles intermedios y una azotea, los cuales tiene una altura de entre piso de 5.4 m, adicionando a estos niveles se encuentran 4 niveles intermedios para el paso de escaleras y pequeñas bodegas, lo cuales a partir de cada nivel tiene una altura aproximada de 2.7 m (ver Apéndice A).

2.1 GEOMETRÍA EL PROYECTO

El área de desplante de la edificación es de un aproximado de 638 m², la estructuración de la edificación está compuesta por un sistema de marcos rígidos conformados por columnas y traveses de concreto reforzado, en su perímetro se encuentran muros de mampostería confinada con espesor de 15 cm. El sistema de piso de dicho cuerpo está conformado por una losa maciza.

La superestructura está formada por una planta baja y cuatro niveles. Las plantas son de forma rectangular de 45 m en su sentido longitudinal por 17.4 m en su sentido transversal, además hay un cubo de escaleras adosado en su cara sur, también de forma rectangular de 18 m x 6 m. Con dos ejes de resistencia longitudinal y 11 ejes transversales equidistantes de 4.5 m, en cada uno de estos ejes se tiene una viga secundaria.

2.2 USOS DE LA EDIFICACIÓN

A continuación, se describen los usos de las plantas de la edificación:

- Planta Fosa De Cables.- El sótano funciona como fosa de cables y cuenta con una cisterna localizada a un costado de las escaleras de acceso a dicha planta entre los ejes 6 al eje 7, sobre los ejes B y eje C, tiene una profundidad aproximada de -2.4 m.
- Planta Baja.- En este nivel se localiza el acceso al interior de la edificación, salas de baterías, espacios para compañías telefónicas, comedor, tableros de fuerza, sala de control, Sala de coubicación telefónica, equipo de transmisión. Se encuentra a una altura 0.0 m.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

- Planta 01-A.- Siendo el entrepiso de planta baja a primer piso cuenta con una altura media de aproximadamente 2.70 m, ubicada en los ejes 3 al eje 7, del eje B al eje C, el área está distribuida en cubo de escaleras, oficinas y una bodega.
- Planta Primer Nivel (planta tipo).- Tiene una altura aproximada 5.40 m tomando como referencia que la planta baja es el nivel 0.00 m. Cuenta con una sala de transmisión, una sala de control, área de equipo de clima, sala de comunicación y escaleras.
- Planta Primer Nivel 1A.- (entrepiso tipo).- Se encuentra a una altura de 8.10 m tomando como referencia que la planta baja es el nivel 0.00 m. Cuenta con una pequeña área de bodega.
- Planta Segundo Nivel.- Tiene una altura aproximada 10.80 m tomando como referencia que la planta baja es el nivel 0.00 m. Cuenta con una sala de conmutación, una sala de control, área de equipo de clima, área de S.H., bodega y escaleras.
- Planta Primer Nivel 2A.- Se encuentra a una altura de 13.50 m.
- Planta Tercer Nivel.- Tiene una altura aproximada 16.20 m.
- Planta Primer Nivel 3A.- Se encuentra a una altura de 18.90 m.
- Nivel Azotea.- En este nivel se alojan antenas. Se encuentra a una altura de 21.60 m.



Figura 8. Modelo estructural – Planta tipo.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

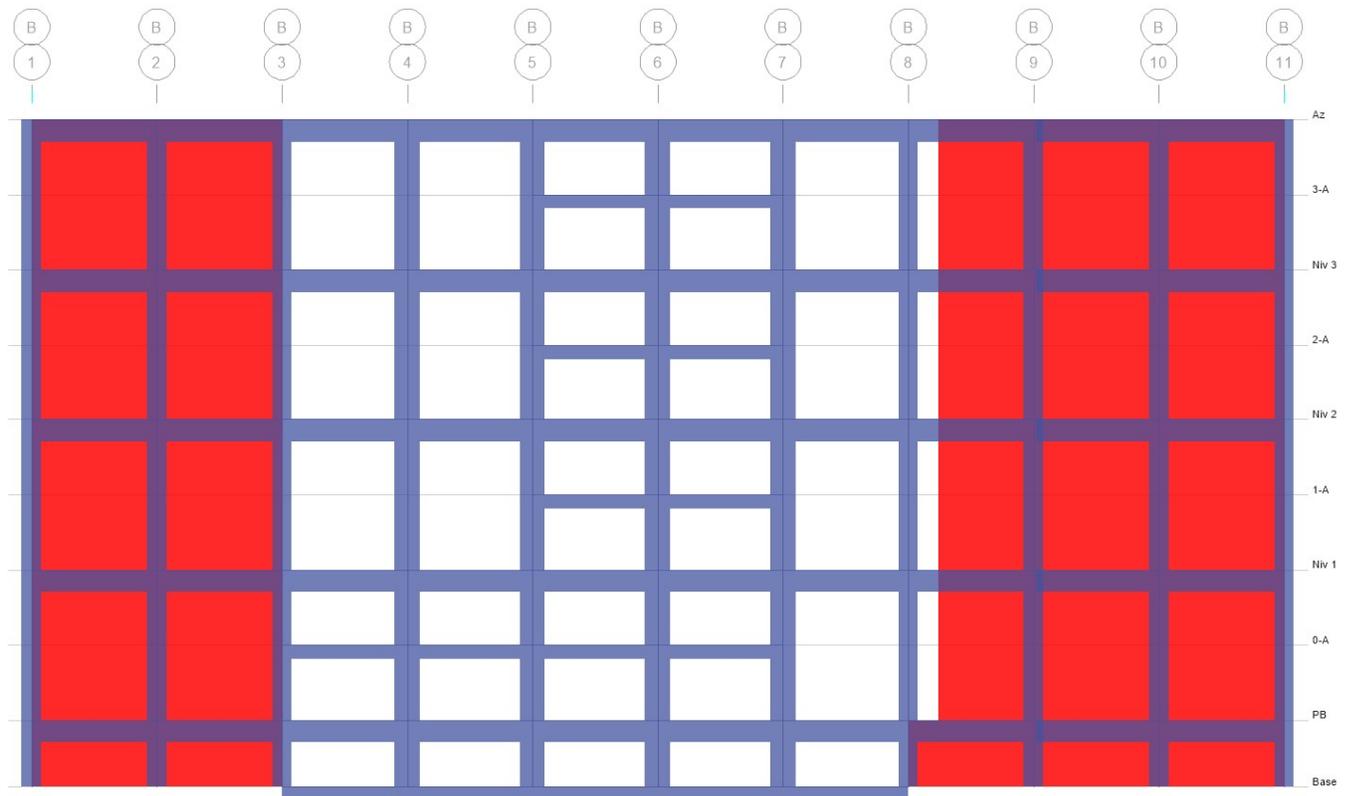


Figura 9. Modelo estructural - elevación en el eje B.

2.3 CONDICIÓN ACTUAL DE LA ESTRUCTURA

La edificación se encuentra en las coordenadas 19.361151° latitud y -99.157910° . Actualmente en la edificación no se presentan fisuras, agrietamientos, deflexiones en sus elementos estructurales visualmente, por lo cual se determinó que los elementos estructurales no presentan afectaciones que pudiesen provocarse a raíz de los sismos antes mencionados.

De igual manera no se tienen la certeza del cumplimiento de las distorsiones de entre piso que pudiesen generar en la presencia de un sismo, debido que con el reglamento del 1976, no considera la prevención al colapso en estructuras, se procede a realizar la revisión estructural de la edificación para garantizar el cumplimiento con las normas y realizar una estimación del acero adecuado en los elementos estructurales para tener un adecuado comportamiento estructural que cumpla con las normas vigentes.

2.4 CARACTERÍSTICAS DEL SITIO DE UBICACIÓN

La edificación en estudio se encuentra en la zona sur de la Ciudad de México, colonia General Anaya, delegación Benito Juárez, en la Ciudad de México. En las imágenes 10 y 11, se observa el área del edificio, así como sus colindancias. La construcción está dentro de un predio de aproximadamente 638 m^2 .

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

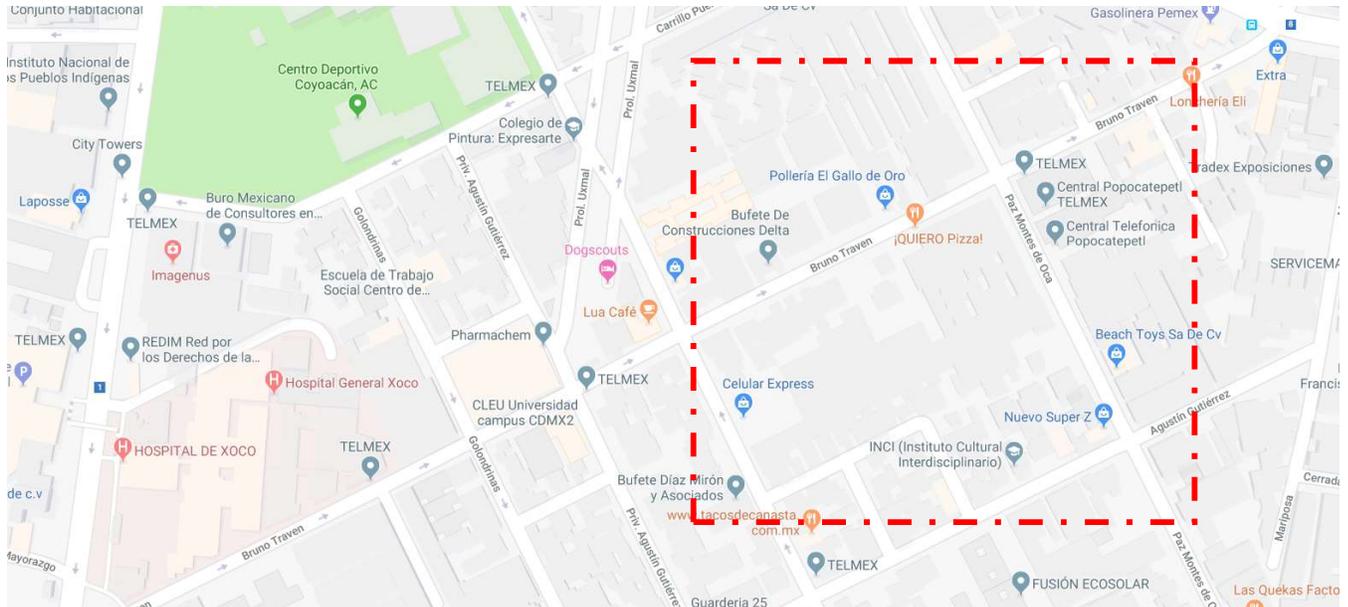


Figura 10. Localización general de la edificación (Google Maps)

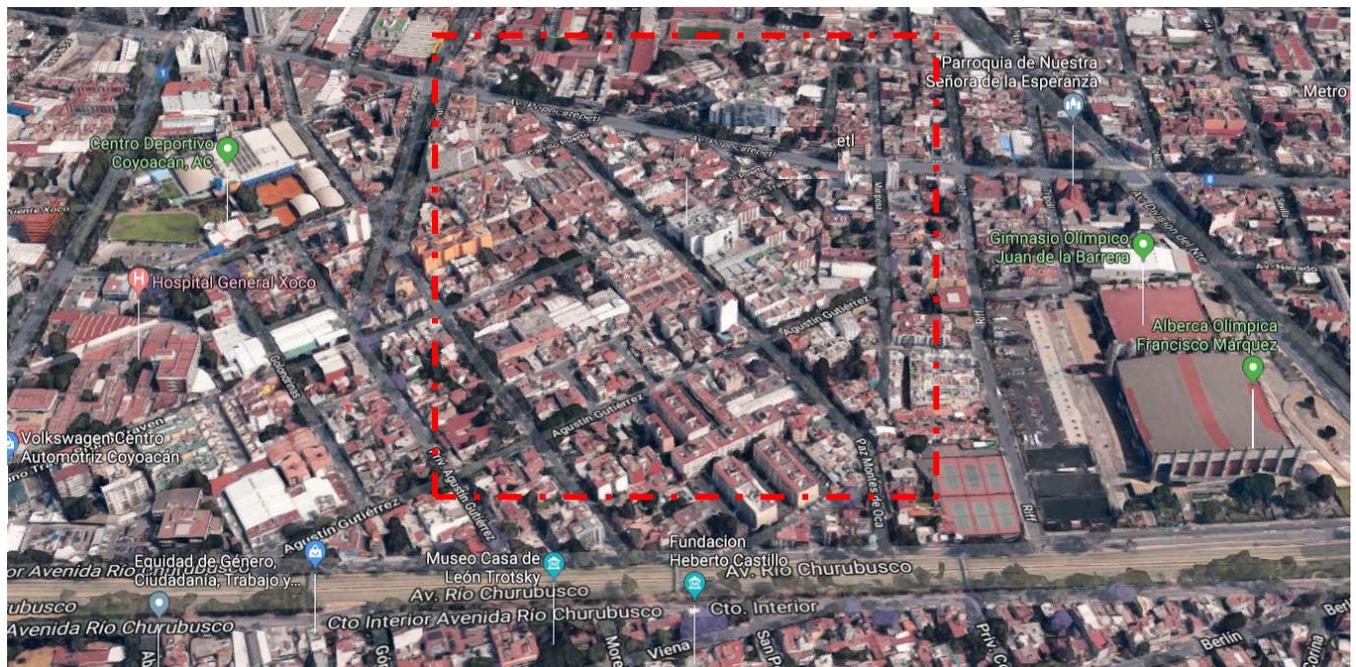


Figura 11. Localización general de la edificación (Google Maps)

De acuerdo con las normas técnicas complementarias de la Ciudad de México del 2017 (NTC-17), procedemos a ubicar el predio mediante la zonificación geotécnica de la CDMX, donde se observa que se encuentra en los límites de la zona de transición y la zona del lago (ver figura 12), en la cual se pueden encontrar con mayor frecuencia en este límite, depósitos lacustres muy blandos comprensibles con altos contenidos de agua, los cuales favorecen a la amplificación de las ondas sísmicas.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México de México

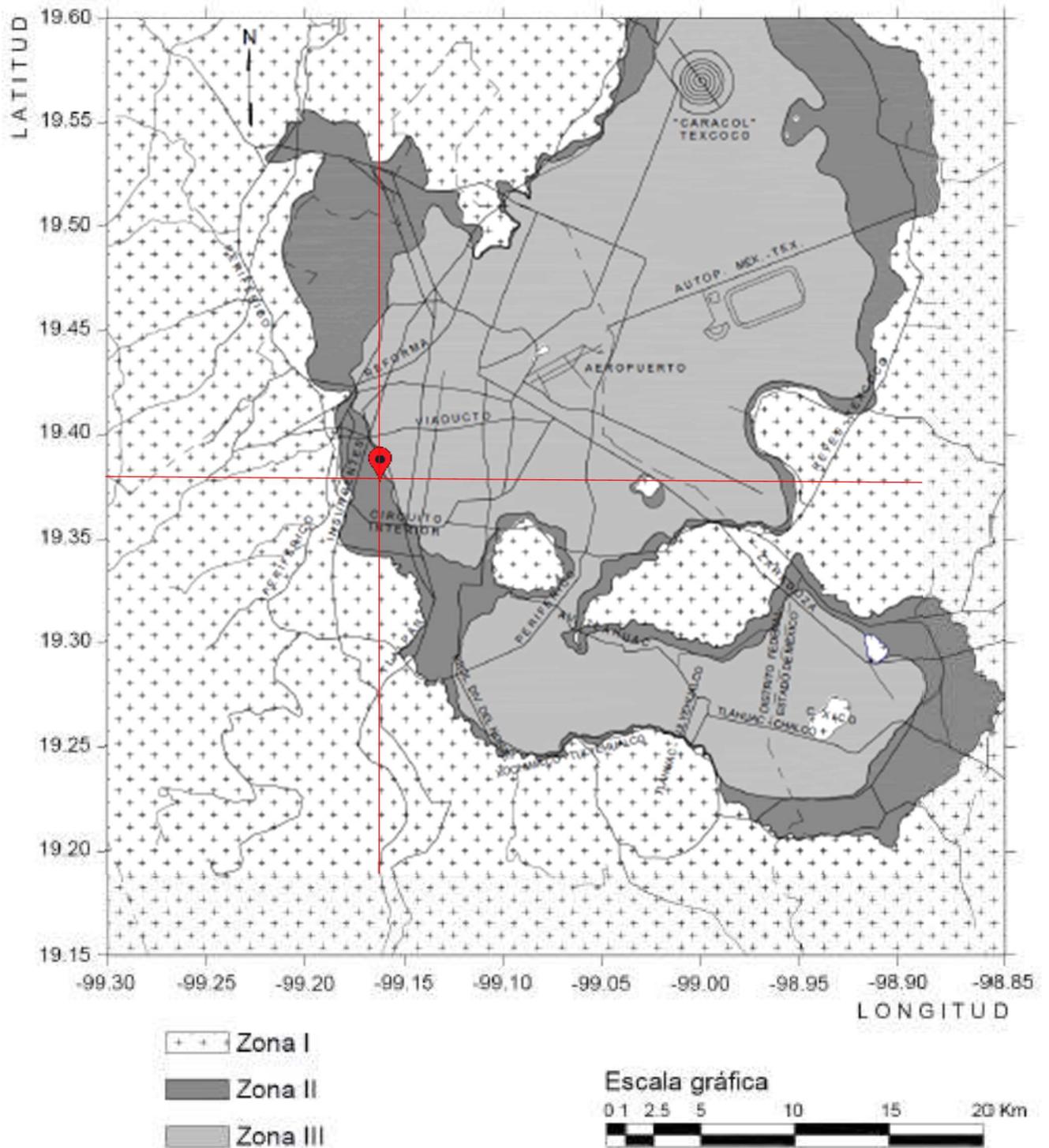


Figura 12. Ubicación del predio en la zonificación geotécnica de la Ciudad de México

2.5 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Se sabe que el suelo de la Ciudad de México se encuentra en un constante hundimiento regional, esto es ocasionado por las características y al comportamiento del suelo, debido a la existencia de

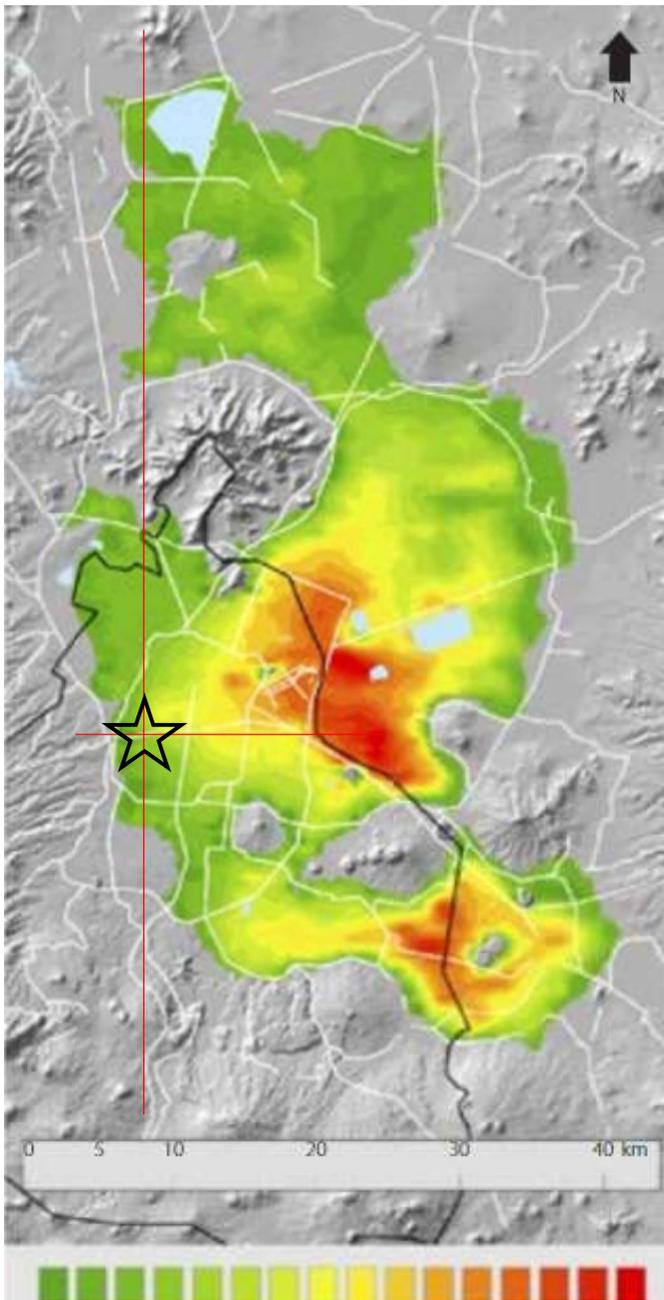


Figura 13. Velocidad de hundimiento en cm/año (Periodo 1999-2007) (II-UNAM, Revista H₂O, Gestión del agua, Enero-Marzo 2016)

arcillas muy compresibles. El hundimiento regional en la Ciudad de México se encuentra en constante observación debido a la serie de fenómenos adicionales que provoca el tipo del suelo, uno de ellos es la amplificación de las ondas sísmicas.

El hundimiento es ocasionado principalmente por la sobre explotación de los acuíferos para el abastecimiento de agua potable de la Ciudad de México, además de que no existe alguna reincorporación de agua en dichos acuíferos, lo que provoca a su vez que las arcillas del lago se compriman y teniendo el efecto esponja, de esta manera la ciudad seguirá teniendo este fenómeno el cual provocará año con año un hundimiento considerable, con lo que el debate de reincorporar agua en los acuíferos es un tema muy sonado en los últimos años.

Con base a lo anterior, tomando de referencia una serie de artículos publicados por el instituto de ingeniería de la UNAM (II-UNAM), se pudo tener un mapa de referencia de la Ciudad de México, donde con el apoyo de la instrumentación se obtuvo el hundimiento de cada zona de la ciudad.

Se estima un hundimiento aproximado de 3 cm/año. Considerando el hundimiento que presenta cada año en la ubicación de la estructura en estudio, se estima que la cimentación de la edificación este resuelta mediante pilotes. La determinación de las características de los pilotes es compleja, debido a que se debería realizar un análisis y determinar el hundimiento diferencial de la estructura, además de realizar una excavación a cielo abierto para determinar las características de los pilotes, esto ayudaría a determinar el comportamiento futuro de la estructura y si es el caso presentar un proyecto de renivelación de la edificación en estudio.

Capítulo 3

3 PROYECTO ESTRUCTURAL

A continuación, se describe la serie de reglamentaciones necesarias para llevar a cabo la adecuada revisión estructural de la edificación en estudio, de igual manera se describen los parámetros necesarios para la obtención del espectro de diseño, así como la determinación de las cargas de diseño estimadas de acuerdo con los usos de la edificación a partir de las Normas Técnicas Complementarias (NTC-17).

De acuerdo con los reglamentos vigentes se obtendrán los límites de desplazamientos y deflexiones a partir de las características de la estructura con apoyo de programas de cómputo que faciliten la obtención de estos valores, así determinar el cumplimiento de dicha estructura con el reglamento vigente de la Ciudad de México.

3.1 REGLAMENTOS Y CÓDIGOS DE CONSTRUCCIÓN

De acuerdo con el reglamento vigente para la Ciudad de México, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-17), hace referencia al cumplimiento de las Normas Técnicas Complementarias 2017 (NTC-17), las cuales de adoptarán para esta revisión estructural con el fin de estimar el comportamiento de los elementos estructurales, así como de la subestructura, utilizando un análisis modal espectral dentro de la revisión, por lo que la revisión estructural se evaluó fundamentalmente con las siguientes normas y reglamentos para dicha la estructura:

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-17).
- Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (NTCDCEA).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTC-DCEM).
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS).

Para la evaluación de los elementos estructurales se realizará con base al cumpliendo los requerimientos que establece el código vigente, se someterá a la estructura a una revisión verificar la seguridad ante el colapso de esta, además de su comportamiento ante el sismo máximo esperado con base en criterios internacionales reconocidos.

Adicionalmente, se utilizarán otros códigos y reglamentos como apoyo adicional a lo establecido en el RCDF-17, los cuales se mencionan a continuación:

- ASCE/SEI 7-10 "Minimum Design Loads for Buildings and other Structures," SEI/ASCE 7-02, American Society of Civil Engineers,
- ACI-318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.
- AISC-14th ed.: Steel Construction Manual 14th Ed.

3.2 PARÁMETROS DE ANÁLISIS

De acuerdo con el tipo de destino de cada espacio y al apartado 1.4 “clasificación de las estructuras” de NTC-DS, el edificio puede clasificar dentro del grupo A, y subgrupo A1, debido a que estipula que es necesario mantener operación aun después de un sismo de magnitud importante ya que su funcionamiento es esencial para la población.

Para los factores de carga (F_c) para condiciones permanentes y acciones variables, de acuerdo con el apartado 3.4 de NTC-CADE, especifica un $F_c=1.5$ para cargas permanentes y un $F_c=1.7$ para cargas variables; también un $F_c=1.1$ para diseño por sismo.

3.3 PROPIEDADES DE MATERIALES

De acuerdo con la consideración fundamental de los concretos, se sabe que la resistencia a la compresión con el tiempo aumenta en algunos casos considerablemente, lo cual para la evaluación de la estructura se partirá de un nuevo planteamiento para su correcta evaluación estructural.

Se tienen contemplado utilizar un concreto de $f'_c=200\text{ kg/cm}^2$ (concreto clase 2) para analizar los elementos estructurales, contemplando de igual manera la degradación de estos. Este deterioro se debe principalmente al uso, la afectación de los sismos resientes y además considerando que se desconoce si existe un correcto mantenimiento de la estructura.

Considerando esto se contempló lo siguiente:

$f'_c = 200\text{ kg/cm}^2$	Columnas y muros.
$f'_c = 200\text{ kg/cm}^2$	Losas macizas
$f'_c = 200\text{ kg/cm}^2$	Trabes
$f'_c = 200\text{ kg/cm}^2$	Muros de Subestructura

El módulo de elasticidad para cada calidad de concreto se obtiene a partir de las siguientes expresiones:

Para concretos clase 2:

$$E = 8000\sqrt{f'_c}\text{ en kg/cm}^2$$

Para el caso del acero de refuerzo, se tiene contemplado utilizar el f_y con un esfuerzo mínimo de fluencia del acero es el siguiente:

$$f'_c = 4200\text{ kg/cm}^2\text{ para todos los diámetros de las barras de refuerzo.}$$

El módulo de elasticidad, E , se toma igual a $2\,040\,000\text{ kg/cm}^2$. El acero de refuerzo debe ser conforme como lo especifican las NTC-17, sección 1.5.2. De acuerdo con el reporte fotográfico no se observan desprendimientos del recubrimiento en los elementos estructurales, por lo que se intuye que el acero estructural tiene aún un buen estado.

3.4 CARGAS GRAVITACIONALES

Las cargas gravitacionales son las aplicables al sistema de piso de una estructura, las cuales principalmente son divididas en dos, donde las cargas muertas representan directamente a las cargas ocasionadas por acabados, instalaciones, cielo raso, muros divisorios, servicios, aislamientos, etc., mientras que las cargas vivas pueden ser representadas por personas, vehículos, cargas constructivas, animales, equipos, equipo de oficina, entre otros.

Se recomienda en ocasiones desglosar la lista de posibles cargas vivas y muertas, de las posibles cargas presentes en uno o varios niveles de la estructura, esto con el fin de poder determinar la serie de cargas de diseño adecuadas para realizar la revisión estructural de los elementos.

3.4.1 Cargas muertas de diseño

Las cargas muertas de diseño se calcularán con base en el peso propio de los materiales usados para la construcción de la estructura, dentro del peso propio se consideró una carga de 40 kg/m² según lo establecido en el RCDF -17 para losas y firmes colados en sitio, los cuales corresponden a “El peso muerto calculado de losa de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementa 20 kg/m². Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m² de manera que el incremento total será de 40 kg/m².” (NTC-CADE).

3.4.2 Cargas muertas adicionales de diseño (CMA)

Las cargas muertas adicionales y las cargas vivas se asignan en función del tipo de uso de cada espacio y el tipo de acabado de cada superficie. En la siguiente tabla contiene un resumen de las cargas utilizadas para el diseño de la estructura.

Espacio	Servicios y acabados considerados	Carga muerta adicional W_{CMA} (kg/m ²)
Equipos y mecánicos	Acabados, e instalaciones	200
Baños	Acabados, e instalaciones	150
Escalera	Acabados, e instalaciones	150
Azotea	Acabado, instalaciones e impermeabilizantes.	250

Tabla 7 Cargas muertas adicionales de diseño

3.4.3 Cargas vivas de diseño (CV)

Las siguientes cargas vivas se utilizarán para la revisión estructural de la edificación son las que se presentan en la siguiente tabla. Las cargas fueron estimadas a partir de la tabla de cargas vivas unitarias las NTC-17.

Espacio	Carga viva máxima W_{CVmax} (kg/m ²)	Carga viva instantánea $W_{CVins}t$ (kg/m ²)	Carga viva media W_{CVmed} (kg/m ²)
Equipos y mecánicos	500	450	125
Baños	350	150	40
Escalera	350	150	40
Azotea	100	70	15

Tabla 8. Cargas vivas de diseño

3.5 COMBINACIONES DE DISEÑO

Las combinaciones de cargas utilizadas para comprobar la capacidad de servicio de los cuerpos son una combinación de las requeridas por las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE). Las combinaciones de carga son las siguientes:

3.5.1 Combinaciones para análisis por servicio y resistencia

a) Combinaciones de carga para revisión contra **Colapso**:

CM+CMA

CM+CMA+CVM

CM+CMA+CVI+(±SCx±0.30SCy)

CM+CMA+CVI+(±0.30SCx±SCy)

b) Combinaciones de carga para revisión por **Limitación De Daños**:

CM+CMA

CM+CMA+CVM

CM+CMA+CVI+(±SLx±0.30SLy)

CM+CMA+CVI+(±0.30SLx±SLy)

c) Combinaciones de carga para revisión de **Efectos A Largo Plazo**:

CM+CMA+CVMED

d) Combinaciones de carga por **Carga Ultima**:

1.5CM+1.5CMA

1.5CM+1.5CMA+1.7CVM

1.1CM+1.1CMA+1.1CVI+(±1.1SDx±0.33SDy)

1.1CM+1.1CMA+1.1CVI+(±0.33SDx±1.1SDy)

Donde:

CM: Carga muerta de la estructura

SCM: Carga muerta adicional + carga adicional reglamentaria

CVmáx: Carga viva máxima

CVmed: Carga viva media

CVinst: Carga viva instantánea

SCx: Fuerza lateral por sismo en el sentido longitudinal (x) obtenida del espectro contra colapso

SCy: Fuerza lateral por sismo en el sentido transversal (y) obtenida del espectro contra colapso

SLx: Fuerza lateral por sismo en el sentido longitudinal (x) obtenida del espectro por limitación de daño

SLy: Fuerza lateral por sismo en el sentido transversal (y) obtenida del espectro por limitación de daño

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

SDx: Fuerza lateral por sismo en el sentido longitudinal (x) obtenida del espectro de diseño

SDy: Fuerza lateral por sismo en el sentido transversal (y) obtenida del espectro de diseño

3.6 CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DE ENFOQUE REGLAMENTARIO

Los criterios de aceptación mediante un enfoque reglamentario, se utiliza para determinar el correcto comportamiento de la estructura, esto se ve reflejado directamente en deflexiones, estos pueden presentarse directamente en los sistemas de piso, en los elementos estructurales. De igual manera brinda a apoyo para poder determinar los desplazamientos laterales ocasionados ante un evento sísmico.

3.6.1 Deflexiones verticales en general

Las deflexiones verticales para las losas macizas de concreto, con base en lo estipulado en el ACI 318-14, son las siguientes:

Deflexiones instantáneas, con cargas muertas y vivas instantáneas (máximas):

- ✓ Longitud del claro/360 (soportadas en ambos extremos)
- ✓ Longitud del claro/180 (cantiléver)

Deflexiones diferidas o a largo plazo, con cargas muertas y vivas sostenidas (medias):

- ✓ Longitud del claro/240 (soportadas en ambos extremos)
- ✓ Longitud del claro/120 (cantiléver)

3.6.2 Desplazamientos laterales

El desplazamiento lateral se limitará de acuerdo con las NTC-DS, en su apartado 4.2 “valores de Q y $Y_{máx}$ ”, estableciéndose dos límites. El primero limita el daño a los elementos no estructurales (no debe exceder 0.004h) ante sismo de servicio. El segundo tiene como objetivo la seguridad ante el colapso con los siguiente límites según el sistema lateral en la dirección del sismo.

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	$Y_{máx}$
Marcos de Concreto	Baja	---	2.0	0.015

Tabla 9. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto (NTC-DS)

3.7 ANÁLISIS SÍSMICO

A continuación, determinaremos los factores que influyen directamente a la construcción de espectro de diseño, así como los parámetros que influyen en el mismo, así como lo son el tipo de suelo existente en la zona, geometría de la edificación y consideración que afecten la construcción del espectro de diseño de la estructura con base a los parámetros de los factores estipulados en las NTC-DS.

3.7.1 Zonificación sísmica

De acuerdo con el apartado 3. espectros para diseño sísmico de las NTC-DS, se generó un espectro sísmico de diseño el cual nos da los siguientes parámetros sísmicos para emplearlos en el análisis, los parámetros fueron obtenidos con apoyo del programa SASID. Dichos valores se muestran a continuación:

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

- T_s (Periodo del suelo): 0.864 s
- a_0 (Aceleración máxima del terreno): 0.238
- c_s (aceleración máxima espectral, coeficiente sísmico): 0.695
- T_a (Límite inferior de la meseta del espectro de diseño): 0.760 s
- T_b (Límite superior de la meseta del espectro de diseño): 1.705 s
- k : 0.598

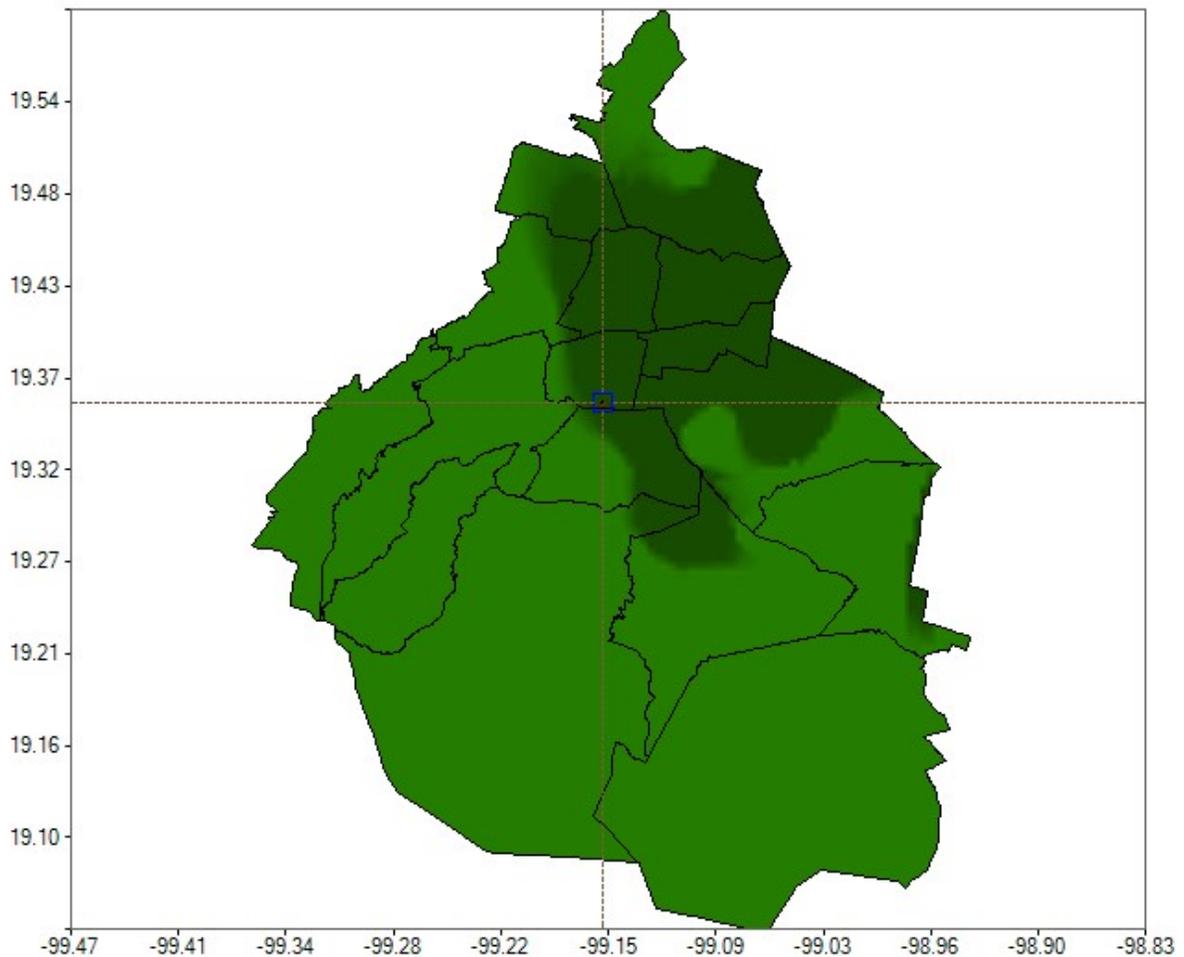


Figura 14 Localización del edificio en el sistema de acciones sísmicas de Diseño (SASID de NTC-DS).

A partir de programa SASID, se pueden obtener los espectros de diseño, colapso y servicio. El espectro de diseño es utilizado para el diseño de los elementos estructurales, mientras que el de servicio es para la revisión de distorsiones ante eventos sísmicos frecuentes y la revisión contra el peligro de colapso, para esta revisión se considera el cumplimiento de un objetivo básico indicado en la figura de nivel de desempeño sísmico (Ver tabla 5).

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Periodo	Espectros			
	Diseño	Colapso	Servicio	Elástico
T	a_{red}	a	a	a
seg.	a/g	a/g	a/g	a/g
0.0	0.188	0.351	0.133	0.238
0.1	0.222	0.415	0.157	0.298
0.2	0.244	0.455	0.172	0.358
0.3	0.262	0.489	0.185	0.418
0.4	0.270	0.504	0.191	0.478
0.4	0.278	0.519	0.196	0.538
0.5	0.292	0.545	0.206	0.599
0.6	0.305	0.570	0.216	0.659
0.7	0.318	0.593	0.224	0.695
0.8	0.325	0.606	0.229	0.695
0.9	0.325	0.606	0.229	0.695
1.0	0.325	0.606	0.229	0.695
1.1	0.325	0.606	0.229	0.695
1.2	0.325	0.606	0.229	0.695
1.3	0.325	0.606	0.229	0.695
1.4	0.325	0.606	0.229	0.695
1.4	0.325	0.606	0.229	0.695
1.5	0.325	0.606	0.229	0.695
1.6	0.325	0.606	0.229	0.695
1.7	0.325	0.606	0.229	0.695
1.8	0.283	0.528	0.200	0.598
1.9	0.247	0.460	0.174	0.516
2.0	0.217	0.405	0.153	0.450
2.1	0.192	0.359	0.136	0.395
2.2	0.172	0.321	0.121	0.350
2.3	0.154	0.288	0.109	0.313
2.4	0.140	0.260	0.099	0.281
2.5	0.127	0.237	0.090	0.254
2.6	0.116	0.216	0.082	0.230
2.7	0.106	0.198	0.075	0.210
2.8	0.097	0.182	0.069	0.192
2.9	0.090	0.168	0.064	0.177
3.0	0.083	0.155	0.059	0.163
3.1	0.077	0.144	0.055	0.151
3.2	0.072	0.134	0.051	0.140
3.3	0.067	0.125	0.047	0.131
3.4	0.063	0.117	0.044	0.122

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

3.5	0.059	0.110	0.042	0.114
3.6	0.055	0.104	0.039	0.107
3.7	0.052	0.097	0.037	0.101
3.8	0.049	0.092	0.035	0.095
3.9	0.047	0.087	0.033	0.090
4.0	0.044	0.082	0.031	0.085
4.1	0.042	0.078	0.030	0.080
4.2	0.040	0.074	0.028	0.076
4.3	0.038	0.070	0.027	0.072
4.4	0.036	0.067	0.025	0.069
4.5	0.034	0.064	0.024	0.065
4.6	0.033	0.061	0.023	0.062
4.7	0.031	0.058	0.022	0.059
4.8	0.030	0.056	0.021	0.057
4.9	0.029	0.053	0.020	0.054
5.0	0.027	0.051	0.019	0.052

Tabla 10. Espectros de diseño, colapso, servicio y elástico.

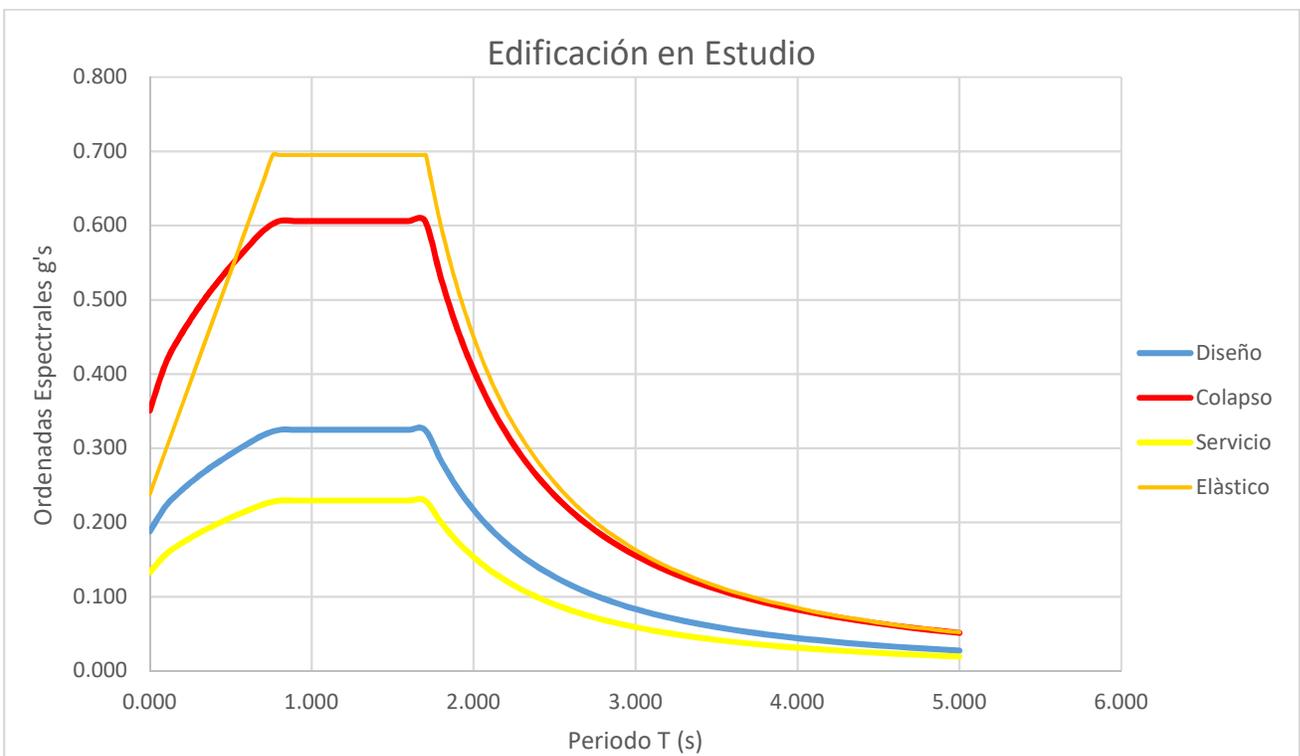


Figura 15. Espectros de diseño, colapso, servicio y elástico.

A partir del programa SASID, se puede construir los espectros de diseño, colapso, servicio y elástico, por lo que para la obtención de dichos espectros es necesario determinar algunos parámetros estipulados en las NTC-DS, de tal manera que a continuación se determinarán dichos parámetros para la construcción de estos.

3.7.1.1 Espectros obtenidos del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño

Para la revisión del requisito de limitación de daños según la sección 1.8 de las NTC-DS, las distorsiones máximas de entrepiso deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por Q'R y por el factor K_s , que se determina como:

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases} \quad (3.1.1 \text{ NTC-17})$$

3.7.1.2 Espectros obtenidos con los parámetros básicos

Las ordenadas del espectro elástico de pseudo-aceleración como fracción de la gravedad, a , se determinarán en función del periodo de vibrar de la estructura, T , y de parámetros básicos, como sigue:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (3.1.2 \text{ NTC-17})$$

Donde:

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2 \quad (3.1.3 \text{ NCT} - 17)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - [1 - (\frac{0.05}{\zeta})^\lambda] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ (\frac{0.05}{\zeta})^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + [(\frac{0.05}{\zeta})^\lambda - 1] (\frac{\tau T_b}{T})^\epsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (3.1.4 \text{ NTC-17})$$

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; δ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ , ϵ y τ como se indica anterior.

Periodo del sitio (s)	λ	ϵ	τ
$0.5 < T_s \leq 1.0$	0.45	0.20	1.0

Tabla 11. Valores de λ , ϵ y τ en función de T_s .

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario (mayor que 0.05) por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; δ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño.

3.7.1.3 Factores de reducción de las ordenadas espectrales

Las ordenadas espectrales correspondientes al espectro elástico pueden dividirse con fines de diseño entre el factor de sobre-resistencia R que se calcula como se indica en la sección 3.5 de las NTC-DS, y el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (3.4.1 \text{ NTC-17})$$

donde Q es el factor de comportamiento sísmico que se especifica en la tabla 9. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto (NTC-DS).

3.7.1.4 Factor de sobre-resistencia

El factor de sobre-resistencia, R , debe determinarse con la ecuación siguiente:

$$R = k_1 R_0 + K_2 \quad (3.5.1 \text{ NTC-17})$$

donde R_0 es un factor básico de sobre-resistencia del sistema estructural, que se tomará igual a:

0.8	Para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengas menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis.
-----	---

$$k_2 = 0.5[1 - (T/T_a)^{1/2}] > 0 \quad (3.5.2 \text{ NTC-17})$$

3.7.1.5 Factor de irregularidad.

De acuerdo con los requisitos que debe satisfacer una estructura que se mencionan en las NTC-DS en el apartado 5 Condiciones de Regularidad, la edificación en estudio, se clasifica como una estructura regular y presenta un factor de 1.0. Para que una estructura se considere regular debe satisfacer los requisitos siguientes:

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 con respecto a dicho eje no excede 15 grados. **(Cumple)**
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro. **(Cumple)**
3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro. **(Cumple)**
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 en que se considera el entrante o saliente. **(No Cumple)**
5. Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido. **(Cumple)**
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 difieren en posición de un piso a otro. Se exige de este requisito la azotea de la construcción. **(Cumple)**

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

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 difieren en posición de un piso a otro. Se exige de este requisito la azotea de la construcción. **(Cumple)**
7. 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. **(Cumple)**
8. 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. **(Cumple)**
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él. **(Cumple)**
10. Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exige de este requisito al último entrepiso de la construcción. **(Cumple)**
11. La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
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 esta. **(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 que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Queda excluido de este requisito el último entrepiso. **(Cumple).**

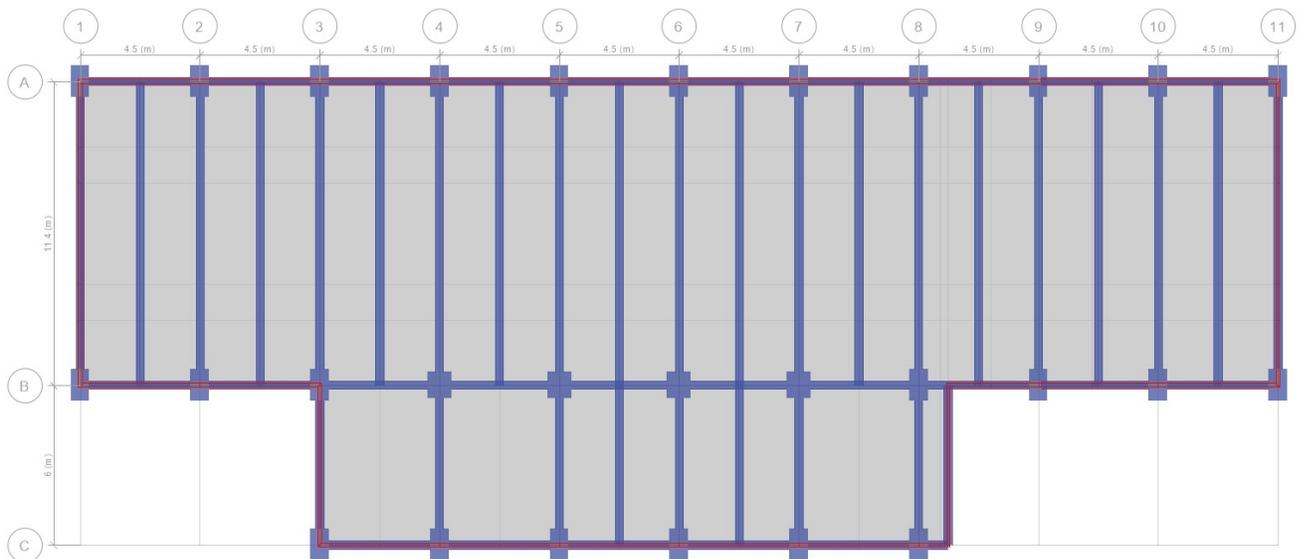


Figura 16. Modelo estructural – Planta nivel 3.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

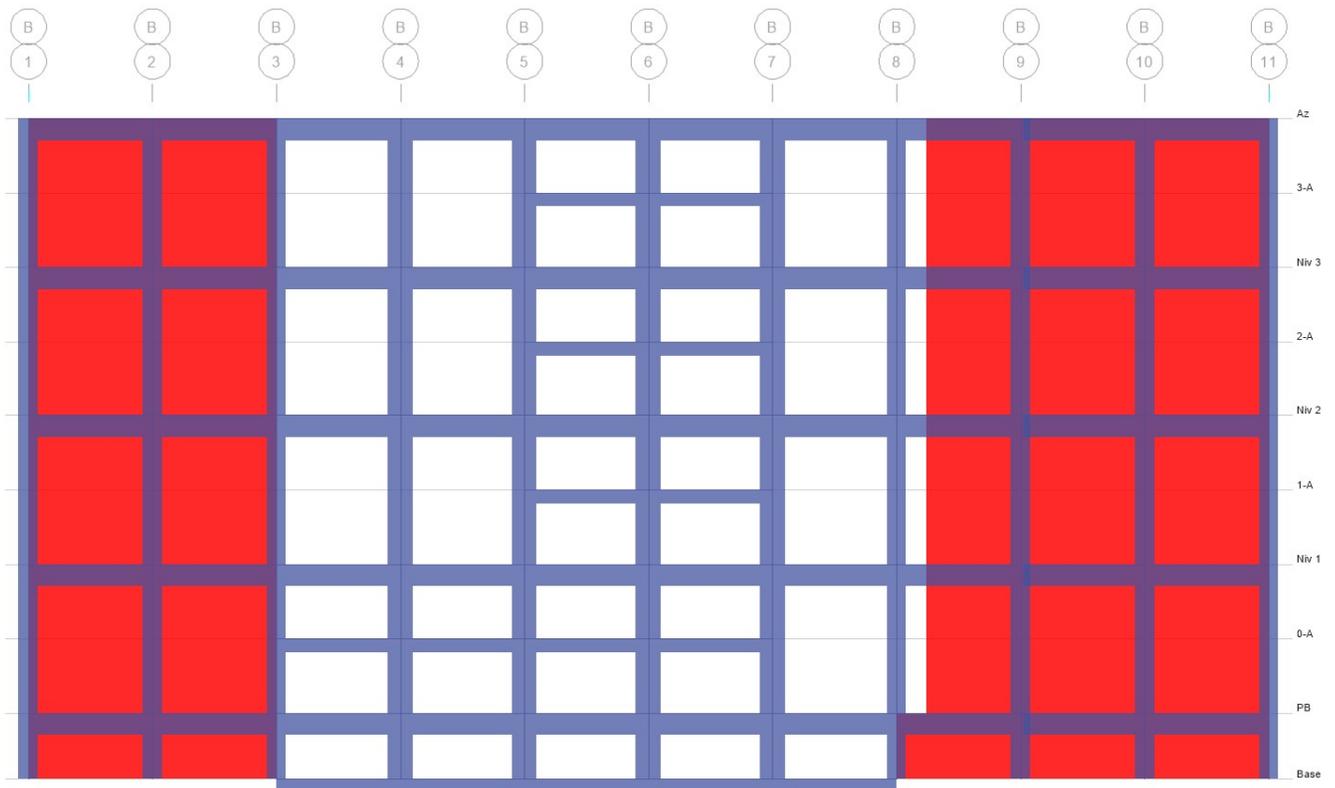


Figura 17. Modelo estructural – Elevación eje B .

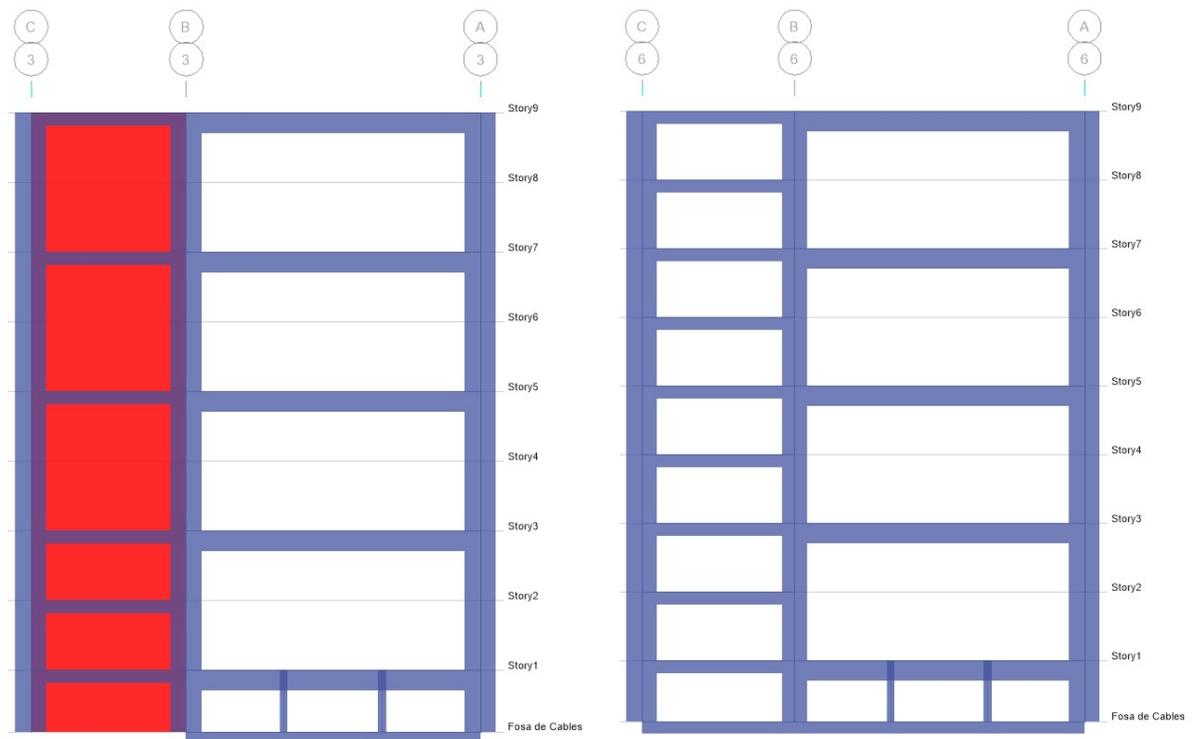


Figura 18. Modelo estructural – Elevación sobre el eje 3 y 6.

3.7.1.6 Corrección de Q' por irregularidad

Si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1 de las NTC-DS, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4 de las mismas, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0.

3.8 COMPARACIÓN CON LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

Se realiza la comparación de parámetros de diseño para terminar la variación a lo largo de los años, por lo que los datos relevantes que se tienen son que la edificación se construyó antes del año 1985, por lo cual su reglamento de diseño está basado al publicado en el año 1976, por lo cual se concluye que el edificio fue diseñado en zona de lago con un coeficiente sísmico $C_s=0.24$ y para una estructura de del grupo A, con un incremento de 1.3, por lo que haciendo la comparativa con las normas por las que actualmente diseñamos tenemos:

C_s (NTC 1976): 0.312

C_s (NTC-DS 2017): 0.695

Por lo tanto, el coeficiente sísmico que nos proporciona SASID, está muy por encima del coeficiente sísmico que se utilizó para el diseño de esta edificación, a razón del sismo presentado el 19 de septiembre de 2017.

3.8.1 Revisión simple del nivel de seguridad

Debido a que se desconocen las cuantías de acero longitudinal y transversal en las columnas, se utilizara una expresión simplificada de la resistencia al corte para la estimación de la resistencia lateral. En el caso de contar con los aceros refuerzos en columnas, se podría hacer una revisión de análisis de plasticidad concentrada, de tal manera que se podría determinar resistencia lateral con un método más preciso.

Cálculo aproximado de la resistencia:

- Peso total del edificio: 3,937.63 Ton
- Coeficiente de diseño (NTC 1976) $C_D= 0.312$
- Factor de Ductilidad (NTC 1976) $Q= 2.0$
- Área total de columnas De PB: 237,600.00 cm²
- Superficie de construcción del edificio: 648 m²
- Resistencia aproximada a corte en la planta Baja
(Resistencia lateral mínima esperada)
 V_{CR} Aproximada: $0.5 \times (f'c)^{1/2} \times A_{Columnas}$
 V_{CR} Aproximada: $0.5 \times (200)^{1/2} \times 237,600 = 1,680,085.712$
 V_{CR} Aproximada: 1680.085 Ton

Coeficiente sísmico asociado a la resistencia lateral PB:

$$C_R = V_{CR \text{ Aproximada}} / W_{TOTAL}$$

$$C_R = 0.426$$

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Conclusión:

Con base en el reglamento de 1970

$$C_R = V_{CR \text{ Aproximada}} / W_{TOTAL}$$

$$C_R = 0.426$$

Demanda de $Q = C_R/C_D = 1.36$

Con base en el reglamento del 2017:

$$C_R = 0.426$$

$$C_D = 0.695$$

Demanda de $Q = C_R/C_D = 0.612$

Por lo tanto, el nivel de seguridad es bueno, mientras que la demanda de Q indica gran rigidez en la edificación en estudio, por lo que es altamente probable la necesidad de flexibilizar la estructura.

Capítulo 4

4 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

En este capítulo se determinará la evaluación de la estructura, es decir, se determinará el comportamiento dinámico estructural, así como las revisiones ya mencionadas en el capítulo 3, como lo son las distorsiones permisibles de la estructura ante servicio y prevención al colapso, de igual se realizará una revisión al sistema de piso, revisando las deformaciones permisibles considerando las deformaciones a largo plazo.

También se realizará la revisión de los elementos estructurales como lo son trabes y columnas principalmente para determinar la integridad de estos y así posteriormente determinar si es adecuado su comportamiento ante un sismo esperado o en su defecto, cuáles serían las recomendaciones necesarias para garantizar la seguridad estructural en la edificación en estudio.

4.1 MODELO DE LA ESTRUCTURA

Se elaboró un modelo matemático con base a los planos presentados en los apéndices A y B, en los cuales se indica una planta con 4 niveles adicionales los cuales presentan un sistema de piso está conformado por losa maciza, el sistema sismo-resistente resuelto con marcos de concreto reforzado, así como vigas secundarias entre ejes principales, con muros de mampostería ubicados en el perímetro de cada panta estructural, además se cuenta con una losa de cimentación en la fosa de cables así como muros de contención que desplantan en la fosa de cables hasta la planta baja con un espesor de 30cm.

Dicho modelo, se analizará dinámicamente el cual se considera todas las combinaciones mencionadas en el capítulo 3, este análisis matemático se realizó con el apoyo del programa Etabs v.16.2.1 para poder analizar el comportamiento estructural y realizar las correspondientes revisiones de distorsiones permisibles, así de igual manera se realizó la revisión del sistema de piso mediante deformaciones a largo plazo, en las cuales contempla el agrietamiento del concreto, dichas desplazamientos permisibles son revisados según lo mencionado en el capítulo 3.

Además de la geometría de cada uno de los elementos estructurales, es necesario conocer las propiedades mecánicas de todos los elementos estructurales, dado que no se desconoce la información, en el capítulo 3, se propone un $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ (concreto clase 2), sin embargo, es necesario poder contar en un futuro con las propiedades de los materiales reales para determinar el mejor comportamiento de los elementos en cuanto a resistencias esperadas.

En este capítulo solo se abordarán el análisis de resultados del modelo matemático, sin embargo, se recomienda revisar el manual del programa para el apoyo de la elaboración del modelo estructural. De igual manera se analizará la estructura considerando únicamente el comportamiento dinámico estructural que aportan las columnas, trabes y losas de concreto, sin tomar en consideración el aporte de los muros de mampostería existentes, únicamente para la revisión de distorsiones y determinar el gran aporte de rigidez en la estructura.

La revisión estructural se revisó de esta manera, debido a que, si bien se conoce que el aporte de los muros de mampostería aporta rigidez en ambos sentidos de la estructura que eso se ve reflejado directamente en los desplazamientos permisibles, pero de igual manera de acuerdo con las NTC-DS, si se considera mampostería confinada, reduce las distorsiones permisibles en la estructura. Además, existe la incertidumbre del proceso constructivo de la mampostería, esto debido a que se desconoce si la existencia de un refuerzo horizontal en dicha estructura por lo que la existencia o no de este refuerzo modifica considerablemente los parámetros permisibles de las distorsiones.

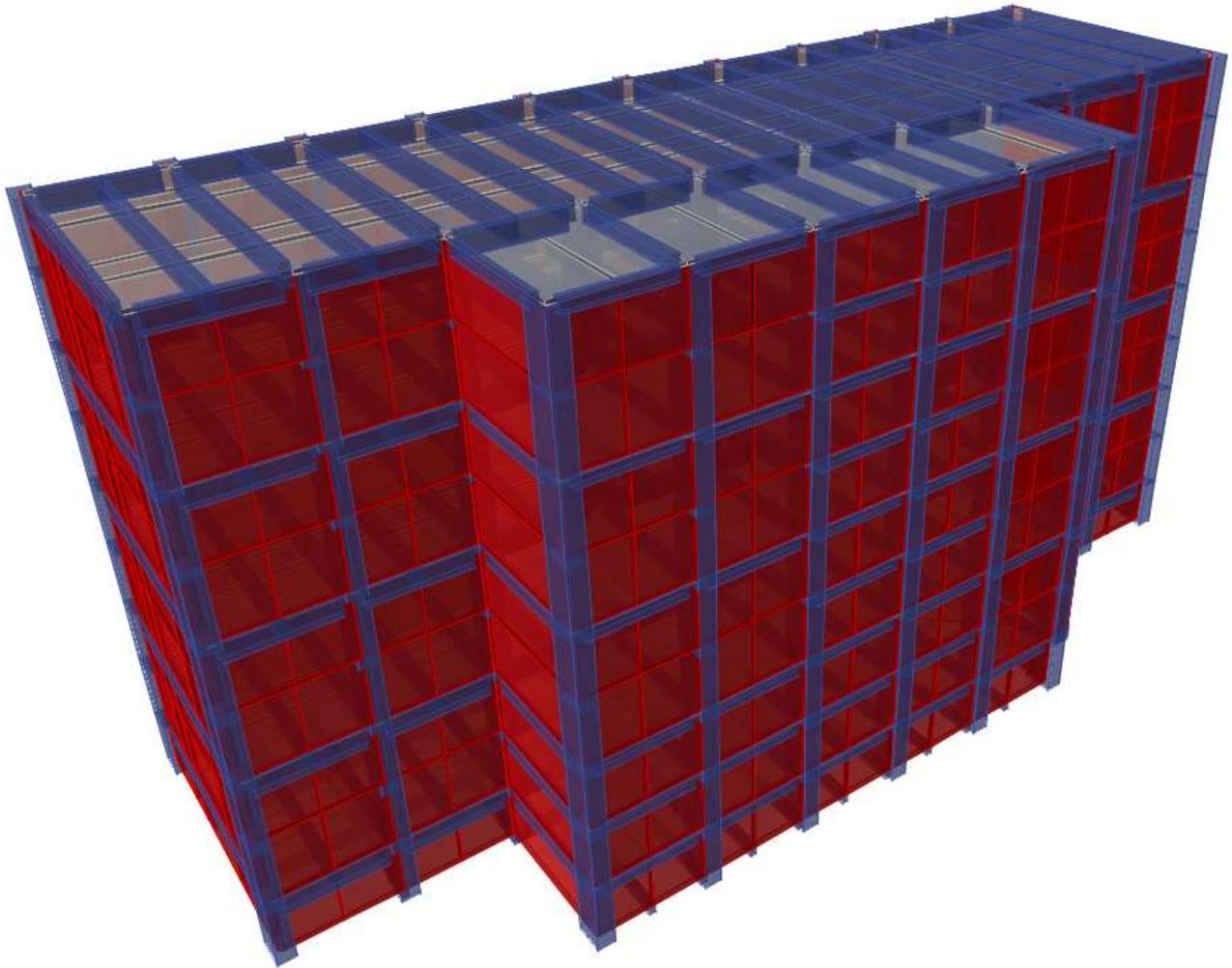


Figura 19. Modelo estructural de la edificación en estudio.

4.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS MODAL

A continuación, indicaremos las revisiones adecuadas del análisis estructural de la edificación en estudio. En la cual se observarán la participación de masa de la estructura, los periodos fundamentales de vibrar de la estructura y los límites permisibles de las distorsiones de la estructura. Cada uno de los mencionados anteriormente serán revisado con las NTC-DS, las cuales se describen más adelante. Está revisión es fundamental para poder determinar un buen comportamiento de la edificación y así poder revisar los elementos detalladamente con apoyo de las normas y/o reglamentos más adecuados en el capítulo 5.

De igual manera, se realizará la revisión de los desplazamientos permisibles del sistema de piso de la edificación. Todos los límites permisibles de deformaciones de la estructura y de la edificación son mencionadas en el capítulo 3, los cuales se deberán cumplir, en caso de no cumplir con dichos límites permisibles, en el capítulo 6 se realizará una serie de recomendaciones con base a los incumplimientos encontrados en este capítulo.

4.2.1 Participación de masa de la edificación

Se utilizaron 60 modos, los cuales fueron necesarios para que la suma de participación de masas laterales alcanzar un mínimo de 90 % en cada dirección, conforme lo marca en el reglamento de la Ciudad de México. Dichos periodos se muestran continuación en la tabla 12.

Modo	Periodo (Ts)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	1.28	0.000003103	0.6113	0.000005144	0.000003103	0.6113	0.000005144
2	1.069	0.2074	0.00001327	0.4044	0.2074	0.6113	0.4044
3	1.039	0.4345	0	0.1957	0.6419	0.6113	0.6001
4	0.32	0.0001	0.1363	0.0001	0.642	0.7477	0.6002
5	0.316	0.0933	0.0001	0.0003	0.7353	0.7478	0.6004
6	0.279	0.00002327	0.000007218	0.1202	0.7353	0.7478	0.7206
7	0.166	0.0386	0	0	0.7739	0.7478	0.7206
8	0.137	0	0.0606	0.0003	0.7739	0.8084	0.7209
9	0.124	0.0001	0.0000314	0.0527	0.774	0.8084	0.7735
10	0.109	0.0136	0	0.00000593	0.7876	0.8084	0.7736
11	0.078	0	0.028	0.0002	0.7876	0.8364	0.7738
12	0.072	0.0002	0.000004214	0.0219	0.7878	0.8364	0.7957
13	0.064	0.0002	0	0.00002053	0.788	0.8364	0.7957
14	0.055	0.0034	0	0.0004	0.7914	0.8364	0.7961
15	0.049	0.0013	0.0002	0.0006	0.7927	0.8366	0.7967
16	0.043	0.0003	0.0305	0.0014	0.793	0.8671	0.7981
17	0.041	0.0074	0.0023	0.0014	0.8005	0.8693	0.7995
18	0.039	0.0003	0.0828	0.0044	0.8007	0.9521	0.8039
19	0.036	0.0112	0.0027	0.0013	0.8119	0.9548	0.8053
20	0.035	0.0003	0.007	0.0025	0.8122	0.9618	0.8077
21	0.035	0.0001	0.00001969	0.0002	0.8123	0.9619	0.8079
22	0.035	0.0001	0.0101	0.0002	0.8124	0.972	0.8081
23	0.034	0.0007	0.0003	0.0002	0.8131	0.9722	0.8082
24	0.033	0.0004	0.00001871	0.000009031	0.8135	0.9723	0.8083
25	0.033	0.0002	0.00001772	0.00001035	0.8137	0.9723	0.8083
26	0.033	0.00004443	0.00001432	0.0002	0.8137	0.9723	0.8085

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

27	0.033	0.00002075	0.000001127	0.00001466	0.8137	0.9723	0.8085
28	0.033	0.0004	0.00002557	0.0001	0.8141	0.9723	0.8086
29	0.032	0.00002366	0.000002919	0.00001693	0.8141	0.9723	0.8086
30	0.032	0.000002003	0	5.173E-07	0.8141	0.9723	0.8086
31	0.032	0.0041	0.00002216	0.0005	0.8182	0.9723	0.8091
32	0.031	0.00002196	0.00000512	0.00002426	0.8183	0.9723	0.8091
33	0.031	0.0000482	0.000009804	0.0001	0.8183	0.9724	0.8092
34	0.031	0.0005	0.000002682	0.0003	0.8188	0.9724	0.8096
35	0.031	0.00002157	0	0.00001581	0.8188	0.9724	0.8096
36	0.03	0.0005	0	0.0014	0.8193	0.9724	0.811
37	0.03	0.0000254	0.0002	0.000002148	0.8193	0.9725	0.811
38	0.03	0.0012	0.0022	0.0027	0.8206	0.9747	0.8137
39	0.03	0	6.631E-07	0	0.8206	0.9747	0.8137
40	0.03	0.0011	0.0088	0.035	0.8217	0.9835	0.8488
41	0.029	0.0005	0.0001	0.0001	0.8222	0.9836	0.8488
42	0.029	0.0001	0.0001	0.0002	0.8222	0.9837	0.849
43	0.029	0.0022	0.0001	0.0001	0.8244	0.9839	0.8491
44	0.029	0.0001	6.361E-07	0.000008026	0.8245	0.9839	0.8491
45	0.029	0.0079	0.0002	0.01	0.8324	0.984	0.8591
46	0.029	0.001	0.0002	0.0065	0.8333	0.9842	0.8656
47	0.028	0.0022	0.0032	0.0558	0.8355	0.9873	0.9214
48	0.028	0.0006	0.00001365	0.0003	0.8361	0.9874	0.9217
49	0.028	0.0014	0.0001	0.0028	0.8375	0.9875	0.9244
50	0.028	0.00002803	0.00001082	0.0003	0.8376	0.9875	0.9247
51	0.028	0.0001	0.0008	0.012	0.8377	0.9883	0.9367
52	0.027	0.0001	0.00001297	0.0001	0.8378	0.9883	0.9369
53	0.027	0.0012	0.001	0.0009	0.839	0.9893	0.9378
54	0.027	0.000001868	9.096E-07	0	0.839	0.9893	0.9378
55	0.027	0.0024	0.00001092	0.00003827	0.8414	0.9894	0.9378
56	0.027	0.0004	0.000002773	0.0009	0.8418	0.9894	0.9387

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

57	0.027	0.0007	0.00002804	0.0001	0.8425	0.9894	0.9388
58	0.026	0.0004	0	0.00002113	0.8429	0.9894	0.9388
59	0.026	0.0284	0.000002912	0.0009	0.8713	0.9894	0.9397
60	0.026	0.0027	0.0008	0.0195	0.8739	0.9901	0.9592

Tabla 12. Participación de masas.

El periodo del sistema se define como el tiempo que transcurre para que cumpla un ciclo de movimiento en vibración libre. Los experimentos realizados en laboratorios indican que el periodo (T) de una estructura depende de la excitación sísmica, es decir, a mayor intensidad (aceleración máxima del terreno) corresponde un mayor valor de T, por lo tanto, a mayor intensidad de vibración aumentara el agrietamiento.

Varios investigadores estiman el periodo T en función de la altura total (H en metros) o en número de niveles (N) del edificio, a partir de estos parámetros se obtienen las siguientes formulas aplicables para edificaciones de marcos de concreto reforzado.

Sistema estructural	Tipo de regresión	Tendencia
Altura	Lineal	$T=0.042H$
	Potencial	$T=0.055H^{0.93}$
Número de niveles	Lineal	$T=0.115N$
	Potencial	$T=0.078N^{0.541}$

Tabla 13. Estimación aproximada de los periodos de vibrar para edificios ubicados en la Ciudad de México. (Estimación y variación del periodo fundamental de vibración de edificios de concreto reforzado inferidas a partir de edificios instrumentados ubicados en la Ciudad de México y California (SMIE), 2006).

De acuerdo con la tabla anterior, el periodo de la estructura en estudio tiene 4 niveles, un periodo $T=1.28$ s. y una altura H (21.6 m), se procede a la construcción de la gráfica.

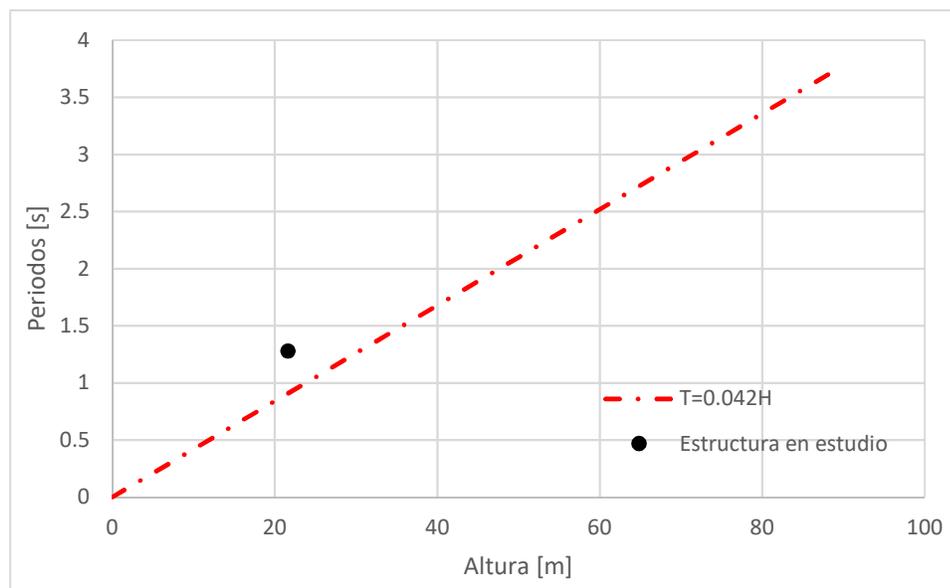


Figura 20. Relación empírica entre el periodo fundamental de vibración y las características estructurales de los edificios de marcos de concreto reforzado a partir del número de niveles (N).

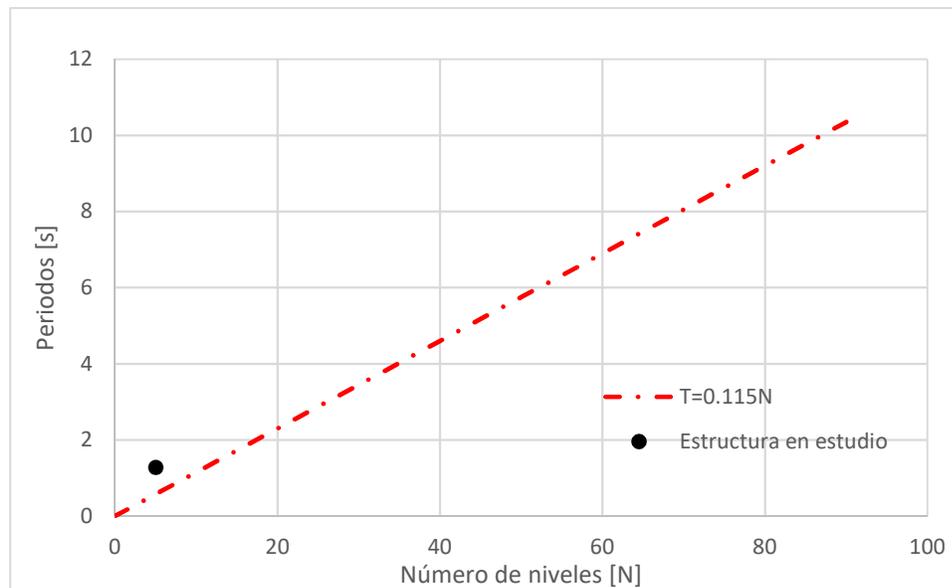


Figura 21. Relación empírica entre el periodo fundamental de vibración y las características estructurales de los edificios de marcos de concreto reforzado a partir de su altura (H).

4.2.2 Cortante basal mínimo

Se obtendrá de acuerdo con las NTC-DS, se procederá a revisar el cortante basal mínimo de la estructura el cual se describe a continuación por dichas normas, “Se obtendrá un cortante basal mínimo V_o obtenido por el análisis dinámico modal especificado en la sección 6.1 es menor $a_{min} W_o$, se incrementarán todas las fuerzas de diseño en una proporción tal que V_o iguale ese valor; los desplazamientos no se afectarán por esta corrección W_o es el peso total de la estructura al nivel de desplante, y a_{min} se tomará igual a 0.03 cuando $T_s < 0.5s$ o 0.05 si $T_s \geq 1.0s$, donde T_s es el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores comprendidos entre 0.5 y 1.0, a_{min} se hará variar linealmente entre 0.03 y 0.05”(NTC-17, p. 68).

De acuerdo con lo anterior mencionado, a partir del periodo dominante más largo del terreno ($T_s=0.864s$), se hará variar finalmente entre 0.3 y 0.5 el valor de a_{min} , consecuentemente se obtiene lo siguiente:

$$Vb_{min} = W_t * a_{min}$$

Donde:

Vb_{min} : Cortante Basal Mínimo

W_t : Peso Sísmico (3937.63 Ton)

a_{min} : Ordenada Espectral Mínima de Diseño

a_{min}	0.03	0.04	0.05
Vb_{min}	118.1 Ton	157.5 Ton	196.8 Ton

Tabla 14. Cortante mínimo basal

Cortante Dinámico Modal	
Vbx	1242.11 Ton
Vby	1222.37 Ton

Tabla 15. Cortante dinámico modal

De acuerdo con lo observado en las tablas 14 y 15, se concluye que la estructura cumple con los cortantes mínimos indicados por las NTC-DS.

4.2.3 Periodos dominantes de vibrar

A continuación, se muestran los 3 primeros modos de vibrar, en estos primeros modos del análisis modal se pueden observar los desplazamientos en las direcciones X y Y, así como la torsión de la edificación en estudio. Comúnmente en los 3 primeros modos, se obtiene el periodo dominante de vibrar, el cual se compara con el periodo del suelo en el cual se busca evitar que sean similares debido al riesgo de resonancia que pudiera presentarse ante un evento sísmico, a partir de esta comparación, la estructuración de una edificación puede tender a ser sea flexible o rígida, esto dependerá de la ubicación de la estructura en el espectro de diseño.

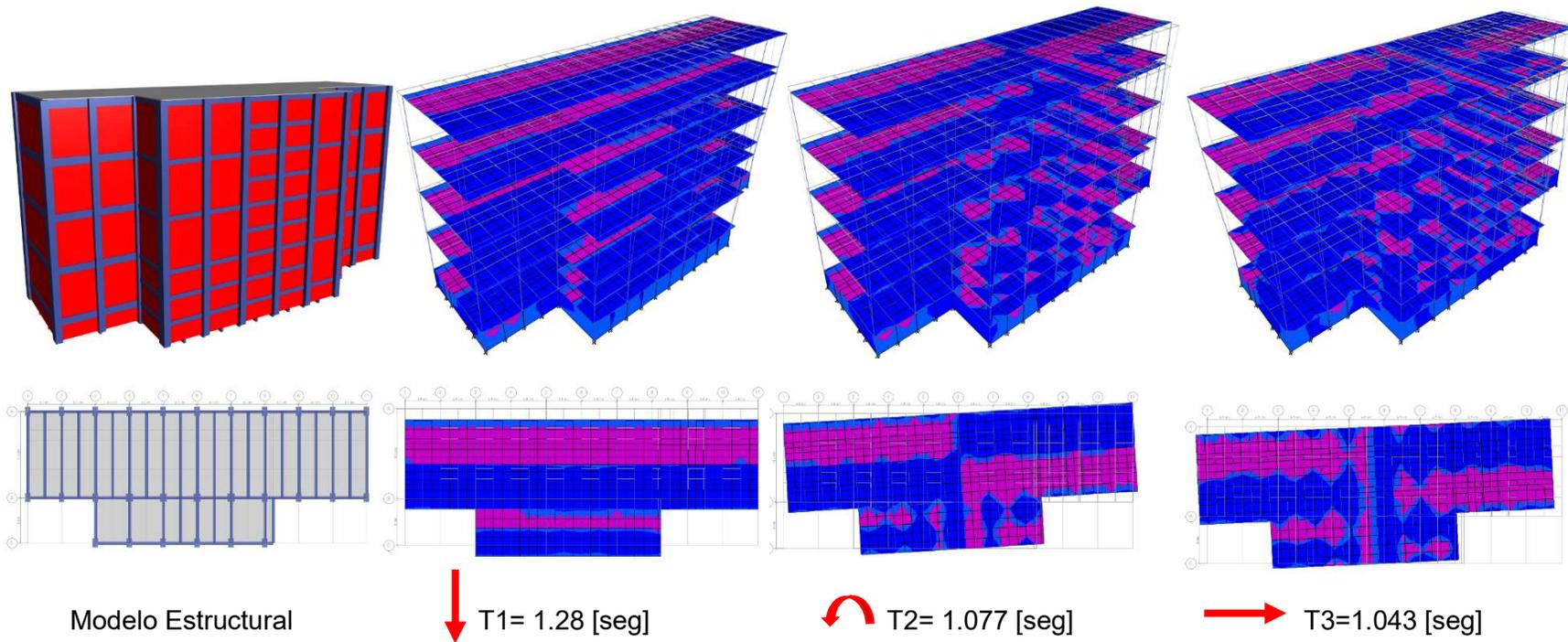


Figura 22. Periodos fundamentales de vibrar

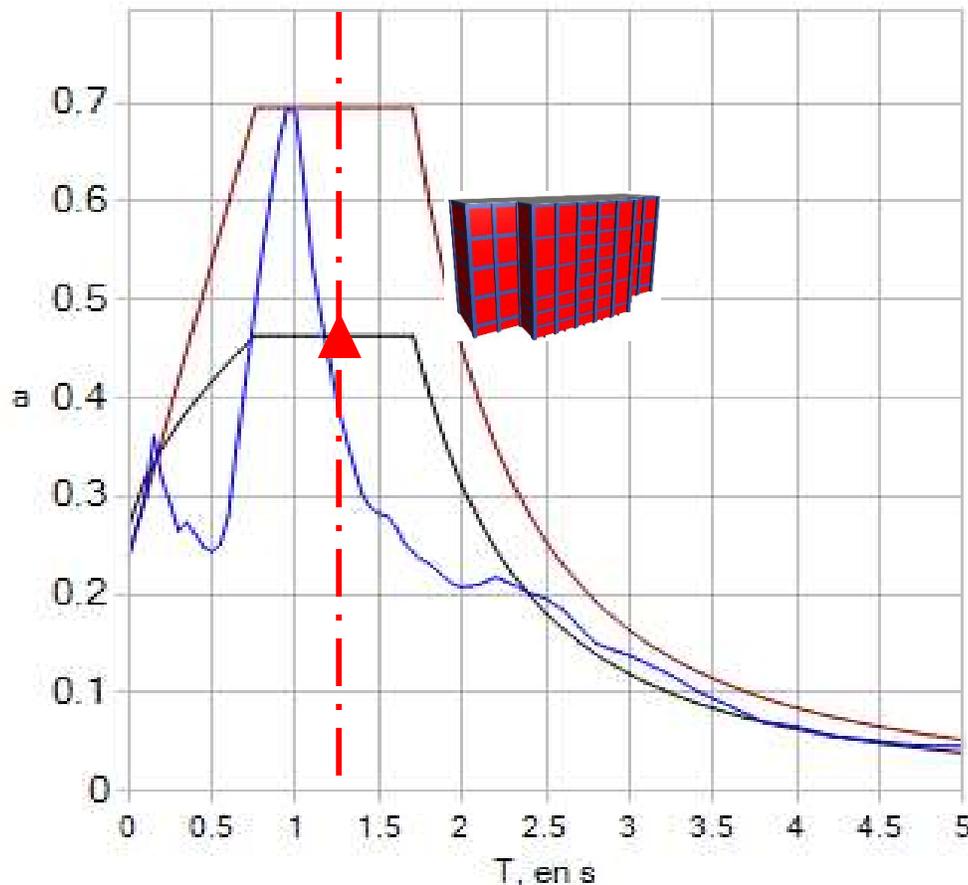


Figura 23. Ubicación de la estructura en el espectro de diseño

De tal manera que si ubicamos la estructura dentro de las curvas de los espectros determinados en el capítulo 3, podemos determinar que nos encontramos en la meseta, es decir, el periodo del suelo es muy similar con el de la estructura, por lo cual la edificación de estudio corre el peligro de entrar en resonancia ante un evento sísmico, por lo que la edificación es propensa a tener daños estructurales graves y/o en el peor de los casos, el colapso de la estructura.

4.3 REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA

A continuación, se procede a revisar el cumplimiento de las distorsiones permisibles de la edificación en estudio, así como los desplazamientos permisibles correspondiente al sistema de piso. En el caso del sistema de piso se utilizó una serie de combinaciones no lineales, esto para determinar las deformaciones a largo plazo con apoyo del programa SAFE, para las cuales se recomienda hacer uso del manual de programa para determinar dichas combinaciones.

En dichas combinaciones se contempla el agrietamiento del concreto el cual se estima en $1.4\sqrt{f'c}$, así también se recomienda hacer el uso del programa SAFE para determinar los desplazamientos permisibles inmediatos en casos especiales en otras estructuras, así como la fomentación del uso del programa para revisar deformaciones a largo plazo y tener mayor certeza en la revisión del sistema de piso.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

4.3.1 Revisión de desplazamientos laterales (Distorsiones)

De acuerdo con las NTC-DS, en la sección 1.8 Revisión de desplazamientos laterales, se deberá revisar a dos condiciones de diseño las cuales son:

- a) Seguridad Contra Colapso.- Se revisarán las distorsiones de entrepiso obtenidas por el espectro de colapso, dichos valores obtenidos no deberán exceder lo mencionado en el capítulo 3.
- b) Limitación de daños ante sismos frecuentes.- Se revisarán las distorsiones de entrepiso obtenidas por el espectro de diseño, “No excederán 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. Al calcular las distorsiones mencionadas en este párrafo pueden descontarse las debidas a la flexión de conjunto de la estructura. Cuando se use el método de análisis dinámico no lineal paso a paso, la revisión de las distorsiones de entrepiso se hará como se especifica” (NTC-DS).

Para esta revisión estructural existe la incertidumbre del límite de distorsiones permisibles para estructuras de mampostería, debido a que no se tiene la certeza de la existencia de un refuerzo horizontal en los muros.

Estructuración	Q	Y _{máx}
Muros de carga de mampostería confinada con piezas macizas con refuerzo horizontal	2.0	0.010
Muros de carga de mampostería confinada con piezas macizas	2.0	0.005
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	(3)	(4)

Tabla 16. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería (NTC-DS).

(3) Cuando los muros sean parte de marcos o de estructuras que no puedan resistir al menos 70 por ciento de la carga lateral sin tomar en cuenta la resistencia de los muros, la ductilidad será de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada en el muro diafragma. En caso contrario, podrá usarse el valor de Q asignado a los marcos o la estructura.

(4) Se tomará de acuerdo con el tipo de mampostería utilizada.

Por lo que se tomó como apoyo el caso desfavorable para la revisión, el cual fue desprestigiar la rigidez de la mampostería por lo que los resultados mostraron que la edificación en estudio no cumple con el límite de distorsiones permisibles para para la estructuración de marcos de concreto (Q=2.0 y Y_{máx}=0.015).

NOTA: Únicamente se desprestigia el aporte de rigidez de los muros de mampostería en este caso, como apoyo, para comparar la rigidez que aportan los muros y comprar límites de distorsiones y desplazamientos en la estructura, en todo los demás casos se considera el aporte de la mampostería.

Para determinar el aporte de rigidez de los muros de mampostería, se analizó el modelo matemático con dichos muros que se ubican principalmente en el perímetro de cada planta estructural, dichos resultado se muestran a continuación.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

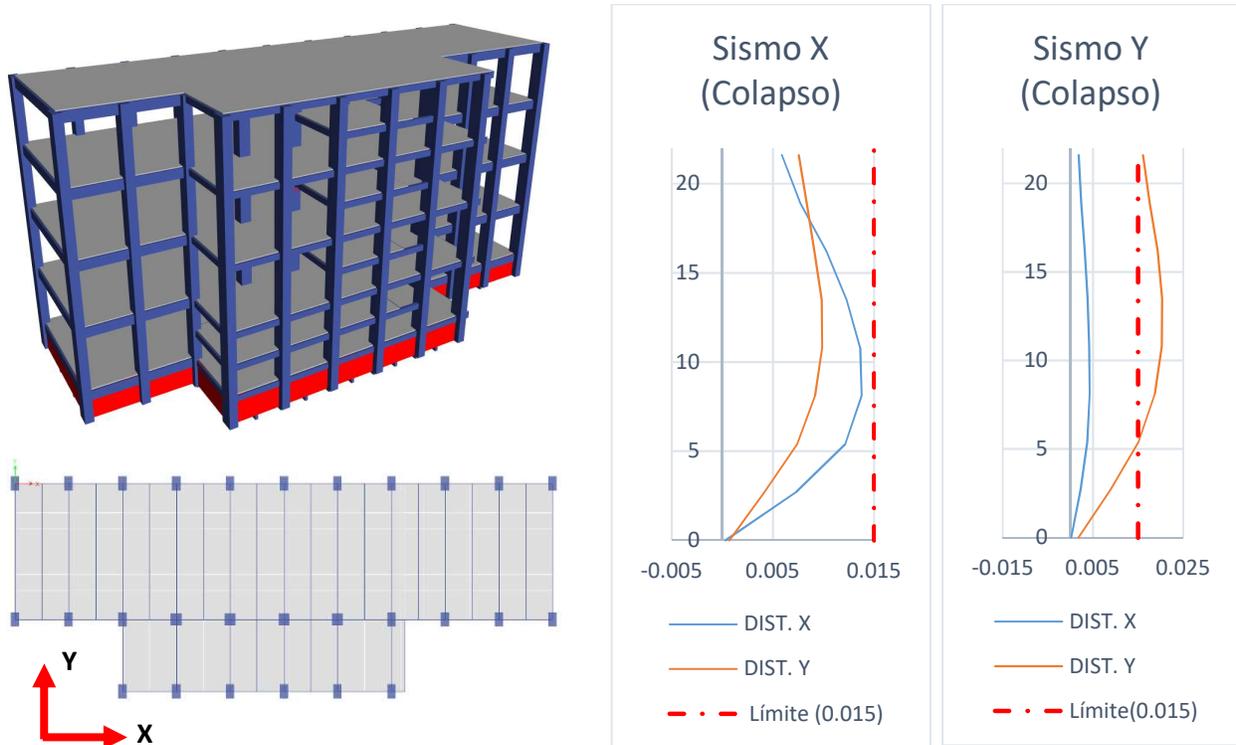


Figura 24. Distorsiones de la estructura, revisión del sismo de seguridad ante el colapso (sin muros de mampostería).

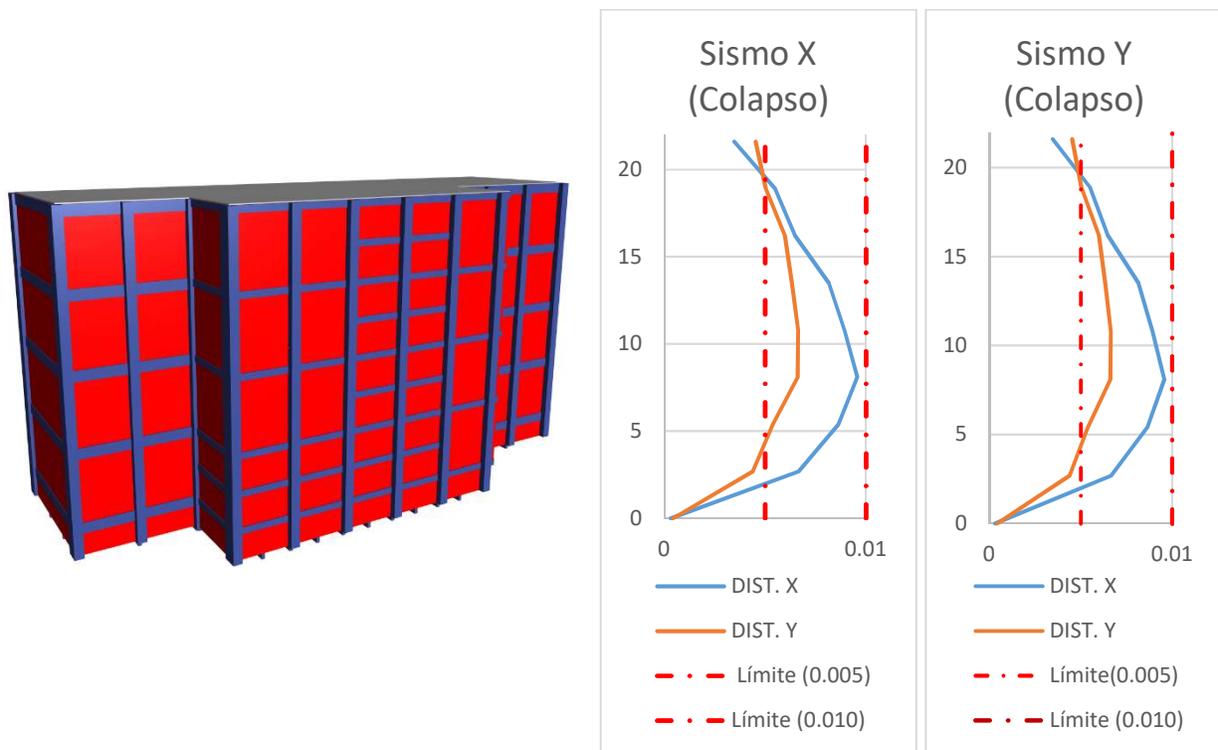


Figura 25. Distorsiones de la estructura, revisión del sismo de seguridad ante el colapso (con muros de mampostería).

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

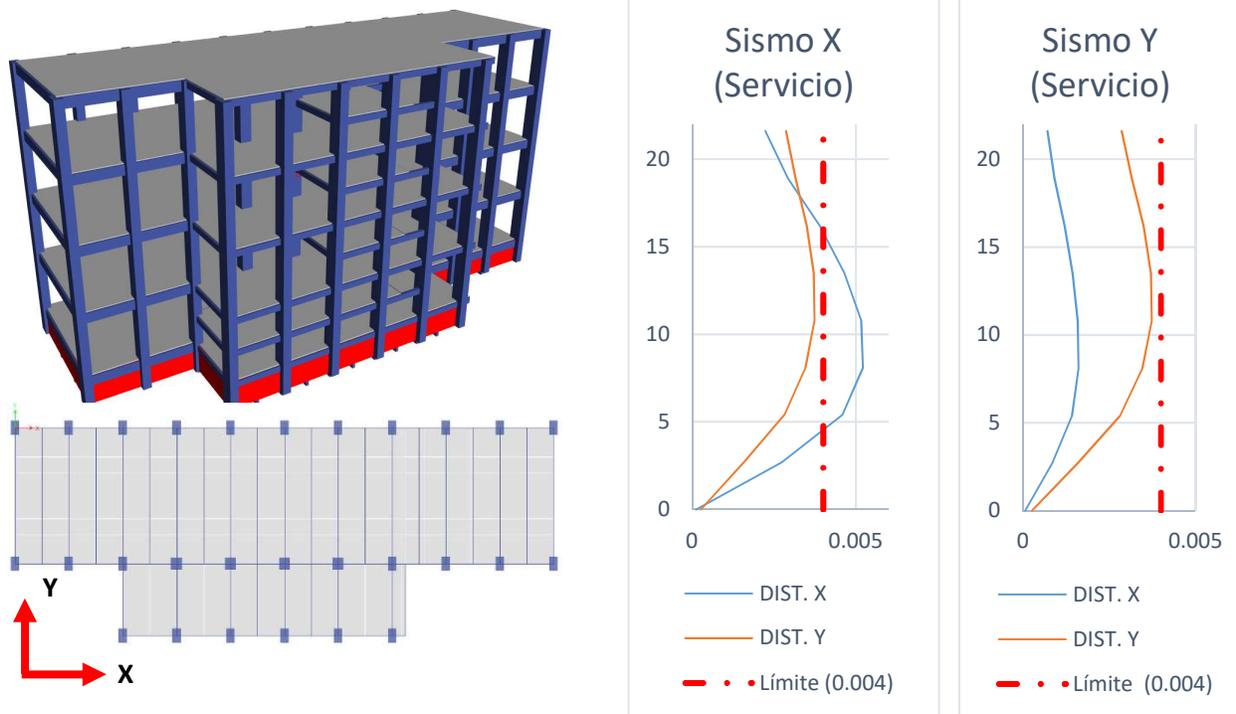


Figura 25. Distorsiones de la estructura, revisión del sismo de servicio (sin muros de mampostería).

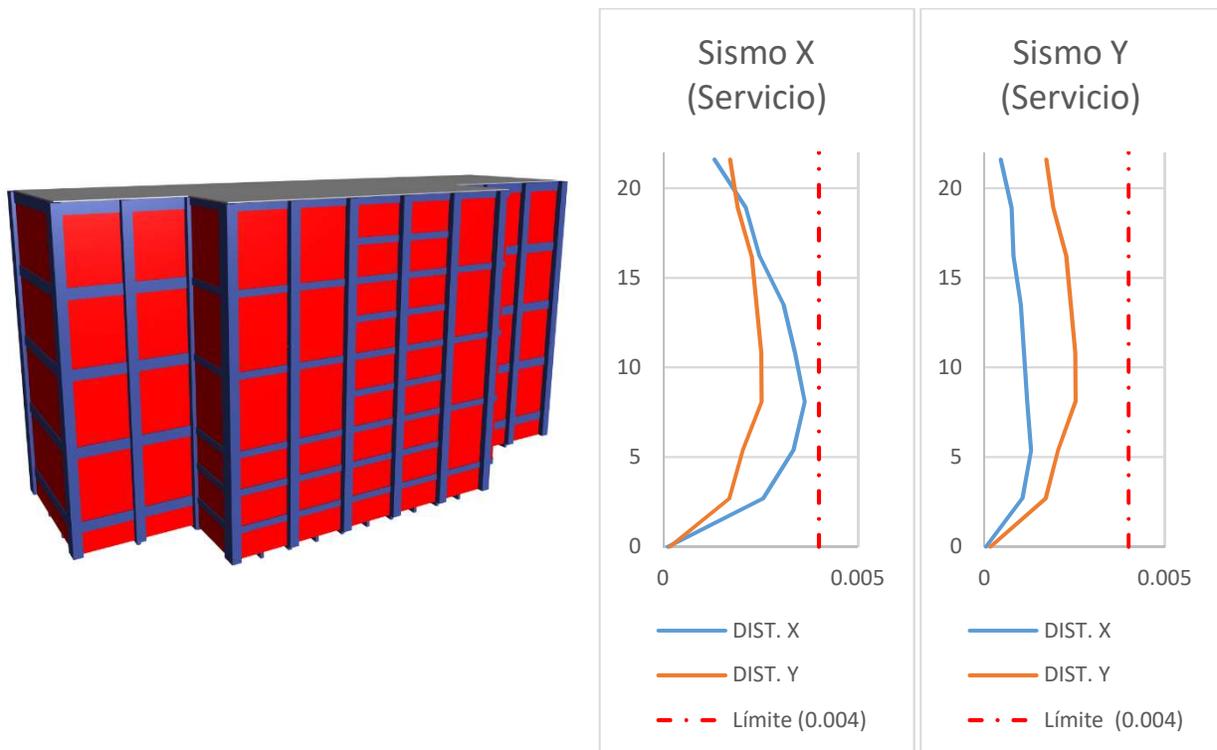


Figura 26. Distorsiones de la estructura, revisión del sismo de servicio (con muros de mampostería).

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Como se observa en las figuras anteriores, la incertidumbre de la existencia del acero de refuerzo horizontal limita el cumplimiento de las distorsiones permisibles. Es fundamental determinar la existencia del acero de refuerzo horizontal, considerando la ausencia de este, la estructura en estudio no cumple los límites de distorsiones requeridos por las NTC-17.

4.3.2 Revisión de desplazamientos verticales

Se analizó el sistema de piso mediante el programa SAFE, el cual se analizaron las deformaciones a largo plazo. A continuación, se muestran los resultados a partir de las secciones y propiedades mecánicas de los materiales definidas con anterioridad.

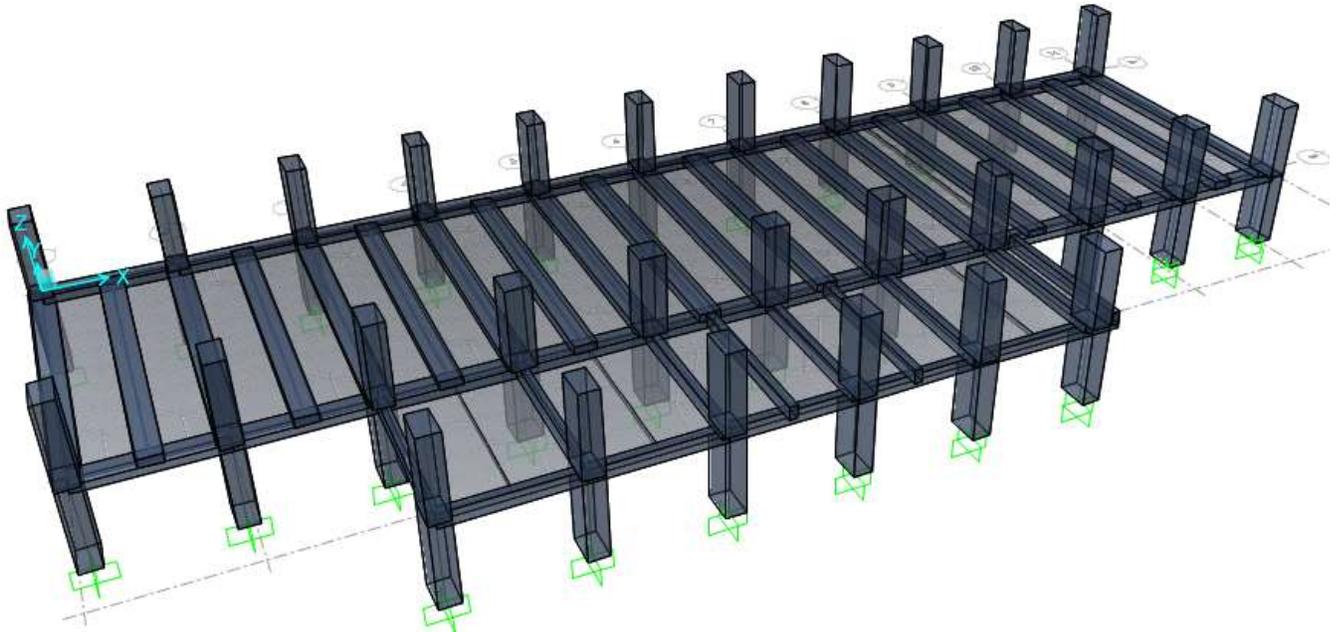


Figura 27. Modelo SAFE-sistema de piso (Tipo)

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

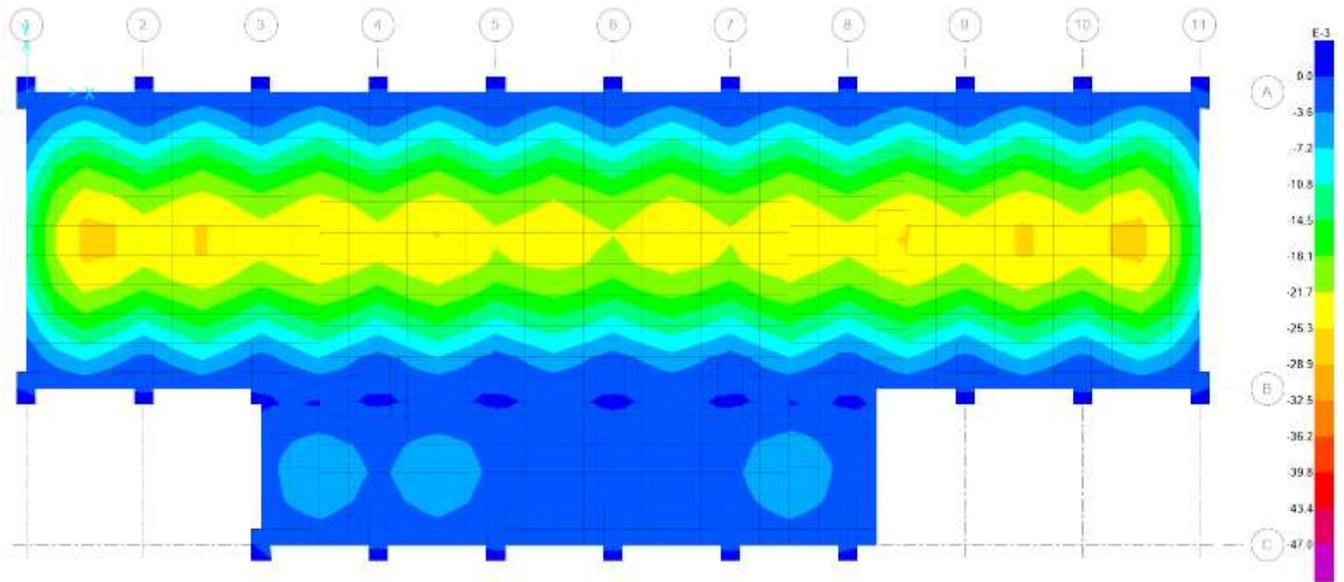


Figura 28. Deformaciones de piso-sistema de piso (Tipo)

De acuerdo con el capítulo 3, se procederán a hacer las revisiones del sistema de piso, dichas para las deformaciones a largo plazo corresponden a $L/240$.

Deformaciones a Largo Plazo (m)	
Deformaciones Permisibles	0.043
Deformaciones Actuales	0.024

Tabla 17. Deformaciones permisibles-sistema de piso (Tipo)



Figura 29. Modelo SAFE-sistema de piso (Azotea)

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

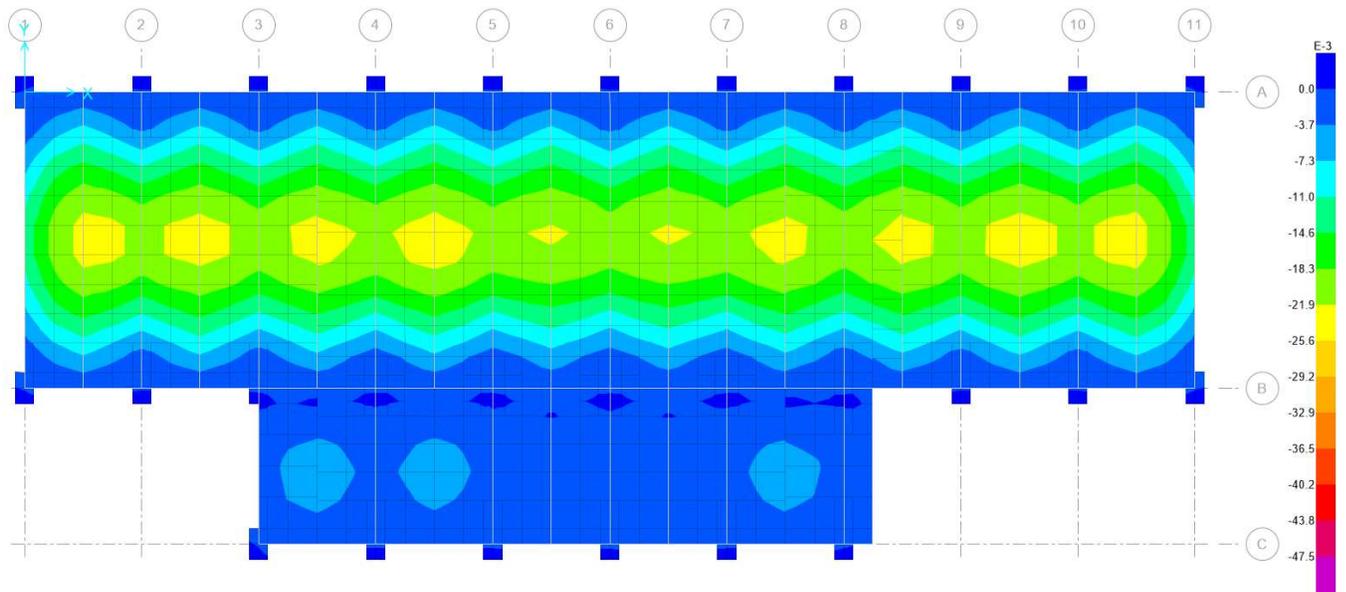


Figura 30. Deformaciones de piso-sistema de piso (Azotea)

Deformaciones a Largo Plazo (m)	
Deformaciones Permisibles	0.043
Deformaciones Actuantes	0.0249

Tabla 18. Deformaciones permisibles-sistema de piso (Azotea)

Para esta revisión del sistema de piso, el aporte de los muros de mampostería ante las deformaciones permisibles no es relevante, debido a que las deformaciones a largo plazo en el sistema de piso se utilizan únicamente las cargas gravitacionales para dicha revisión de deformaciones, por lo que los puntos con mayor deformación se encuentran al centro de losa.

Capítulo 5

5 REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se revisarán únicamente una de las columnas más esforzadas del modelo, de igual manera se hará con una trabe, lo cual se realizará para las columnas con el apoyo de las normas ACI-316-14, esto para la construcción del diagrama de interacción de las columnas y con base a los esfuerzos presentes en la misma, evaluar acero requerido ante dichos esfuerzos y verificar el comportamiento de dicha columna. Para el caso de la trabe se precederá a realizar siguiendo las NTC-DCEC, donde se realizará el paso a paso de la revisión de una trabe.

Además, se buscará concientizar al estructurista, ya que es común en la ejecución de las obras civiles, se suele tener problemas relacionados con el proceso constructivo, esto es debido a que como ingenieros en ocasiones se sigue a pie de la letra la serie de especificaciones de reglamentos y normas para el diseño de la resistencia de estos, sin considerar la complejidad que puede resultar en la ejecución.

Tomando como ejemplo el diseño de una trabe, se toma en consideración el área mínima y máxima de acero como base del diseño, existen casos donde podemos estar cercanos al área máxima de acero de una trabe, en la cual se puede tener una gran cantidad de varillas. Si bien dicha cuantía cumple con la norma, esa cantidad de varillas en obra pueden resultar un conflicto al momento de elaborar armado del acero de refuerzo debido al acomodo de esta gran cantidad de varillas en la sección.

Es adecuado tomar como base las recomendaciones de las normas y reglamentos, pero nunca esta demás realizar esquemas o croquis que nos ayuden a visualizar los detalles en planos tan específicos como lo son los armados de trabes, columnas, muros y demás elementos estructurales que requieran algún detalle.

Dicho esto, se evaluarán los detalles necesarios que requiere cada elemento estructural para la facilitación de la ejecución en obra que es donde comúnmente suelen tener problemas, por lo que se debe detallar y ser lo más claro posible en los planos estructurales.

A demás es fundamental como ingenieros civiles estructuristas tener el conocimiento de la ejecución del diseño de los elementos mediante el programa y saber encontrar cuando existe un error en él, ya sea por mal modelado o por cargas excesivas que pueden duplicar los elementos mecánicos o en algunos casos no presentar elementos mecánicos en los mismos.

Es importante tener en mente siempre en el diseño, de donde provienen los elementos básicos ya que, si bien se sabe, es muy común encontrar programas que se especialicen en el diseño de trabes, muros, columnas zapatas, etc., esto ya se en temas de concreto o de acero, esto si facilita en gran parte el diseño de estos elementos y en su caso conexiones, pero si bien se sabe que no todos los proyectos son iguales, sucede lo mismo en este tipo de elementos.

Es común ya ver hoy en día ingenieros que manejan una infinidad de programas, pero poco a poco con el tiempo van perdiendo esa sensibilidad del diseño, debido a que es más fácil para algunos estar iterando hasta obtener la solución, que detenerse un minuto a analizar que está pasando, ya sea con el simple hecho de mirar los elementos mecánicos y darse cuenta que algo está mal, con ese simple hecho de analizar que está sucediendo y tartar de predecir cómo debe ser el comportamiento de una estructura y sus elementos, por ese instante en que uno se detiene, esos 5 minutos de análisis pueden

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

ahorrarte horas o hasta días de estar iterando valores en diferentes programas u hojas de cálculo y sin la certeza de que lo que se está evaluando es correcto.

De acuerdo con lo anterior se buscará sensibilizar al ingeniero y formar un criterio en el cual no esté tan apegado al programa, ya que, primero es el razonamiento del problema, después las herramientas y por último el criterio de ingenieros de tomar decisiones adecuadas para garantizar un adecuado diseño y seguridad estructural.

5.1 COLUMNAS

Para el diseño de columnas seguiremos las recomendaciones del reglamento ACI-318-14 mencionado con anterioridad en el capítulo 3.

Como primera revisión de manera general, se revisará la cuantía de las columnas no supere por lo menos el 3.5%, ya que, si este valor es mayor, entramos en problemas para el detallado de la posición de las varillas de nuestra columna. En reglamentos se puede encontrar un límite de cuantía del 5%, en este caso ya es criterio del estructurista el valor máximo que puede tomar. Es necesario tomar en cuenta los tipos de fallas que pueden presentarse en una columna:

- i) **Falla a compresión de la columna.** - Cuando esto se presenta, en las curvas de interacción (ver figura 31), podemos observar que las fuerzas que rigen el diseño estructural sobre pasan los elementos mecánicos de la sección, estos van directamente correspondiente a la geometría, propiedades de los materiales y a la distribución de acero en la sección.

Quando ocurre este caso, no se recomienda incrementar la sección de las columnas, esto debido a que los resultados no nos favorecerán, ya que, la resistencia a compresión va directamente proporcional con la resistencia del concreto, que es el que toma la mayor fuerza a compresión del elemento. Por lo tanto, cuando existen casos similares es recomendable aumentar el f'_c del concreto como primera iteración.

- ii) **Falla a tensión de la columna.** - Cuando la falla ocurre por tensión en la columna (ver figura 31), ocurre el caso contrario de la falla a compresión, es decir, aquí es recomendable aumentar la sección, esto directamente requiere mayor área de acero mínimo, debido a que se presentan momentos mayores a los resistentes de la sección.

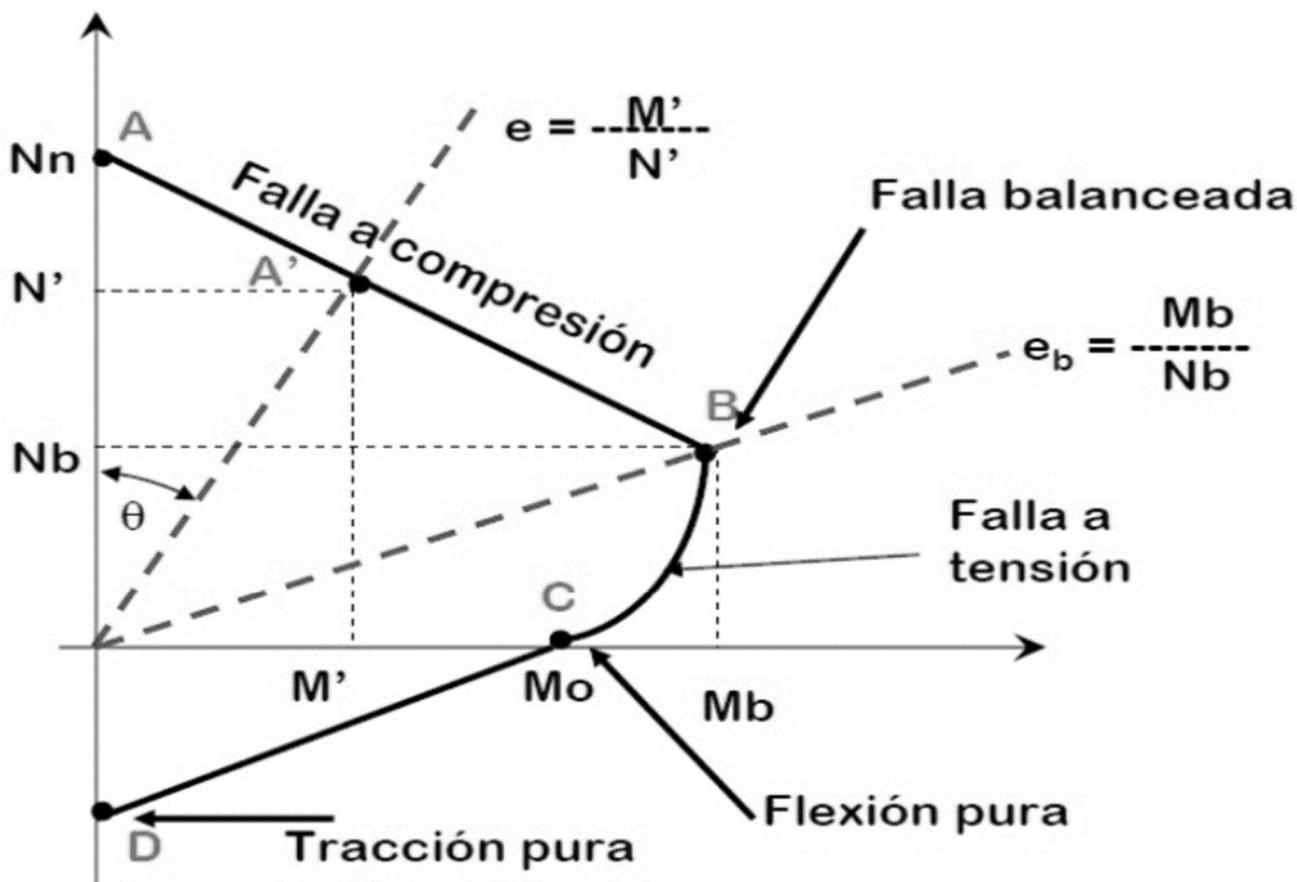


Figura 31. Diagrama de interacción típico de una sección rectangular

Comúnmente el diseño de los elementos estructurales, en el caso de columnas, se busca agrupar primero por dimensiones similares y posteriormente agrupar las columnas de 3 niveles máximo, esto por facilidad de diseño y por el detallado. Esto es debido a que se toma en cuenta en primera instancia, la facilidad del proceso constructivo, así como tomar en cuenta las longitudes de las varillas, de este modo es eficiente el proceso de elaboración de columnas y los desperdicios de materiales son menores, por otra parte, considerar dichos elementos mecánicos de 3 niveles, agiliza la revisión y detallado de dichas columnas.

En el caso de la edificación en estudio, las secciones de las columnas son muy parecidas entre sí, por lo cual se partirá de las dimensiones de la columna que presente mayores esfuerzos ocasionadas por sismo y/o cargas gravitacionales en la sección, en la cual se detalla y se diseña de una manera conservadora las demás columnas con la sección similar.

Tomando en cuenta lo anterior se observa en la figura 32, en las columnas requieren más del 1% al 2.88% de acero, lo cual representa más del área de acero mínimo de cada sección correspondiente. A continuación, evaluaremos las columnas a partir de los esfuerzos que se presentan dentro de la columna, lo cual partiremos del diagrama de interacción de la columna como lo estipula el ACI-318-14.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

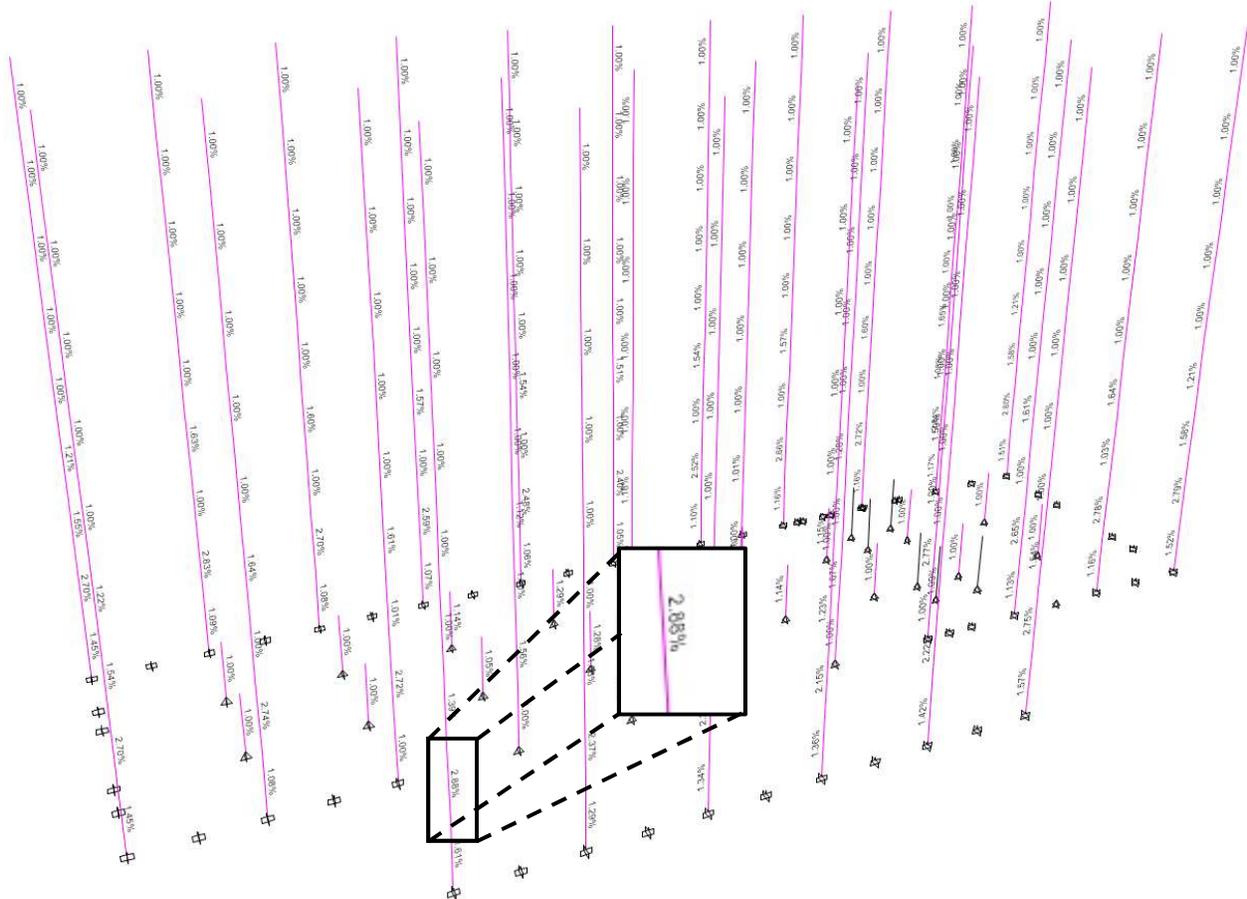


Figura 32. Cuantías de columnas de la edificación en estudio

En la figura 32, se observa la cuantía máxima de 2.88%, la cual corresponde a la columna 70 cm x 120 cm, para la cual procederemos a analizarla.

De acuerdo con las consideraciones establecidas por las NTC-DCEC, no permite colocar varillas longitudinales de diámetro menor de $\frac{1}{2}$ plg. (1.27 cm^2), considerando lo anterior y teniendo una columna con secciones de 70 cm x 120 cm, en la figura 40, se propone un armado adecuado para la sección, esto cumple con el área de acero requerida de la sección, para el acero transversal se sigue el mismo procedimiento y siguiendo las recomendaciones de las NTC-DCEC.

Para el caso del refuerzo horizontal, se toma como recomendación de las NTC-DCEC, los estribos o acero transversal no será de un diámetro menor a una varilla del #3 (0.95 cm^2) y se tomará en recomendación el detallado especificado para columnas como se muestra en la figura 33, correspondiente a las NTC-DCEC.

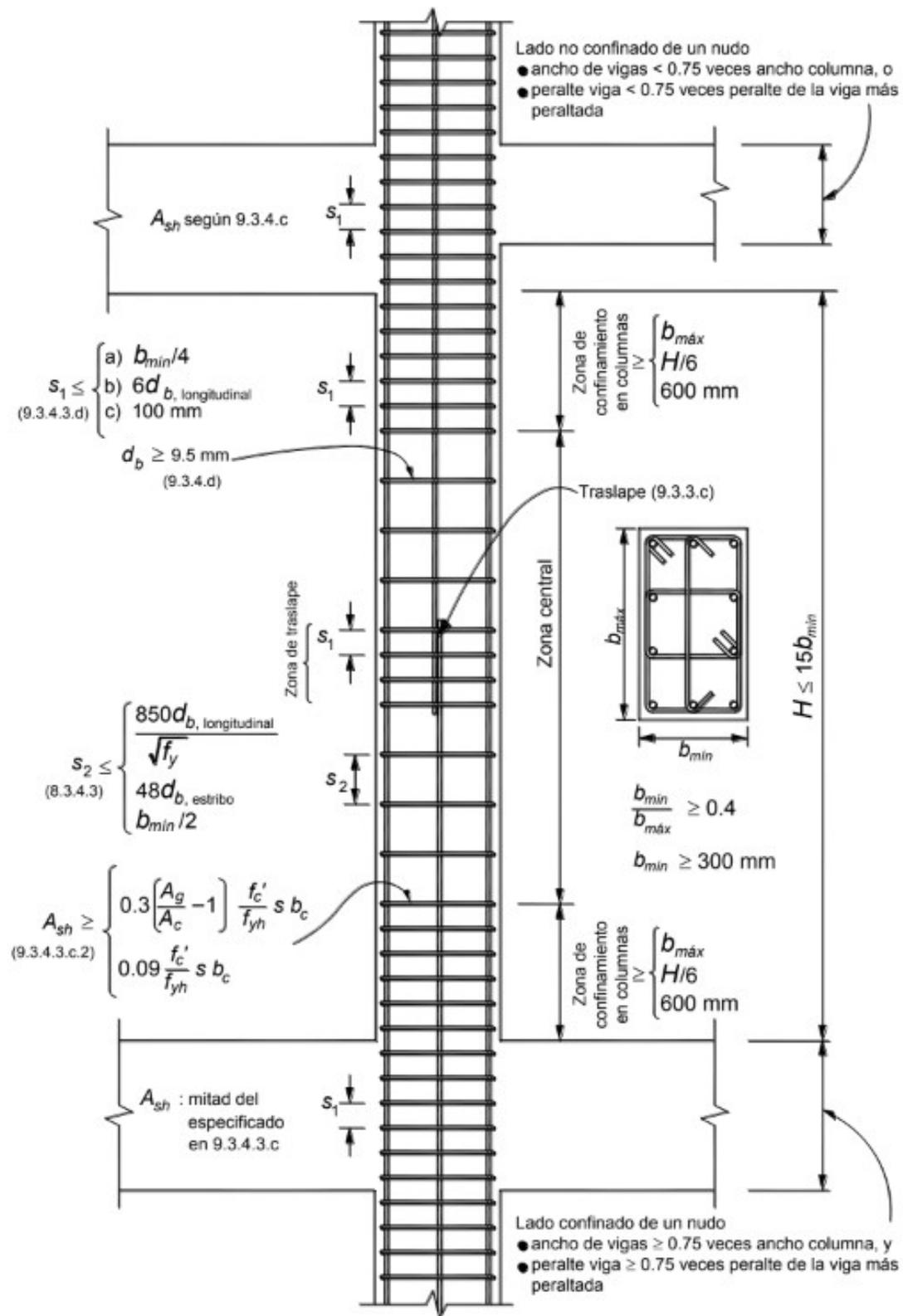


Figura 33. Detallado del acero por cortante de columnas (NTC- DCEC)

Var #	Diámetro		Área de acero cm/cm ²									
	Plg	cm ²	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2.5	1/3	0.79	0.49	0.99	1.48	1.98	2.47	2.97	3.46	3.96	4.45	4.95
3	3/8	0.95	0.71	1.43	2.14	2.85	3.56	4.28	4.99	5.70	6.41	7.13
4	1/2	1.27	1.27	2.53	3.80	5.07	6.33	7.60	8.87	10.13	11.40	12.67
5	5/8	1.59	1.98	3.96	5.94	7.92	9.90	11.88	13.86	15.83	17.81	19.79
6	3/4	1.91	2.85	5.70	8.55	11.40	14.25	17.10	19.95	22.80	25.65	28.50
8	1	2.54	5.07	10.13	15.20	20.27	25.34	30.40	35.47	40.54	45.60	50.67
10	1 1/4	3.18	7.92	7.84	11.75	15.67	19.59	23.51	27.42	31.34	35.26	39.18
12	1 1/2	3.81	11.40	16.25	24.37	32.50	40.62	48.74	56.87	64.99	73.11	81.24

Tabla 19. Áreas de acero de varillas comerciales

En la figura 31, se observa el diagrama típico de una sección rectangular en el cual se muestra claramente los dos tipos de fallas. Estas fallas van directamente relacionadas con los esfuerzos permisibles de las secciones, donde estos esfuerzos serán obtenidos de los resultados del modelo matemático de Etabs.

Este método está basado en diagramas de interacción para columnas usando el bloque equivalente de esfuerzos, es decir, se evaluarán las fuerzas internas de tensión, compresión y momento que puede resistir las columnas. Estos diagramas de interacción están definidos directamente por su geometría, propiedades de los materiales y por el acero de refuerzo, así como la distribución de este. Dichas fuerzas de diseño serán obtenidas a partir de las combinaciones de diseño del capítulo 3.

A continuación, definiremos como desarrollar esta curva o diagrama de interacción para columnas. Definiremos la sección, materiales y una propuesta de acero y consecuentemente determinar los puntos para la construcción de la curva. Para realizar la comparación con los métodos tomaremos como base la columna de ancho 70 cm y de largo 120 cm, con una resistencia del concreto de $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

Este método se basa en los diagramas de deformación estudiados en la mecánica de materiales, los cuales nos brindaran apoyo para su mejor entendimiento, es indispensable saber ubicar cada punto a desarrollar en el diagrama de interacción, esto para tener en claro en que sección comienza a ser fundamental el área de acero, de tal manera que no presente alguna falla o el caso que sea requerido mayor resistencia de concreto. Si se tienen claro este concepto de las fallas por tensión y las fallas por compresión será más sencillo poder determinar que necesita la sección para ser adecuada.

5.1.1 Construcción del diagrama de interacción

A continuación, procederemos a la construcción del diagrama de interacción de columnas, dichos pasos se describen a continuación, los cual nos ayudaran a construir dicha curva y proponer una cuantía de acero necesaria para resistir los esfuerzos presentes en las columnas de la edificación en estudio.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

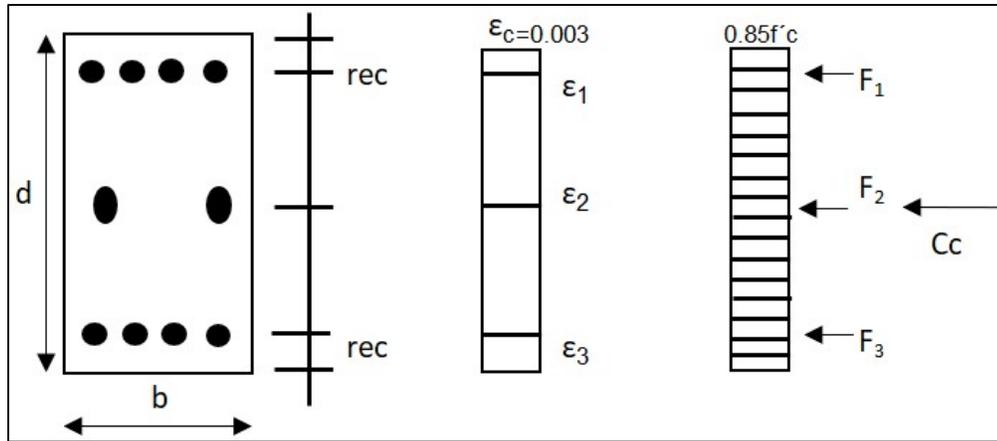


Figura 34. Obtención de P_{oc} (punto 1)

Calculando el punto P_{oc} , que corresponde a la carga axial de compresión pura

$$P_{oc} = 0.85f'_c A_g + A_s f_y \quad (Ec 4.1 ACI - 318 - 14)$$

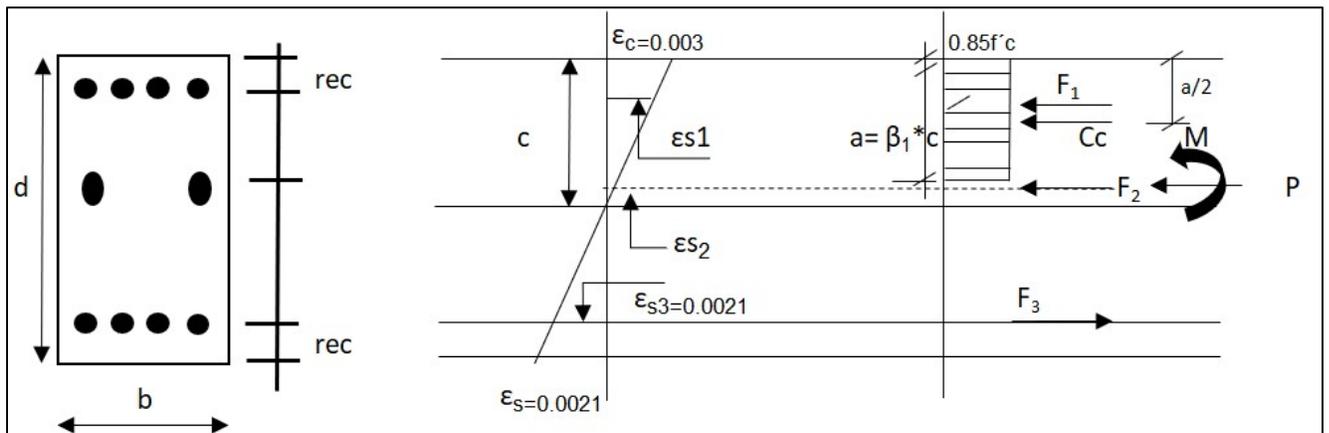


Figura 35. Obtención del punto de falla balanceada (punto 2)

Por triángulos semejantes se obtiene:

$$c = \frac{\epsilon_{cu} * d}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{s3}}$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} * (c - rec)}{c} > \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{\epsilon_{cu} * (c - \frac{d}{2})}{c} < \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s3} = \epsilon_y$$

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Donde:

C= Profundidad al eje neutro

a= Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

ϵ_{cu} = Deformación unitaria del concreto

ϵ_s = Deformación unitaria del acero

β_1 = Coeficiente del bloque equivalente

d= peralte de la sección

b= ancho de la sección

rec= recubrimiento

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$E_s=2.04 \times 10^6$ kg/cm²; Modulo de elasticidad del acero

$f_{s1} = f_y = 4200$ kg/cm²

$f_{s2} = E_s * \epsilon_{s2}$ [kg/cm²]

$f_{s3} = f_y = 4200$ kg/cm²

- Fuerzas del acero:

A_{sX} = Área de acero propuesta en la sección (superior, centro e inferior)

$F_1 = A_{s1} * f_{s1}$ [ton]

$F_2 = A_{s2} * f_{s2}$ [ton]

$F_3 = A_{s3} * f_{s3}$ [ton]

- Fuerza en el concreto:

$Cc=0.85f'_c*a*b$

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$P = Cc + F_1 + F_2 - F_3$

Para el punto 2:

P [Ton], ΣM [Ton]

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 – a/2	Cc * Brazo
F ₁	d/2 - rec	F ₁ *Brazo
F ₂	0	0
F ₃	d/2 - rec	F ₂ *Brazo
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

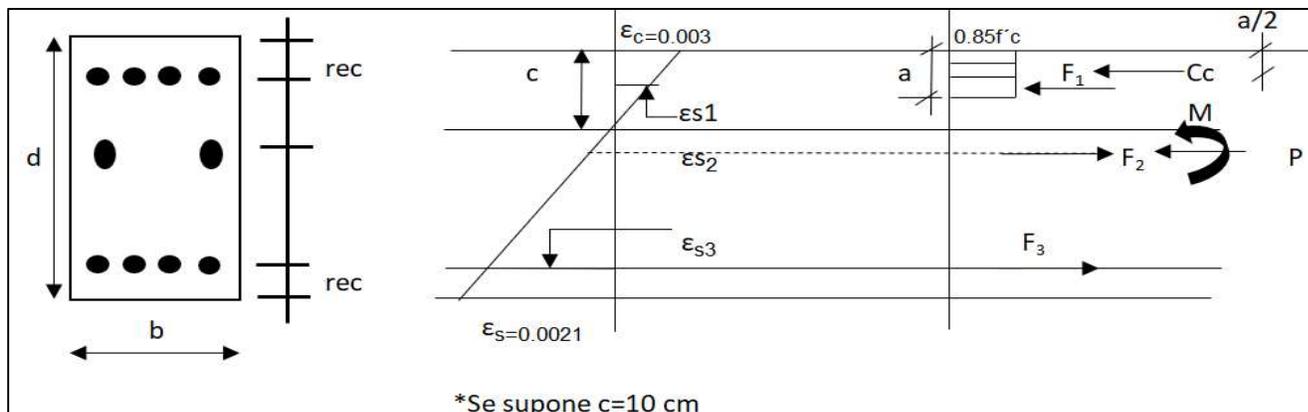


Figura 36. Determinación de un punto cercano a Mo (punto 3)

Por triángulos semejantes se obtiene:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - rec)}{c} < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} * (\frac{d}{2} - c)}{c} > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu} * (d - rec - c)}{c} > \varepsilon_y$$

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s2} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s3} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerzas del acero:

$$F_1 = A_{s1} * f_{s1} \text{ [ton]}$$

$$F_2 = A_{s2} * f_{s2} \text{ [ton]}$$

$$F_3 = A_{s3} * f_{s3} \text{ [ton]}$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85f'_c * a * b$$

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 - a/2	Cc * Brazo
F ₁	d/2 - rec	F ₁ * Brazo
F ₂	0	0
F ₃	d/2 - rec	F ₂ * Brazo
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3$$

Para el punto 3:

P [Ton], ΣM [Ton]

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

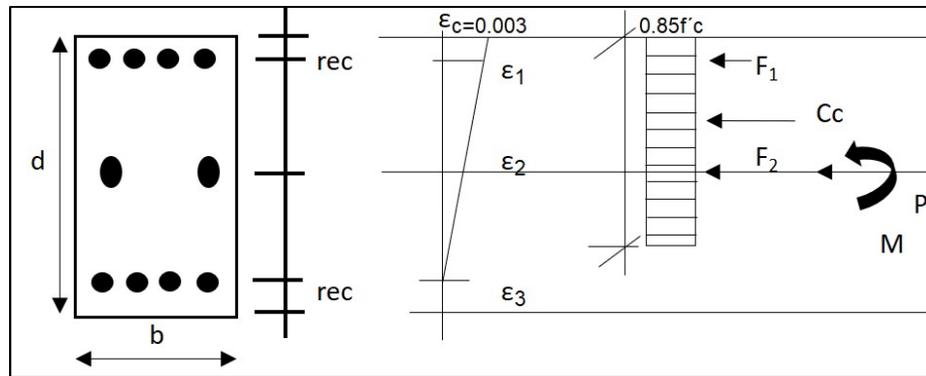


Figura 37. Obtención de un punto entre el (1) y el (2) (punto 4)

Se supone $\epsilon_{s3} = 0$

Por triángulos semejantes:

$$c = d - rec$$

$$\epsilon_{s1} = \frac{\epsilon_{cu} * (d - rec)}{c} > \epsilon_y$$

$$\epsilon_{s2} = \frac{\epsilon_{cu} * (d - rec)}{c} < \epsilon_y$$

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = E_s * \epsilon_{s1} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s3} = 0$$

- Fuerzas del acero:

$$F_1 = A_{s1} * f_{s1} \text{ [ton]}$$

$$F_2 = A_{s2} * f_{s2} \text{ [ton]}$$

$$F_3 = 0$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85f'_c * a * b$$

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 - a/2	Cc * Brazo
F ₁	d/2 - rec	F ₁ * Brazo
F ₂	0	0
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = C_c + F_1 + F_2$$

Para el punto 3:

P [Ton], ΣM [Ton]

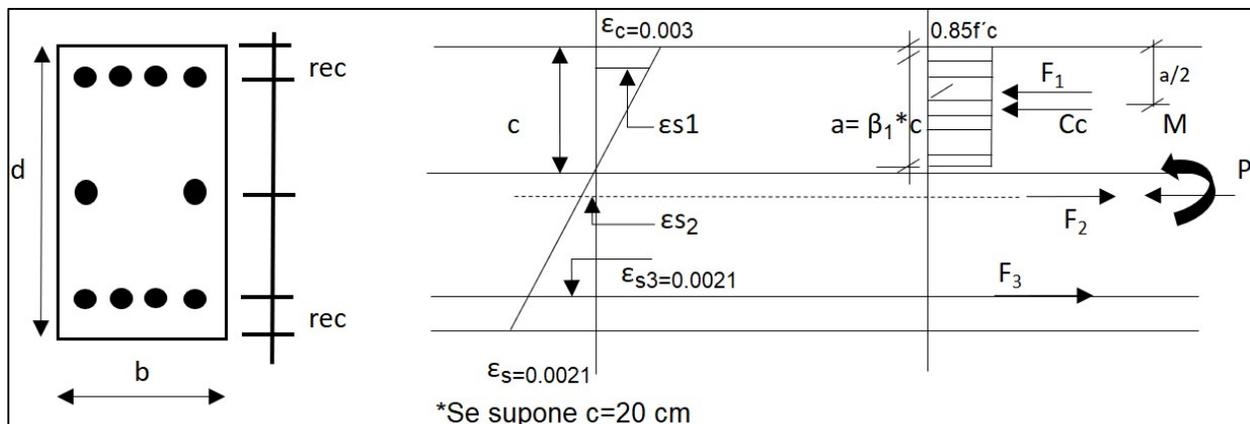


Figura 37. Obtención del punto 5 en la zona de falla por tensión

Por triángulos semejantes se obtiene:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - rec)}{c} < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} * (\frac{d}{2} - c)}{c} > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu} * (\frac{d}{2} + \frac{d}{2} - c)}{c} > \varepsilon_y$$

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_{s1} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s3} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerzas del acero:

$$F_1 = A_{s1} * f_{s1} \text{ [ton]}$$

$$F_2 = A_{s2} * f_{s2} \text{ [ton]}$$

$$F_3 = A_{s3} * f_{s3} \text{ [ton]}$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85f'c * a * b$$

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 - a/2	Cc * Brazo
F ₁	d/2 - rec	F ₁ * Brazo
F ₂	0	0
F ₃	d/2 - rec	F ₂ * Brazo
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3$$

Para el punto 3:

P [Ton], ΣM [Ton]

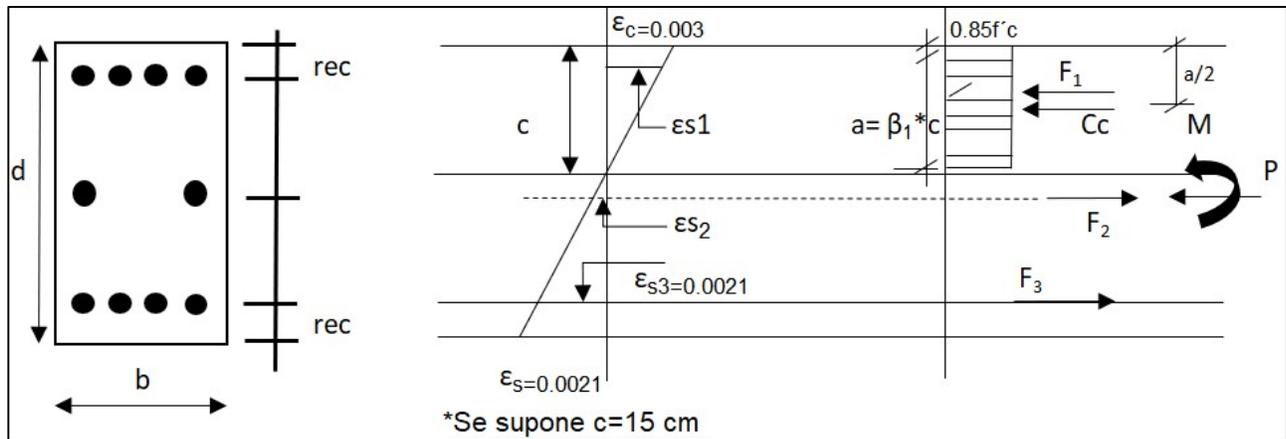


Figura 38. Obtención del punto 6 en la zona de falla por tensión

Por triángulos semejantes se obtiene:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{cu} * (c - rec)}{c} < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{\varepsilon_{cu} * (\frac{d}{2} - c)}{c} > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{\varepsilon_{cu} * (\frac{d}{2} + \frac{d}{2} - c)}{c} > \varepsilon_y$$

- Calculando los esfuerzos en el acero:

$$f_{s1} = E_s * \varepsilon_{s1} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s2} = E_s * \varepsilon_{s2} \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$f_{s3} = f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Fuerzas del acero:

$$F_1 = A_{s1} * f_{s1} \text{ [ton]}$$

$$F_2 = A_{s2} * f_{s2} \text{ [ton]}$$

$$F_3 = A_{s3} * f_{s3} \text{ [ton]}$$

- Fuerza en el concreto:

$$C_c = 0.85f'_c * a * b$$

Cálculo de los momentos		
Fuerza [Ton]	Brazo [cm]	Momento [Ton-cm]
Cc	d/2 - a/2	Cc * Brazo
F1	d/2 - rec	F1 * Brazo
F2	0	0
F3	d/2 - rec	F2 * Brazo
		ΣM
*Distancia a un eje que pasa por el medio del peralte		

Cálculo de la fuerza a compresión P:

$$P = C_c + F_1 - F_2 - F_3$$

Para el punto 3:

P [Ton], ΣM [Ton]

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Una vez obtenidos los puntos anteriores podemos determinar el diagrama de interacción de cualquier elemento ya sea una columna o muro de concreto. Para tener la curva completa solo basta con espejear los puntos obtenidos y podremos obtener una curva muy similar a como se muestra a continuación.

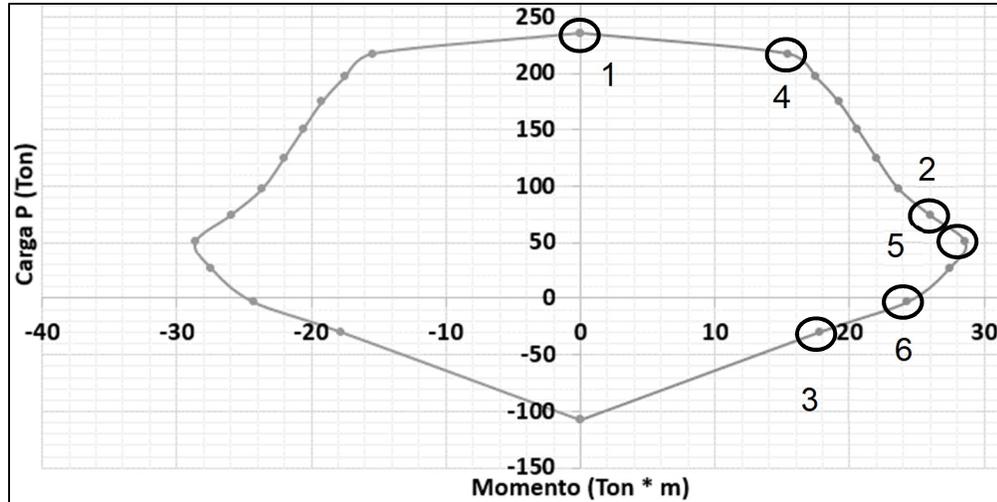


Figura 39. Diagrama típico construido para una sección rectangular

Con base a lo anterior, podemos ahora determinar a partir de los elementos mecánicos, verificar si las sesiones son adecuadas o si se presentan alguna de las fallas ya mencionadas con anterioridad. Los elementos mecánicos se obtendrán a partir de del modelo Etabs los cuales serán ingresados en una tabla para su mejor manejabilidad de los datos los cuales serán representados en los diagramas de interacción correspondientes de las secciones.

5.1.2 Revisión de la cuantía necesaria

A continuación, se muestra la cuantía de acero propuesta para la columna de 70 cm x 120 cm, donde siguiendo los pasos para la construcción del diagrama de interacción de la columna se obtuvo los siguientes resultados a partir de una cuantía requerida del 2.8%.

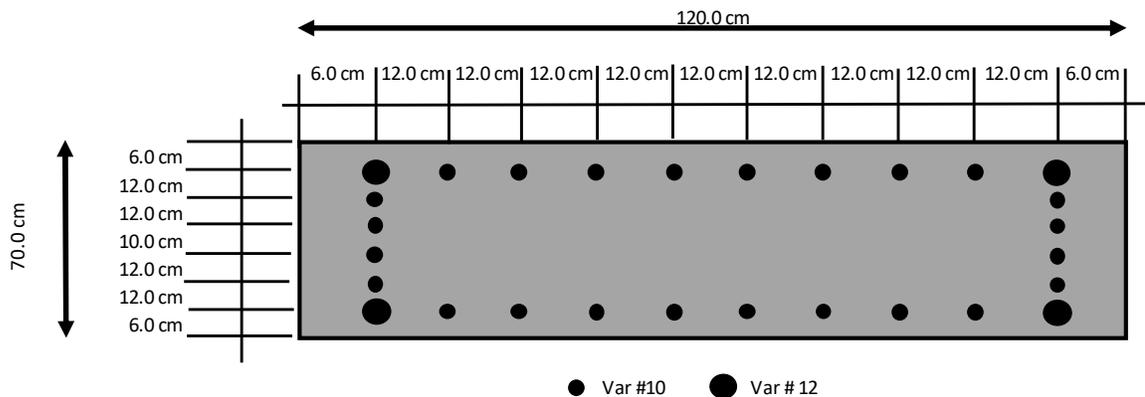


Figura 40. Ubicación del acero de refuerzo longitudinal

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

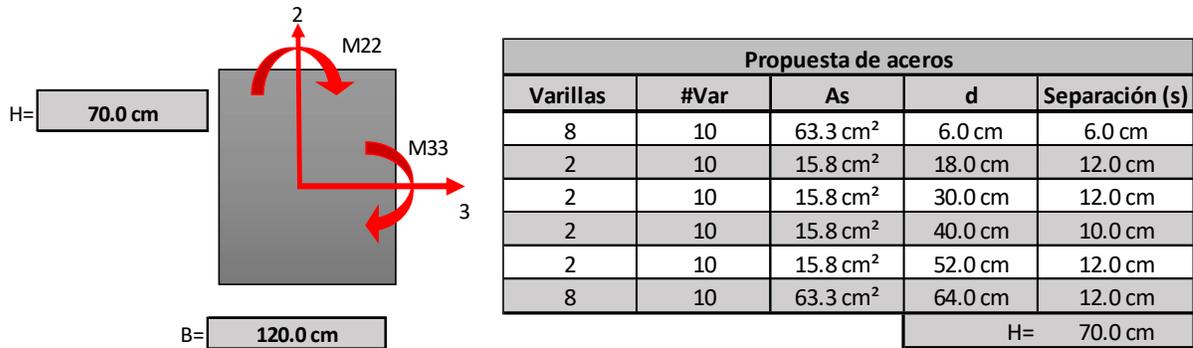


Tabla 20. Propuesta de acero de refuerzo longitudinal (Dirección B).

Varillas adicionales en el mismo lecho		
Varillas	#Var	As
2	12	22.8 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
2	12	22.8 cm ²

Tabla 21. Propuesta de acero adicional longitudinal (Dirección B).

Las varillas adicionales mencionadas en la tabla 21, tienen su representación en la figura 40. Como se observa en la figura 41 y 42, de acuerdo con la cuantía necesaria de 2.8%, cumple para la resistencia de las fuerzas y el momento resistente M33 y M22.

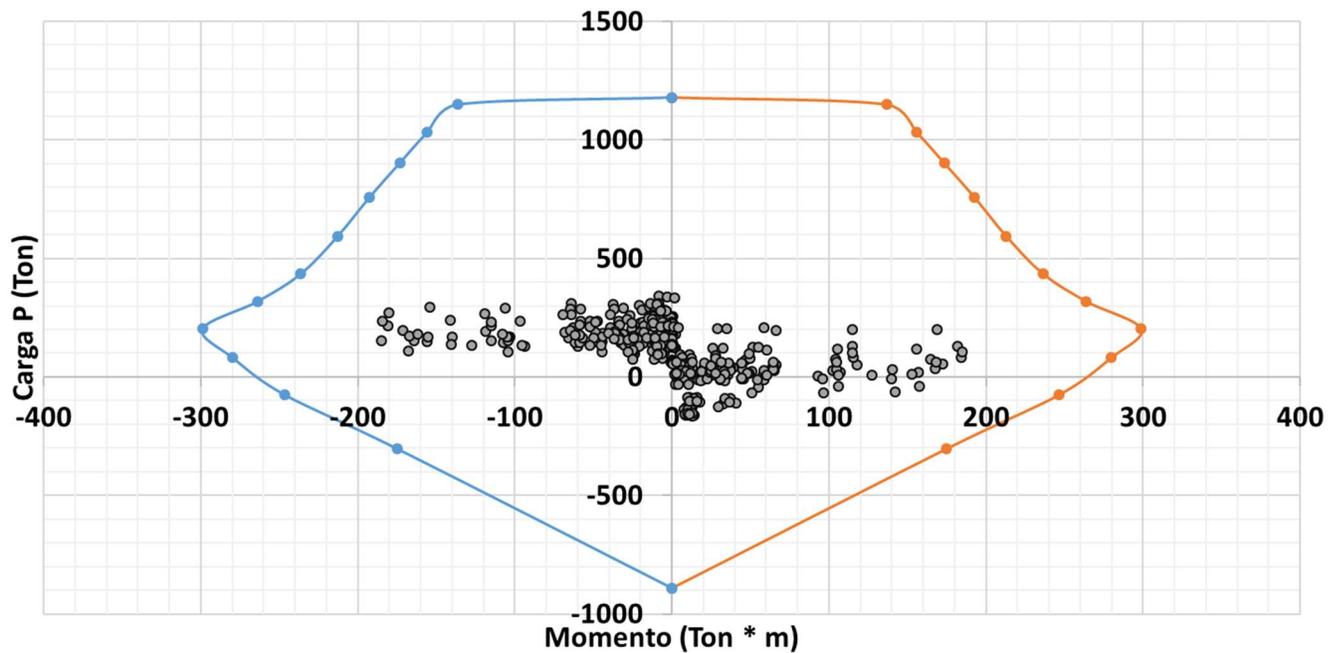
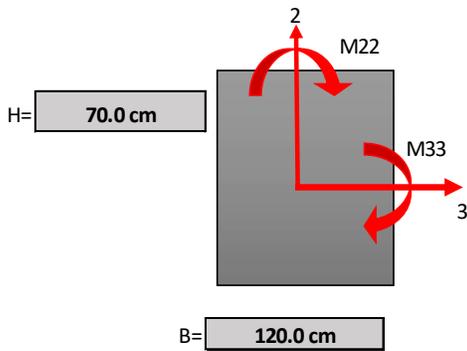


Figura 41. Diagrama de interacción – Columna 70 cm x 120 cm (M33).

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México



Propuesta de aceros				
Varillas	#Var	As	d	Separación (s)
4	10	31.7 cm ²	6.0 cm	6.0 cm
2	10	15.8 cm ²	18.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	30.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	42.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	54.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	66.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	78.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	90.0 cm	12.0 cm
2	10	15.8 cm ²	102.0 cm	12.0 cm
4	10	31.7 cm ²	114.0 cm	12.0 cm
				B= 120.0 cm

Tabla 22 Propuesta de acero de refuerzo transversal (Dirección H)

Varillas adicionales en el mismo lecho		
Varillas	#Var	As
2	12	22.8 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
0	0	0.0 cm ²
2	12	22.8 cm ²

Tabla 23. Propuesta de acero de refuerzo transversal (Dirección H)

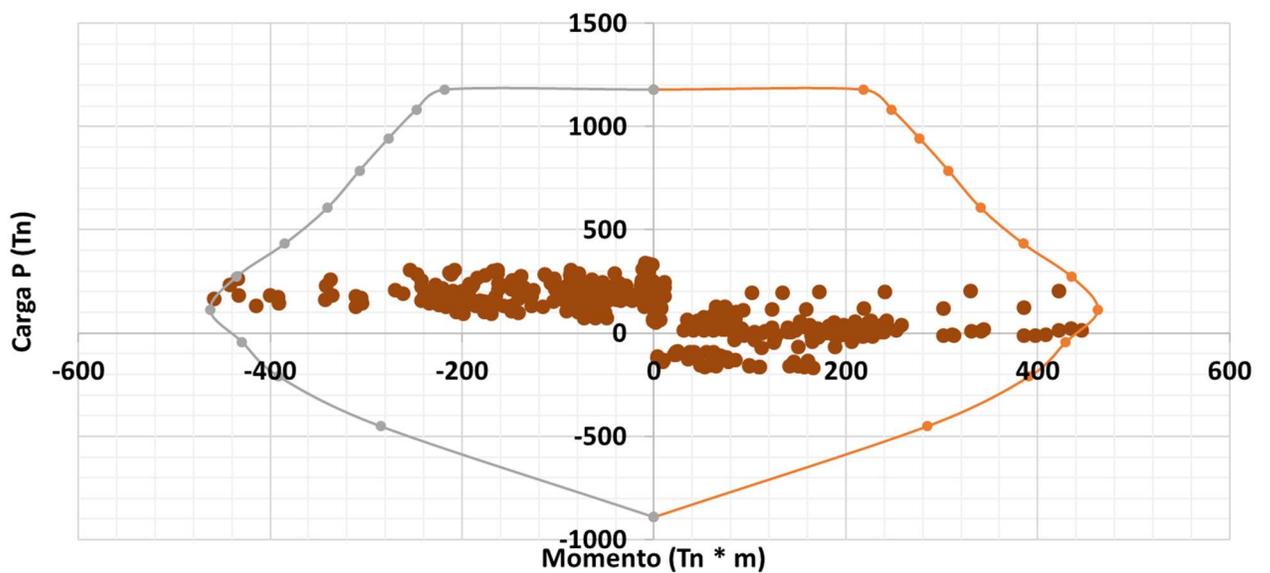


Figura 42. Diagrama de interacción – Columna 70 cm x 120 cm (M22).

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Como se muestra en los diagramas de interacción queda comprobado que el área de acero propuesto es adecuada. Se utilizan dos diagramas de interacción para la sección, esta para determinar los esfuerzos que se presentan en cada dirección y así poder determinar claramente la resistencia de la sección de concreto con acero de refuerzo.

En el caso del refuerzo por cortante en la sección, no basaremos en la figura 33 para el detallado de la sección, las cual de igual manera a partir de los cortantes V2 y V3 los cuales son de 63.7 Ton y 106.5 Ton correspondientemente.

V_u : 106.53 ton

VCR: 40.74 ton

Vsr necesario: 65.79 ton

$V_{\text{límite}}$: 164.28 ton **OK**

Estribos por cortante

# Estribos	3
Av:	0.713 cm ²
S propuesta:	10.0 cm
var. Longitudinal:	10
bc:	64.0 cm

ramas	6
S calculada:	13.1 cm
Vsr:	86.19 ton
cumple separación	
db varilla:	3.2 cm
Ac:	7,296.0 cm ²
db Estribo:	0.95 cm

Área de acero transversal 2.7 cm²

El área de acero de los estribos es adecuada

Por lo tanto, se obtiene la siguiente propuesta de acero de refuerzo para resistir las fuerzas cortantes presentes en la columna de la edificación en estudio.

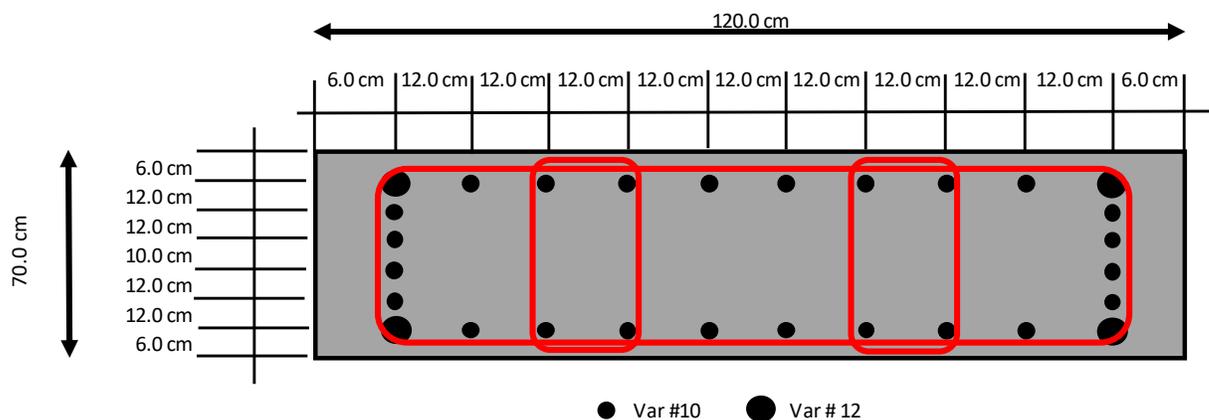


Figura 43. Refuerzo por cortante – Columna 70 cm x 120 cm.

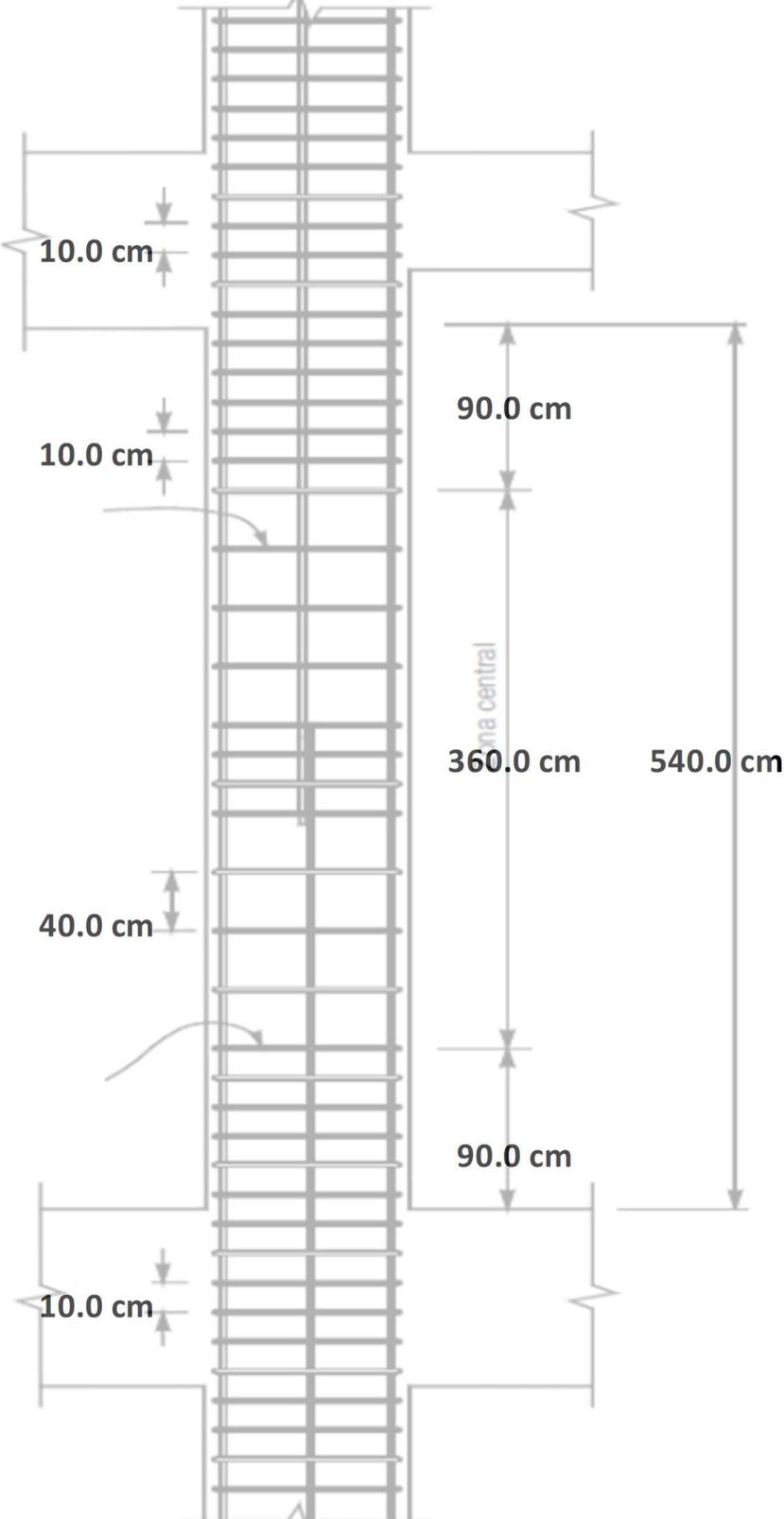


Figura 44. Detallado de la separación del acero por cortante de columna

5.2 TRABES

La revisión se efectuó considerando las NTC-17, donde se hace la revisión del porcentaje de área de acero requerida por cada una de las trabes en estudio, con lo cual se determina que no excedan del 3% de acero requerido por sección, debido a problemas con la ubicación del acero. Para este caso las trabes exceden el valor recomendado, por lo cual se realizará una propuesta con la máxima área de acero de refuerzo y evaluar el comportamiento ante dichas fuerzas presentes en la trabe con mayor demanda, dicha trabe es de 30 cm x 80 cm.

De acuerdo con lo anterior, la trabe excede lo recomendado, por lo que se seguirán los pasos de diseño de la trabe para comprobar que el área máxima de acero de refuerzo para la trabe en estudio no es capaz de resistir la demanda de fuerzas existentes.

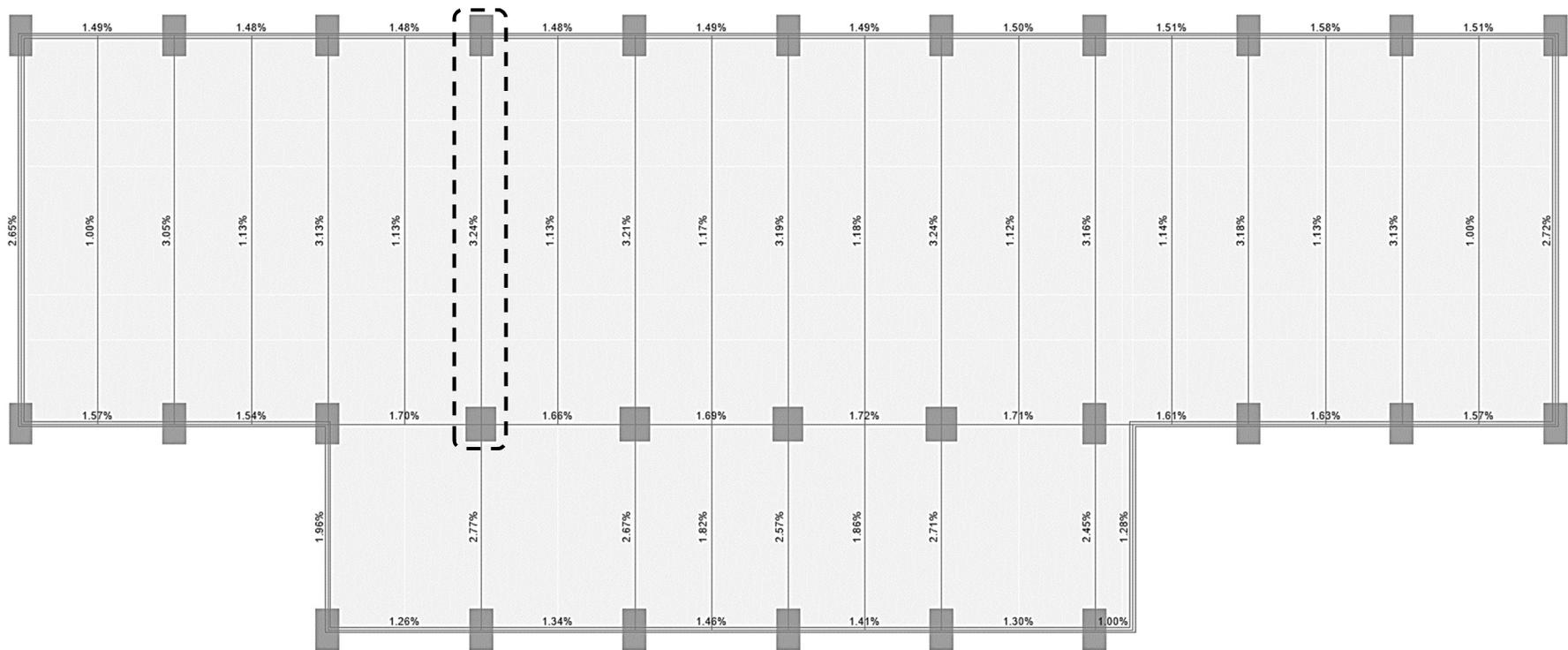


Figura 45. Planta estructural - nivel 3.

5.2.1 Revisión de trabe (NTC-17)

A partir de las combinaciones de diseño descritas en el capítulo 3, se determinó los elementos mecánicos de diseño, se analizará una trabe con cuantía excesiva (T30x80). Se utilizará un concreto clase 2 con resistencia $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$ y un $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Geometría de la viga		
Base (b) =	30	cm
Altura (h) =	80	cm
Recub.=	4	cm

Materiales		
$f'c=$	200	kg/cm^2
$f''c =$	$0.85*f'c$	
$f'c =$	170.0	kg/cm^2
$\beta=$	0.85	
$f_y=$	4200	kg/cm^2

De acuerdo con las NTC-CADE, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_R . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

Factores de diseño	
$F_{R(\text{flexión})} =$	0.9
$F_{R(\text{cortante})} =$	0.75

Para el cálculo del momento resistente de la sección, se deberán verán determinar las consideraciones generales en cuanto al acero longitudinal, dichas consideraciones son las áreas de acero mínimo y máximo de acuerdo con las NTC-DCEC, de igual manera se determina una ductilidad baja en el diseño de los elementos estructurales, debido a las características de la edificación con base a la época de su construcción.

Revisando de refuerzo mínimo	
$A_{s_{\text{mín}}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$	(5.1.18 NTC – DCEC)
$A_{s_{\text{mín}}} = 5.66 \text{ cm}^2$	
Revisión de refuerzo máximo	
Ductibilidad:	Baja
$F_{rA \text{ Balanc.}} =$	0.9
Cálculo del área balanceada	
$A_s = \frac{f'c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd$	(5.1.1 NTC – DCEC)
$A_s =$	45.47 cm^2
$A_{s_{\text{máx}}} = 40.92 \text{ cm}^2$	

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Apartir de la cuantía de acero mínimo, se procede a elaborar una propuesta de acero longitudinal en la trabe, posteriormente se propondrá un acero de refuerzo adicional para el refuerzo de zonas donde las fuerzas internas así lo demanden.

Propuesta de acero longitudinal en ambos lechos de la sección		
Lecho superior		
#	Varilla #	As (cm ²)
4	6	11.40
Lecho inferior		
#	Varilla #	As (cm ²)
4	6	11.40

Para el refuerzo adicional al acero mínimo de la trabe, la cuantía de acero existente en la trabe en ningún motivo deberá superar al resultado de la cuantía máxima obtenida en la ecuación 5.1.1 NTC-DCEC.

Propuesta del refuerzo por momentos		
Refuerzo en Lecho superior		
#	Varilla #	As (cm ²)
4	6	11.40
4	6	11.40
0	0	0.00
Total		22.80
Refuerzo en Lecho inferior		
#	Varilla #	As (cm ²)
2	8	10.13
0	0	0.00
0	0	0.00
Total		10.13

A partir de dichos valores obtenidos es posible determinar el momento resistente en cada sección de la trabe, para lo cual nos basaremos en las siguientes ecuaciones:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (5.1.3 \text{ NTC} - \text{DCEC})$$

Donde:

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c'} \quad (5.1.4 \text{ NTC} - \text{DCEC})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (5.1.5 \text{ NTC} - \text{DCEC})$$

b: Ancho de la sección

d: Peralte efectivo

As: Área de acero a tensión

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

$f'c$: Esfuerzo uniforme de compresión

ρ : Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión

Para la determinación del peralte efectivo, es necesario indicar que se obtendrá de la diferencia del peralte real y el recubrimiento a la varilla longitudinal con espesor.

Momento Resistente Positivo	
p=	0.0096
q=	0.2373
M_R =	5361385.6 kg*cm
M_R =	53.61 ton*m

Momento Resistente Negativo	
p=	0.0152
q=	0.3753
M_R =	7881818.5 kg*cm
M_R =	78.82 ton*m

Una vez obtenido el momento resistente para una sección de trabe, se procede a realizar el mismo procedimiento aplicado a 3 zonas principales de confinamiento, las cuales son las zonas de los extremos y el centro. Esto es debido a que los esfuerzos, comúnmente en los extremos difieren de la zona central, por lo que la zona de los extremos suele tener mayor área de acero respecto a la zona del centro de la trabe.

Propuesta de Acero de refuerzo en ambos lechos								
Refuerzo en Lecho superior			Refuerzo en Lecho superior			Refuerzo en Lecho superior		
Zona Inicial			Zona Central			Zona Final		
#	Varilla #	As (cm ²)	#	Varilla #	As (cm ²)	#	Varilla #	As (cm ²)
4	6	11.40	0	0	0.00	4	6	11.40
4	6	11.40	0	0	0.00	4	6	11.40
0	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00
Total		34.20	Total		11.40	Total		34.20
Refuerzo en Lecho inferior			Refuerzo en Lecho inferior			Refuerzo en Lecho inferior		
Zona Inicial			Zona Central			Zona Final		
#	Varilla #	As (cm ²)	#	Varilla #	As (cm ²)	#	Varilla #	As (cm ²)
2	8	10.13	2	5	3.96	2	8	10.13
0	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00
0	0	0.00	0	0	0.00	0	0	0.00
Total		21.54	Total		15.36	Total		21.54

Figura 46.- Propuesta de acero para las zonas de confinamiento.

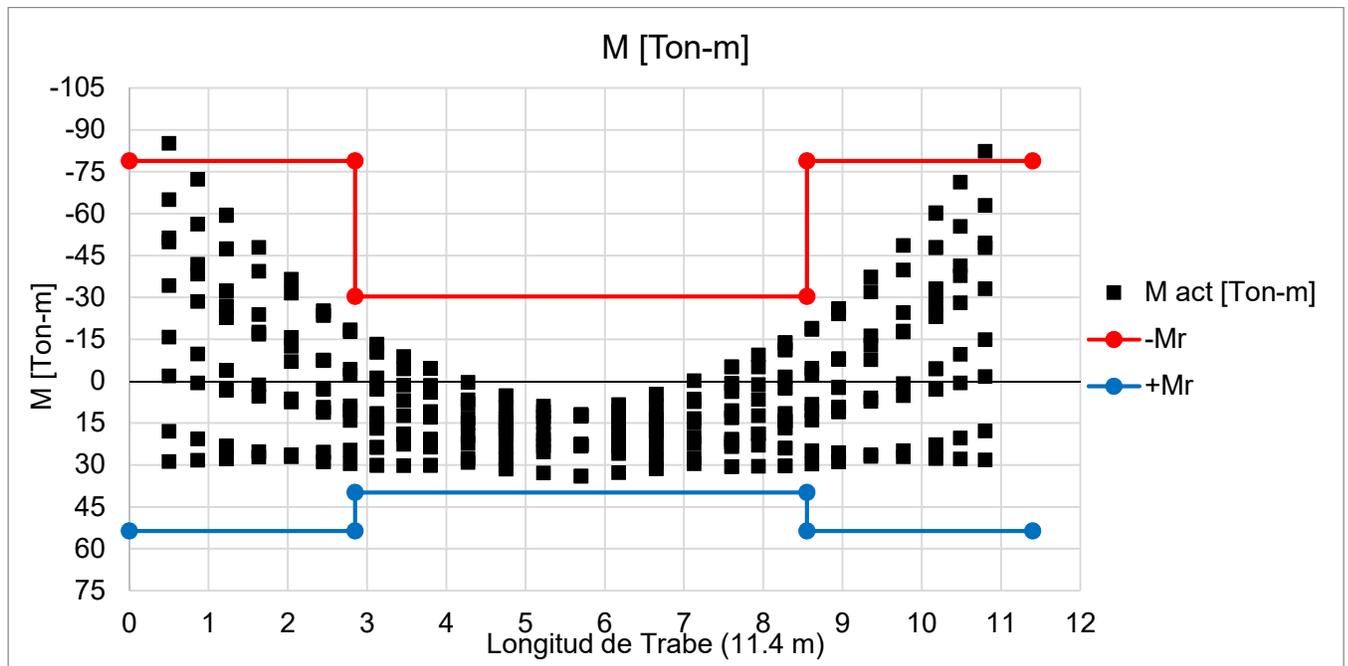


Figura 47. Diagrama de momentos flexionantes.

Una vez propuesto el acero en la trabe, considerando que se contemplo áreas de acero máximo, se determino que los esfuerzo presentes en la trabe en estudio que presentaba la mayor cuantía, los momentos actuantes superan dicho refuerzo. De acuerdo con lo mencionado anteriormente, se deberá determinar las resistencias de los materiales para el comportamiento adecuado de la estructura y a su vez, los adecuados esfuerzos presentes y determinar si las cuantías existentes son capaces de resistir dichas demandas.

Se procede a estimar las cuantías de acero para el refuerzo por fuerzas cortantes presentes en la trabe en estudio, siguiendo las especificaciones de las NTC-DCEC. Se partirá con determinación del cortante máximo que puede resistir la sección.

Cálculo del cortante máximo de la sección		
$V_{act} =$	35.5	Ton
$V_u < F_R 2.5\sqrt{f'c} bd$		(5.3.27 NTC – DCEC)
$V_{m\acute{a}x} =$	59447.35	kg
$V_{m\acute{a}x} =$	59.45	Ton

Al considerar que para el diseño de la sección se utilizara una ductilidad baja, en este caso se deberá determinar el cortante que puede tomar el concreto, así como el cortante que toma el acero el cual posteriormente será propuesto de tal manera que satisfaga esta consideración.

Cálculo del cortante que puede tomar el concreto y el acero	
Si $p < 0.015$ $V_{CR} = F_R (0.2 + 20p)\sqrt{f'c} bd$	(5.3.1 NTC – DCEC)
Si $p \geq 0.015$ $V_{CR} = F_R 0.5\sqrt{f'c} bd$	(5.3.2 NTC – DCEC)
Donde: $p = 0.0248$	
Por lo tanto: $V_{CR} = 11889.47 \text{ kg}$	
$V_{CR} = 11.89 \text{ Ton}$	
Entonces: $V_{SR} = V_U - V_{CR}$	(5.3.30 NTC – DCEC)
$V_{SR} = 23.62 \text{ Ton}$	

Se procede a proponer un área de acero de refuerzo por cortante en la sección.

Propuesta de Refuerzo por Cortante			
Estribos	Ramas	Varilla #	Av (cm ²)
2	4	4	5.07
Ganchos	Ramas	Varilla #	Av (cm ²)
0	0	0	0.00
Total			5.07

Del mismo modo que existen consideraciones para el acero longitudinal, se deberán cumplir las siguientes consideraciones descritas en las NTC-DCEC.

Calculo de la separación de los estribos de la sección	
$V_U = 35.50 \text{ Ton}$	
$V_{CR} = 11.89 \text{ Ton}$	
$V_{SR} = 23.62 \text{ Ton}$	
$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen} \theta + \text{co} \theta)}{V_{SR}}$	(5.3.29 NTC – DCEC)
$\theta = 90^\circ$	
$S_{SR} = 50.51 \text{ cm}$	
$S_{SR} = 50 \text{ cm}$	
$A_{v_{\min}} = 0.30 \sqrt{f'c} \frac{b s}{f_y}$	(5.3.32 NTC – DCEC)
$A_{s_{\min}} = 1.5 \text{ cm}^2$	
$S = 0.5 * d$	
$S_{\max} = 37.37 \text{ cm}$	
$S_{\max} = 35 \text{ cm}$	
$S = 35 \text{ cm}$	
$V_R = 34.08 \text{ Ton}$	

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Para determinar la separación máxima correcta, se tomará el valor mínimo calculado de ambos valores obtenidos. Se determinará el cortante resistente de acuerdo con al área de acero necesaria para cada zona de confinamiento.

Propuesta del Acero por Cortante											
Refuerzo por Cortante				Refuerzo por Cortante				Refuerzo por Cortante			
Zona Inicial				Zona Central				Zona Final			
Estribos	Ramas	#Varilla	Asv	Estribos	Ramas	#Varilla	Asv	Estribos	Ramas	#Varilla	Asv
2	4	4	5.07	1	2	4	2.53	2	4	4	5.07
Ganchos	Ramas	#Varilla	Asv	Ganchos	Ramas	#Varilla	Asv	Ganchos	Ramas	#Varilla	Asv
0	0	0	0.00	0	0	0	0.00	0	0	0	0.00
Total			5.07	Total			2.53	Total			5.07

S=	35	cm
----	----	----

S=	35	cm
----	----	----

S=	35	cm
----	----	----

Figura 48- Propuesta de acero para las zonas de confinamiento.

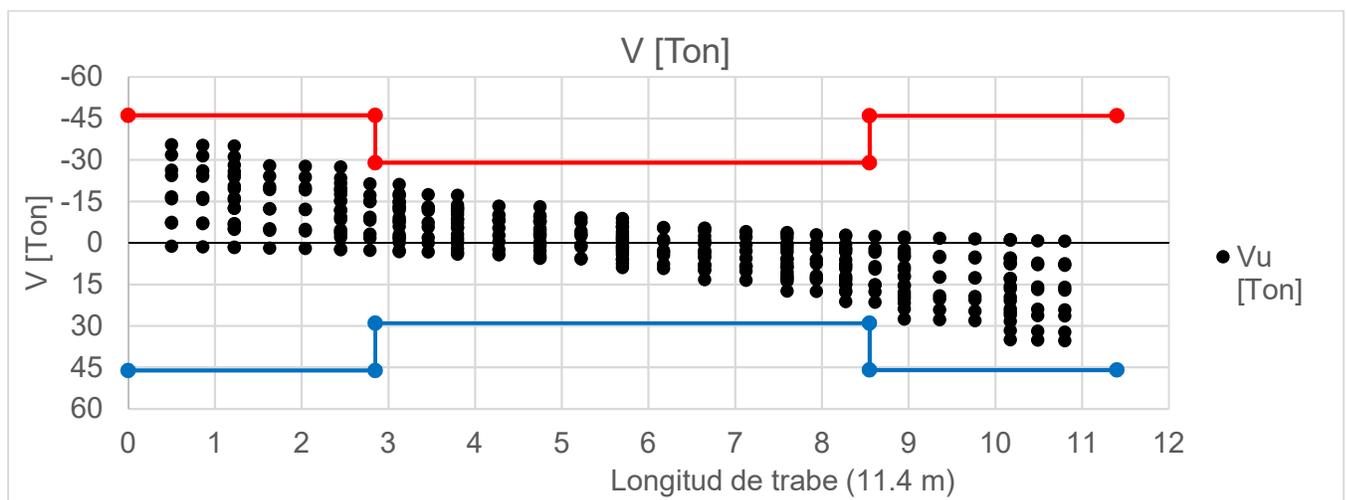


Figura 49.- Propuesta de acero para las zonas de confinamiento.

Para la identificación de zonas de confinamiento, la figura 50, es adecuada para identificar estas zonas, así como la determinación de la colocación del primer estribo, entre otras.

Cabe destacar que las zonas de confinamiento de las vigas, conservadoramente se suelen utilizar una longitudes para la colocación de estribos a $L/4$ a partir del centro de columna, sin embargo, existen casos donde con base a los diagramas de fuerzas cortantes, se puede observar que dicha longitud propuesta no es lo suficiente para resistir las fuerzas cortantes, por lo que esta longitud puede variar en casos de ser requeridos.

Dicho esto, conservadoramente la longitud de las varillas de refuerzo o bastones, suelen mantener esta longitud propuesta, o también longitud puede ser regida por el acero de refuerzo en la viga, en estos caso es adecuado revisar los diagramas y tomar el mejor criterio que cumpla con las demandas de fuerzas existentes .

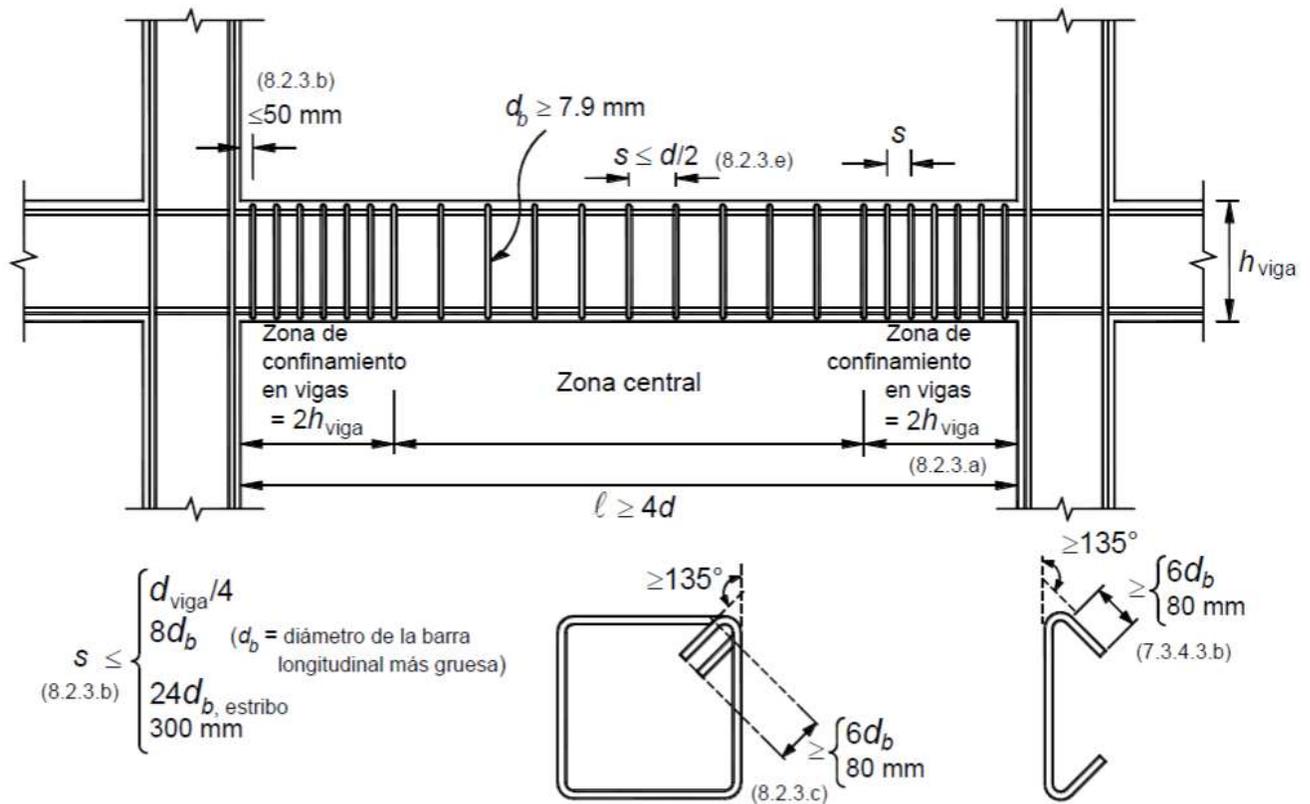


Figura 50. Detallado de elementos a flexión de ductilidad media (NTC- DCEC).

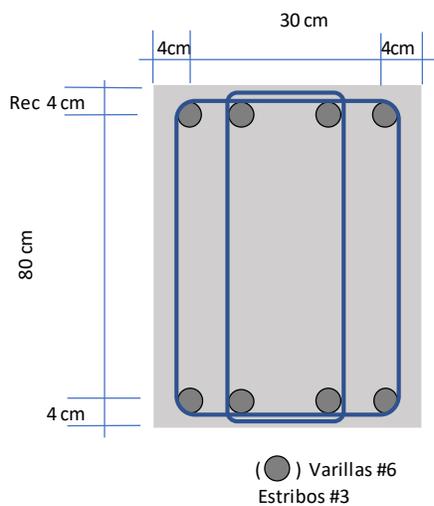


Figura 51. Armado general de trabe con acero de refuerzo longitudinal mínimo y acero transversal.

Es importante el elaborar esquemas donde se aprecie la representación y ubicación del acero de refuerzo longitudinal y transversal, y así verificar el cumplimiento de las NTC-DCEC, debido a que se pasa por alto este detalle como lo es el paquetes de varillas, y el acomodo de las mismas.

Para la elaboración de dichos esquemas, lo adecuado es identificar en las 3 secciones de la trabe ya mencionadas con anterioridad, identificar el acero mínimo longitudinal y el acero transversal de acuerdo con cada sección y colocar dichos aceros en un esquema, esto para facilitar en la ejecución y la correcta colocación del mismo, haciendo referencia que los bastones serán adecuados al armado general, facilitando el proceso constructivo (ver figura 45).

Este detalle es importante debido a que nosotros como ingenieros podemos visualizar mediante esquemas o planos el proceso de la colocación del acero de refuerzo de un elemento, de tal manera que tenemos mayor claridad de visualizar las complicaciones que pudiesen presentarse en los procesos constructivos de las edificaciones.

Capítulo 6

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

Cabe mencionar que la estructura en estudio se encuentra en la meseta del espectro de diseño, por lo cual corre el riesgo de que la estructura entre en una resonancia, debido a que el periodo de la estructura es similar al periodo del suelo.

En la subestructura, se tiene el conocimiento de la existencia de una losa de cimentación, pero se desconoce el espesor de esta, por lo que es necesario determinar el espesor de la losa, así como la existencia o no de pilotes. Por las características del hundimiento regional, lo ideal es que la estructura presente pilotes y losa de un espesor considerable en su cimentación, esto debido a que la estructura presenta un peso aproximado de 4,478.7 Ton, la losa de cimentación no sería suficiente para evitar el hundimiento de la estructura, adicional a esto se deberá hacer un estudio de nivelación para determinar si la estructura presenta hundimientos diferenciales respecto a otros puntos de la estructura.

En cuanto a la superestructura, se determinó que la estructura presenta excedencias en cuanto a límites de distorsiones de entre piso, ocasionado por la incertidumbre de la existencia del acero de refuerzo horizontal presente en muros de mampostería, por lo que es necesario efectuar un estudio que determine la existencia del acero de refuerzo horizontal para modificación de límites de distorsiones y garantizar su cumplimiento.

En cuanto a los elementos estructurales, si bien las cuantías en columnas no exceden los valores recomendados en comparación a las trabes que superan dichas recomendaciones, es importante indicar dos puntos fundamentales en este tipo de estructuras construidas durante los 60's, 70's, 80's y 90's. El primero va relacionado con las propiedades de concreto, se debe determinar las propiedades mecánicas reales del concreto debido a que estas propiedades pueden modificar el comportamiento estructural proporcionando mayor resistencia a esta, el segundo va relacionado directamente con las cuantías en los elementos.

De acuerdo con la experiencia obtenida en levantamientos de estructuras similares o con una similitud en su periodo de construcción, en dichas estructuras no cumplen con los requerimientos de las NTC-17 en cuanto a acero mínimo se refiere, por lo que, al analizar esta tipo de estructuras construidas antes del sismo del 85, es preocupante encontrar cuantías que superen el 1%. Es necesario determinar las cuantías existentes en la estructura, es muy probable que estas cuantías no cumplan con las fuerzas de demanda presentes en las mismas, por lo que se es necesario un plan de reforzamiento.

Adicional a esto, existen puntos críticos en la estructura que no cumplen con los requerimientos de las NTC-17, por lo cual se deben realizarse las revisiones adecuadas dentro de un plan de reforzamiento, como los son:

- Ausencia de un adecuado detallado en los estribos pertenecientes a columnas (se estima que no cumple con el diámetro mínimo).
- Ausencia de un adecuado detallado en la unión Trabe-Columna (se estima que no tenga un correcto confinamiento en la zona de nodos).

De acuerdo con lo anterior, la estructura presenta un grado seguro con restricciones, debido a una serie de incertidumbres encontradas, por lo que se recomienda realizar los estudios pertinentes que determinen las propiedades de los materiales que componen la estructura.

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México

Se determino a la estructura segura con restricciones, debido a que las demandas de fuerzas de diseño son regidas por las combinaciones de sismo, por lo que se asume que la estructura es capaz de resistir las fuerzas gravitacionales a las que está sometida el día de hoy, pero existe el riesgo de que, ante un evento sísmico la estructura sufra daños considerables.

6.2 RECOMENDACIONES



Figura 52. Daños del sismo del 2017 (CNN en español).

la revisiones y diseños adecuados para enfrentar los sismos por venir en esta ciudad y ciudades del resto del país. De tal manera que se proponen las siguientes recomendaciones para futuras revisiones estructurales:

Considerando que en la ciudad de México el mayor número de estructuras que existen fueron construidas antes del sismo de 1985, posteriormente la población técnica se concientiza en las siguientes décadas en el diseño estructural contemplando los rubros que garantizan la seguridad estructural de las mismas. Esto es debido a que en las últimas décadas las normas de diseño por sismo han cambiado.

Estas modificaciones se han realizado preferentemente después de un evento sísmico, lo que ha provocado que disminuyan los daños considerables en las estructuras debido a estas nuevas consideraciones, lo que motiva que

- En las revisiones estructurales deberán, hacerse pruebas de resistencia a los materiales que la conformen por ejemplo al concreto y al acero de refuerzo o al acero estructural, en sitio o en laboratorio, en sitio se pueden hacer pruebas no destructivas que nos permitan estimar la integridad de los materiales así como sus disposición y cantidad en los diferentes elementos estructurales con objeto de que los análisis en gabinete nos de incertidumbre sobre las capacidades del conjunto estructural
- Si bien el nuevo reglamento no obliga a los dueños de las edificaciones, construidas antes de que se publicaran los nuevos códigos de diseño, a reforzar sus estructuras que presenten un alto nivel de vulnerabilidad o que, por una revisión estructural, la estructura resulte susceptible al daño. Es necesario que en la medida de lo posible las recomendaciones efectuadas en una revisión post-sismo se lleven a cabo y así garantizar la integridad estructural y la seguridad de quienes habitan en la edificación.
- Poner especial atención en las estructuras del grupo A (Hospitales, escuelas, centrales telefónicas, centrales eléctricas, entre otras.) ya que estas nos apoyamos para dar auxilio a la sociedad que eventualmente se encontrará en crisis por motivo de haber padecido un fenómeno natural catastrófico. Debido a que la mayoría de estas estructuras se estima que no cumplen con los nuevos criterios de diseño de las NTC, se deberá hacer un plan de reforzamiento en los casos que sea necesario y así garantizar la seguridad de estas.
- Considerar los hundimientos regionales que presenta la Ciudad de México, debido a que afectan en gran medida a este tipo de estructuras, por lo que se deberán realizar estudios correspondientes en los que se determinen los asentamientos diferenciales que pudiesen presentar y determinar las soluciones adecuadas para su nivelación.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Revista H₂O, Gestión del agua (II-UNAM, Enero-Marzo 2016)
- Reglamento de construcciones de la Ciudad de México
- Gonzalez Cuevas, Ó., & Casillas, J. (2010). Enseñanza de la ingeniería civil. Azcapotzalco, México.
- Guías de diseño, Andres Gama C.
- Reglamento de construcciones de la Ciudad de México (Diciembre, 2017).
- Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (NTC-CADE).
- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-DCEC).
- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de acero (NTCDCEA).
- Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería (NTC-DCEM).
- Normas técnicas complementarias para diseño por sismo (NTC-DS).
- ASCE/SEI 7-10 "Minimum design loads for buildings and other structures," SEI/ASCE 7-02, American society of civil engineers,
- ACI-318-14: Building code requirements for structural concrete and commentary.
- AISC-14th ed.: Steel construction manual 14th Ed.
- Conferencia del II-UNAM, Revisión post-sísmica y rehabilitación de estructuras dañadas, Dr. Oscar López Bátiz
- SMIE – Diplomado de análisis sísmico no lineal

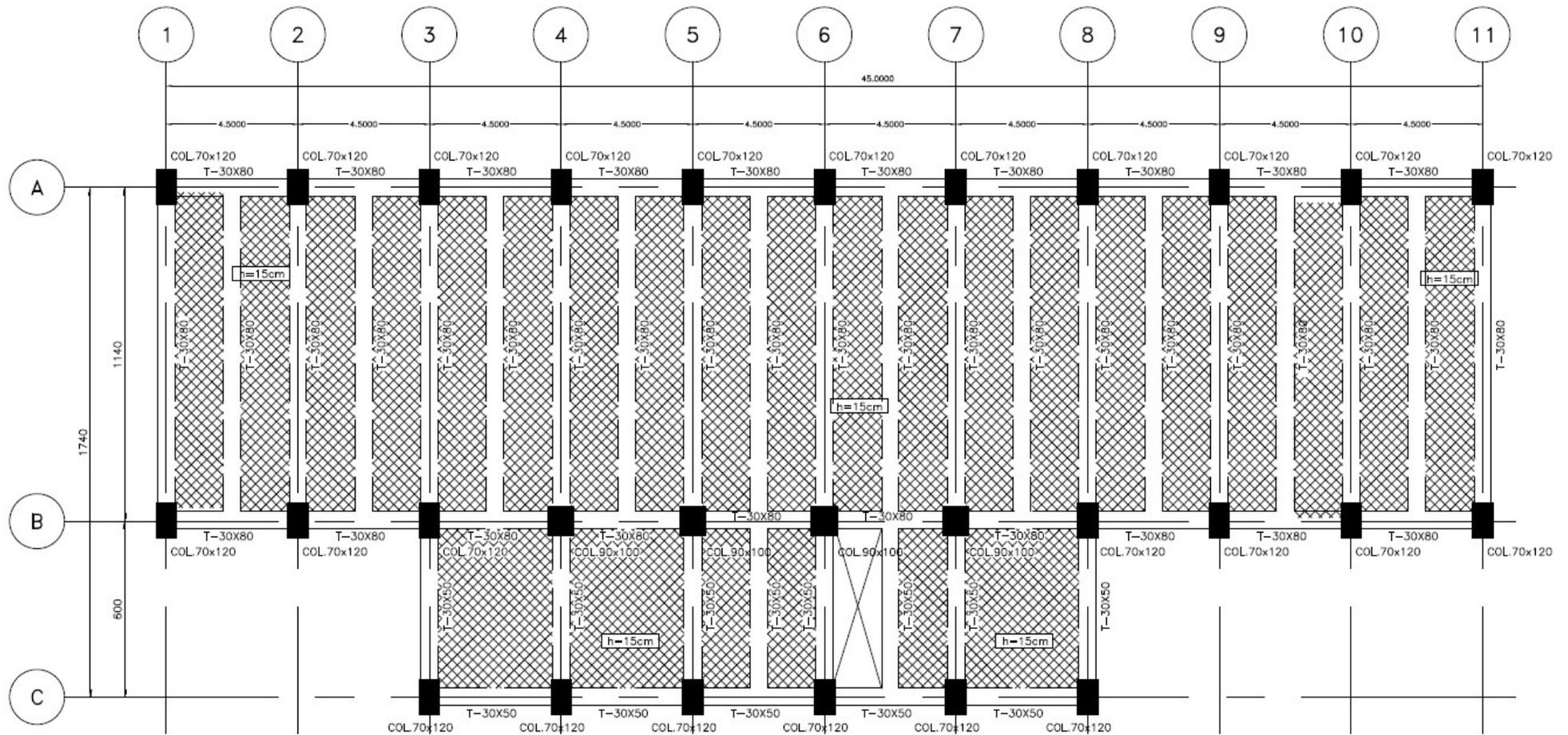
7.1 BIBLIOGRAFÍA WEB

- http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_11/63.PDF
- <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%C3%B1o.pdf>
- <http://www.antaac.org.mx/assets/vbv-fin8-12-08-1-.pdf>
- <http://www.imcyc.com/ct2006/mayo06/TECNOLOGIA.pdf>
- <https://cnnespanol.cnn.com/2018/09/13/mexico-un-ano-despues-del-terremoto-del-19-s-todo-lo-que-queda-por-hacer/>
- http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_14/te_02/ar_11.pdf
- <http://smis.mx/index.php/RIS/article/viewFile/261/196>

Apéndice A

(Planos estructurales de la edificación en estudio)

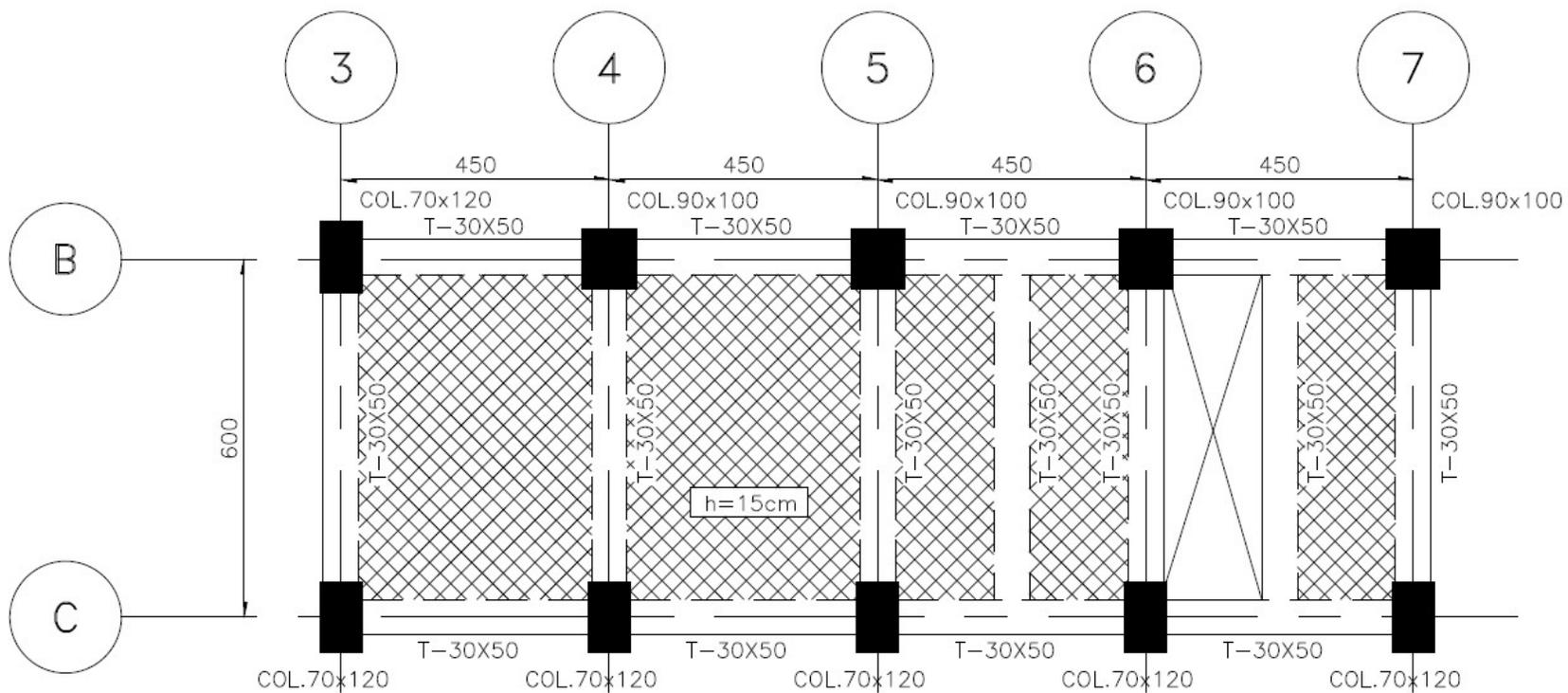
Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-01

ESC. 1:125
ACOT. EN cm

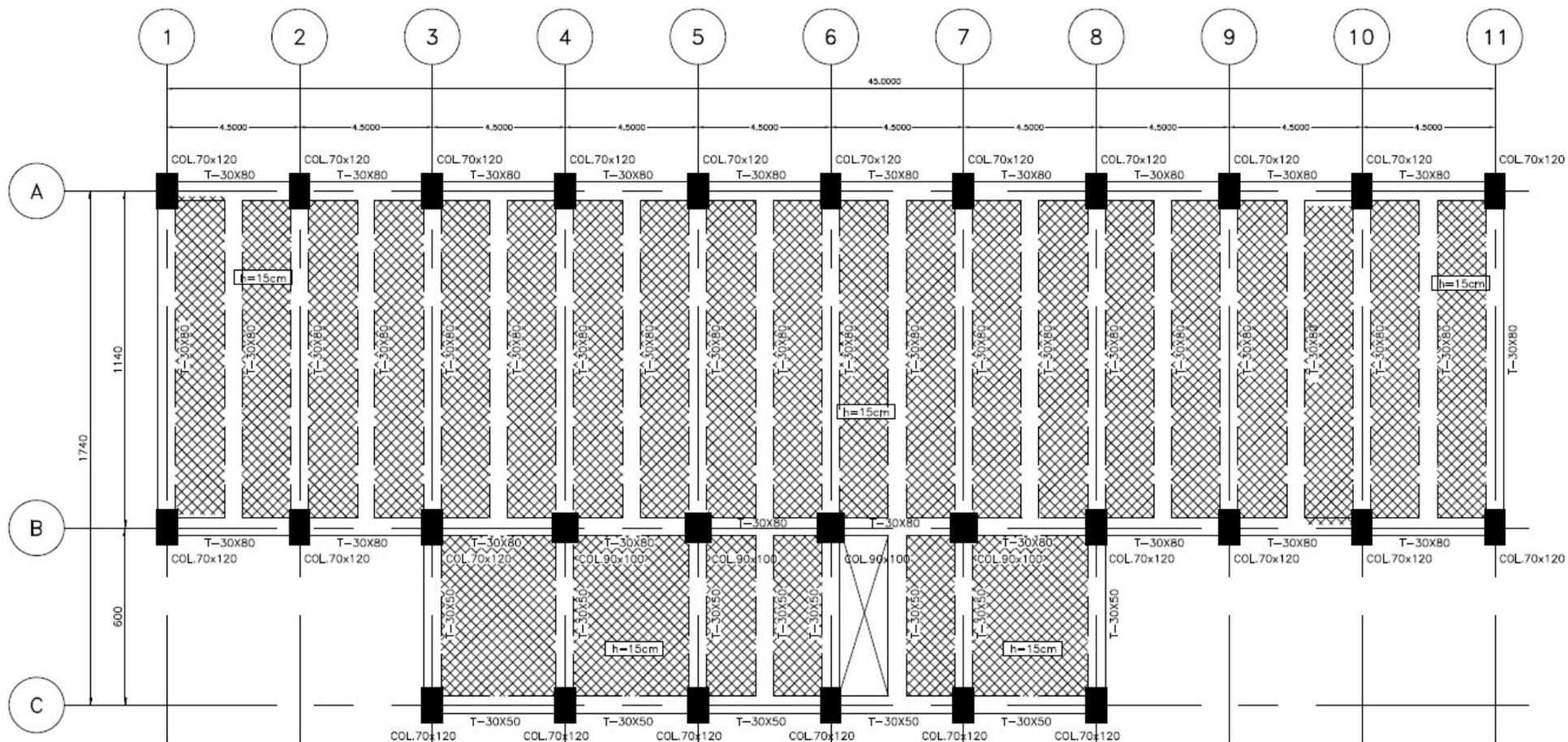
(N.T.C. +5.40)



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-01A

ESC.1:125
ACOT. EN cm

(N.T.C. +2.70)

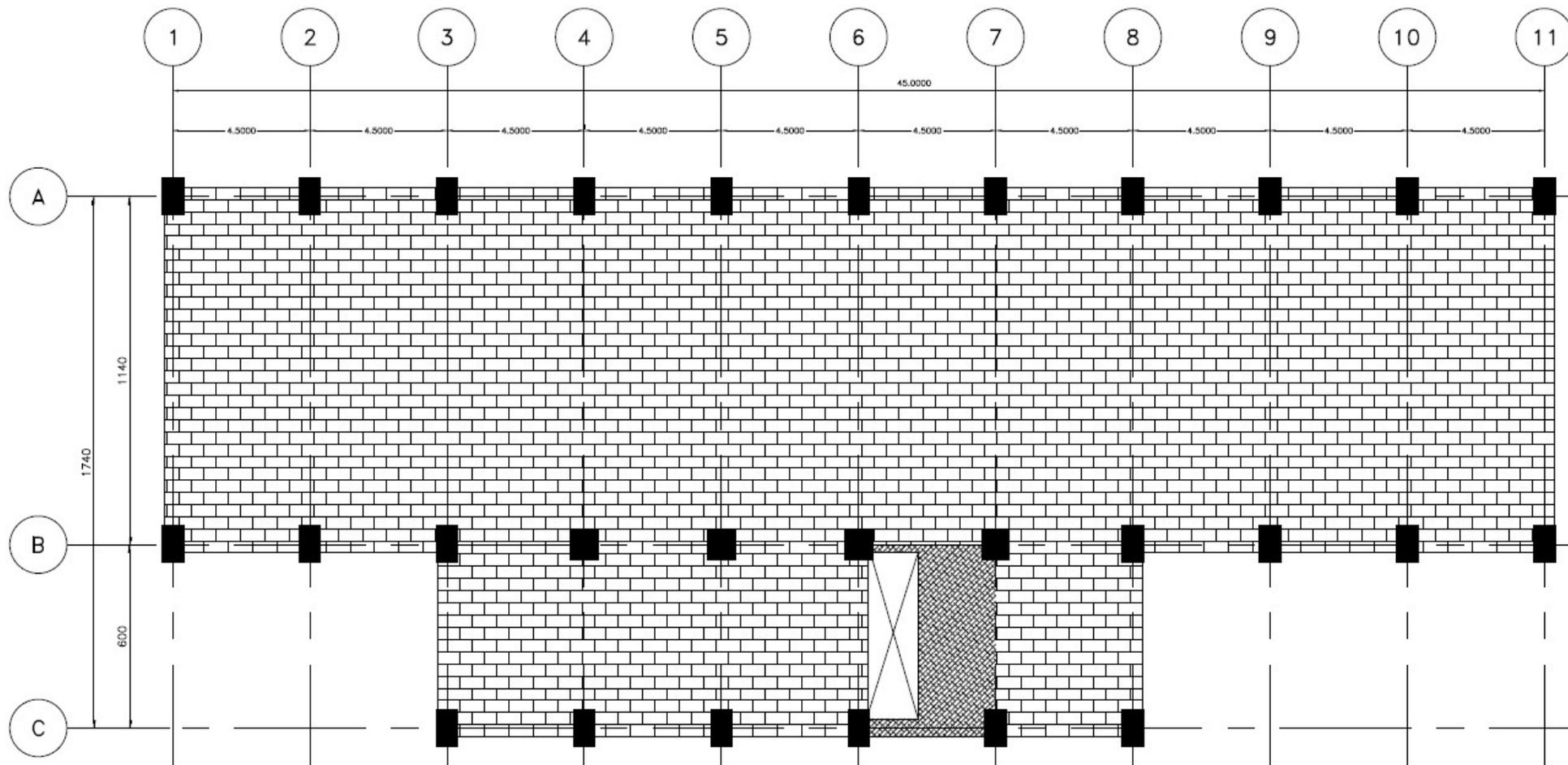


PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-Az
 ESC. 1:125
 ACOT. EN cm
 (N.T.C. +21.60)

Apéndice B

(Planos de cargas de la edificación en estudio)

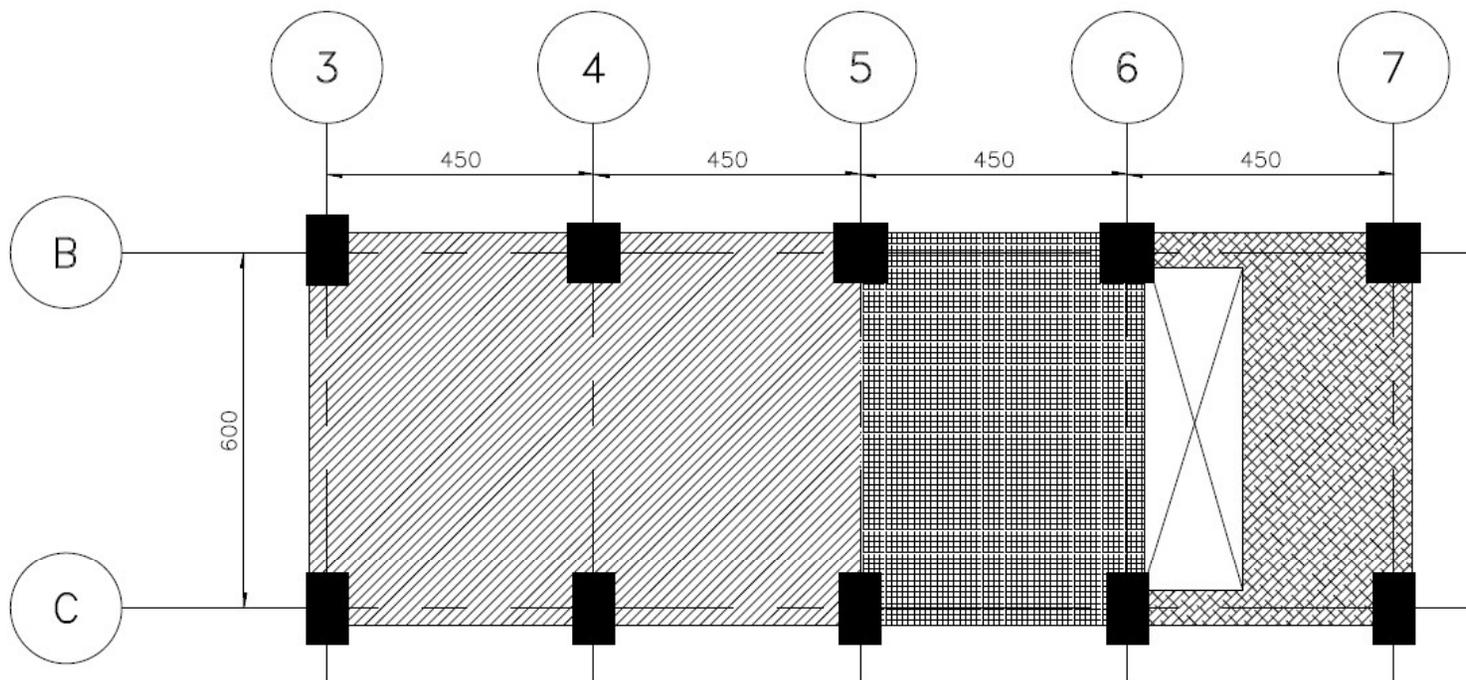
Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-01

ESC.1:125
ACOT. EN cm (N.T.C. +5.40)

DESCRIPCION	AREA	SOBRE CARGA POR COLADO Kg/m ²	CARGA MUERTA ADICIONAL kg/m ²	CARGA VIVA		
				MAXIMA kg/m ²	INSTANTANEA kg/m ²	MEDIA kg/m ²
EQUIPOS Y MECANICOS		40	200	500	450	125
ESCALERA		40	150	350	150	40



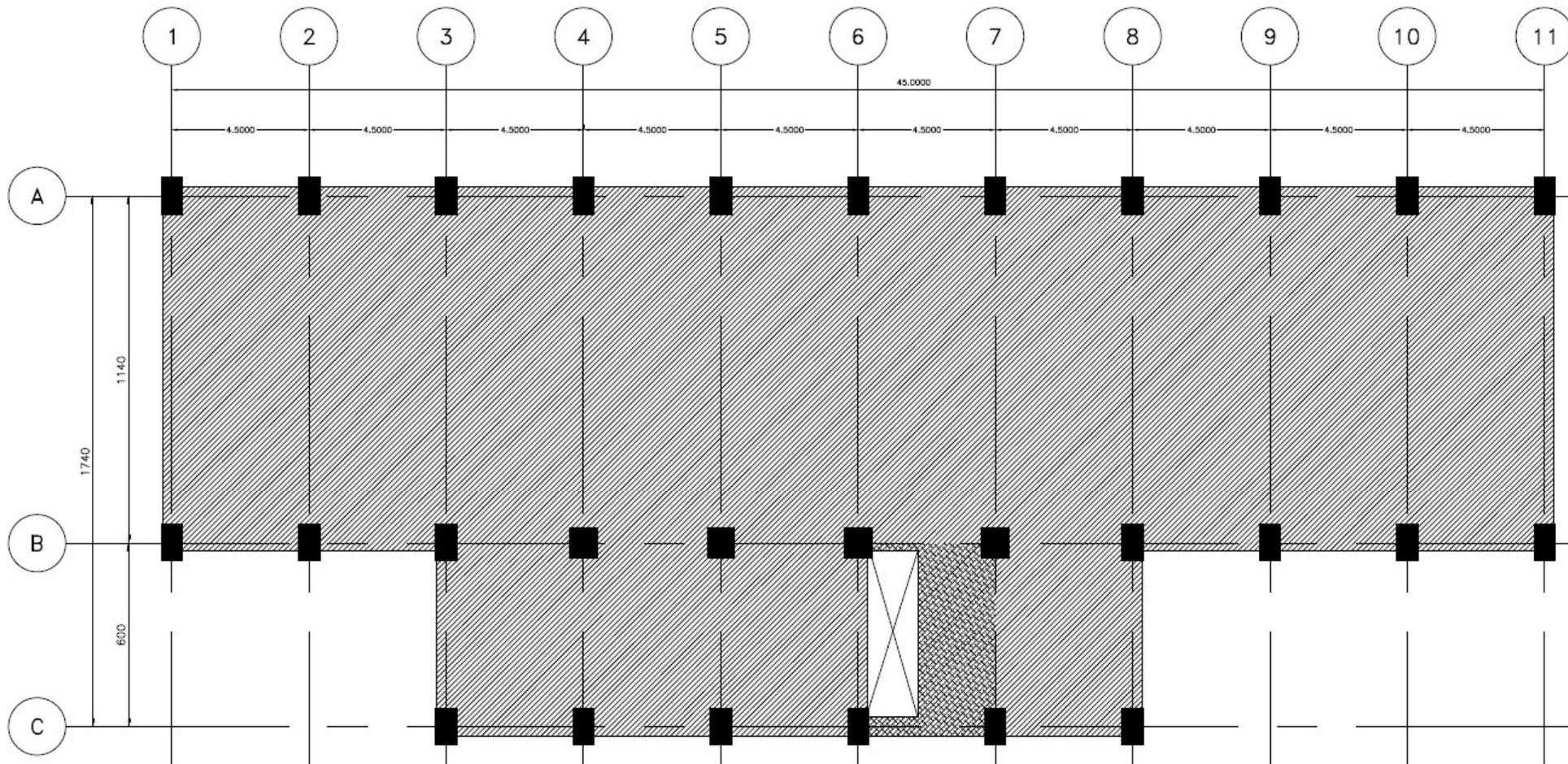
PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-01A

ESC.1:125
ACOT. EN cm

(N.T.C. +5.40)

DESCRIPCION	AREA	SOBRE CARGA POR COLADO Kg/m ²	CARGA MUERTA ADICIONAL kg/m ²	CARGA VIVA		
				MAXIMA kg/m ²	INSTANTANEA kg/m ²	MEDIA kg/m ²
EQUIPOS Y MECANICOS		40	200	500	450	125
BAÑOS		40	150	350	150	40
ESCALERA		40	150	350	150	40

Revisión estructural de una edificación, utilizando el nuevo reglamento de construcciones de la Ciudad de México



PLANTA ESTRUCTURAL NIVEL-Az

ESC. 1:125
ACOT. EN cm (N.T.C. +21.60)

DESCRIPCION	AREA	SOBRE CARGA POR COLADO Kg/m ²	CARGA MUERTA ADICIONAL kg/m ²	CARGA VIVA		
				MAXIMA kg/m ²	INSTANTANEA kg/m ²	MEDIA kg/m ²
ESCALERA		40	150	350	150	40
AZOTEA		40	250	100	70	15