



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**DICTAMEN ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO CON  
ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO  
DESPLANTADO EN SUELO DURO APLICANDO LAS  
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS 2017 DE LA  
CIUDAD DE MÉXICO**

**T E S I N A**

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**ING. ARIEL FLORES FLORES**

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. MIGUEL ÁNGEL ZÚÑIGA BRAVO**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX. MARZO 2023

# CONTENIDO

(GUZMÁN, 2022)

RESUMEN .....	3
<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>4</b>
1.1 OBJETIVOS .....	5
1.2 ANTECEDENTES .....	5
1.2.1 Tesis de licenciatura de Miguel Ángel Zumaya (2011) .....	5
1.3 TESIS DE LICENCIATURA DE ANDRÉS ARZATE MENDOZA (2019).....	6
1.4 ALCANCES DE LA TESINA .....	6
1.5 JUSTIFICACIÓN.....	7
<b>CAPÍTULO 2 CASO DE ESTUDIO .....</b>	<b>8</b>
2.1 USO DE LA ESTRUCTURA .....	8
2.2 DESCRIPCIÓN GENERAL .....	8
2.3 MATERIALES .....	8
2.3.1 Propiedades mecánicas de los materiales .....	8
2.3.2 Análisis de cargas .....	9
<b>CAPÍTULO 3 CONSIDERACIONES REGLAMENTARIAS .....</b>	<b>10</b>
3.1 NORMATIVIDAD .....	10
3.1.1 Criterios de análisis y revisión de diseño.....	10
3.1.2 Zonificación geotécnica .....	10
3.1.3 Método de análisis .....	11
3.1.4 Acciones sísmicas de diseño .....	11
3.1.5 Reducción de fuerzas sísmicas.....	11
3.1.6 Cortante basal mínimo .....	11
3.1.7 Revisión de desplazamientos laterales .....	12
3.2 ANÁLISIS LINEAL .....	12
3.3 FACTORES DE CARGA. ....	13
3.4 EFECTOS DE TORSIÓN.....	13
3.5 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN .....	14
3.6 EFECTOS BIDIRECCIONALES.....	14
3.7 COMBINACIONES DE CARGA .....	15
3.8 EFECTOS DE ESBELTEZ .....	15
3.8.1 Método de amplificación de momentos flexionantes.....	16
<b>CAPÍTULO 4 NORMAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO DAÑADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2017 .....</b>	<b>19</b>
4.1 ALCANCE Y CONTENIDO.....	19
4.2 MARCO NORMATIVO .....	19
4.3 PROCESO DE EVALUACIÓN .....	19
4.3.1 Inspección ocular .....	20
4.3.2 Investigación y documentación de la estructura .....	23
4.3.3 Clasificación del daño en los elementos y su impacto en el comportamiento de la edificación .....	37
<b>CAPÍTULO 5 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO EQUIVALENTE, RCDF42 .....</b>	<b>43</b>
5.1 CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	43

5.2 COEFICIENTE SÍSMICO .....	43
5.3 FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES .....	44
5.4 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO .....	44
5.5 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA .....	46
<b>CAPÍTULO 6 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO CON LAS NTC 2004 .....</b>	<b>52</b>
6.1 COEFICIENTE SÍSMICO .....	52
6.2 FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES .....	52
6.3 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.....	53
6.3.1 Espectro de diseño.....	53
6.3.2 Periodos de la estructura.....	54
6.4 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO .....	55
6.5 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA .....	57
<b>CAPÍTULO 7 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL DE LA ESTRUCTURA CON LAS NTC – 2017/2020</b>	<b>63</b>
7.1 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL.....	63
7.1.1 Condiciones de regularidad .....	63
7.1.2 Factor de importancia .....	69
7.1.3 Factor de hiperestaticidad ( $k_1$ ).....	69
7.1.4 Espectro de diseño.....	69
7.2 MODELO ESTRUCTURAL .....	70
7.3 MODELO (NTC-DSC, 2020).....	71
7.3.1 Periodos de la estructura.....	71
7.4 CÁLCULO DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL .....	73
7.5 REVISIÓN DEL CORTANTE BASAL .....	74
7.6 PARÁMETROS SÍSMICOS .....	76
7.7 ESTADO LÍMITE DE SEGURIDAD CONTRA COLAPSO .....	79
7.7.1 Dirección X.....	80
7.7.2 Dirección Y.....	81
7.8 LIMITACIÓN DE DAÑOS.....	82
7.8.1 Dirección X.....	82
7.8.2 Dirección Y.....	83
7.9 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS .....	84
7.10 REVISIÓN DE COLUMNAS .....	86
7.10.1 Evaluación de los efectos de esbeltez ( <i>ntc</i> ).....	86
7.11 REVISIÓN DE DEMANDAS DE ACERO EN COLUMNAS .....	88
7.11.1 Comparación de resultados con las diferentes normativas en columnas.....	94
7.11.2 Revisión de fuerza cortante en columnas .....	101
7.12 REVISIÓN DE DEMANDAS DE ACERO EN TRABES .....	120
7.12.1 Revisión de la fuerza cortante en vigas .....	130
7.13 REVISIÓN DE MUROS MAMPOSTERÍA DE PIEDRA BRAZA .....	140
7.14 CIMENTACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	143
7.15 MODELO CALIBRADO A PARTIR DEL ESTUDIO (ARZATE M. , 2019) .....	143
<b>CAPÍTULO 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>147</b>
<b>CAPÍTULO 9 BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>149</b>
<b>CAPÍTULO 10 ANEXO.....</b>	<b>150</b>

## RESUMEN

Se presenta una evaluación estructural del Edificio B de la Facultad de Ingeniería, en que se consideran las características de la edificación obtenidas a partir de la información contenida en plantas, cortes, alzados y la geometría de secciones principales de la estructura. Para la revisión del edificio se aplicarán las Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo de 19 de septiembre de 2017 (NRSECDS, 2017) que sustituyen a las NTC 2004. Se plantea un análisis sísmico con base en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo 2020 donde principalmente se revisará el comportamiento de la estructura bajo los sismos en que se basa en la revisión del estado límite de daños, que pueden presentarse varias veces durante la vida útil de la estructura y también bajo las demandas sísmicas para la revisión del estado límite de prevención de colapso según las Normas, no ocurrir fallas estructurales mayores, ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir una rehabilitación importante (NTC-DSC, 2020).

Se llevó a cabo un análisis dinámico modal a partir de un modelo tridimensional elástico en el programa comercial ETABS 19 el cual se modeló a base de marcos de concreto donde se obtuvieron los periodos de vibrar, se verificó la participación de los pesos efectivos en cada dirección de análisis según lo establecido en las Normas. Cabe mencionar que se desprecian los efectos de la interacción suelo-estructura.

En este trabajo se presenta la revisión de demandas de acero de todas las columnas y trabes de concreto armado. Debido a que no se cuenta con planos estructurales y memoria de cálculo originales de la estructura, con base en lo mencionado en la tesis "Dictamen técnico de seguridad estructural de un edificio escolar de concreto reforzado, seis niveles, superficie de 4,310 m<sup>2</sup>. Diseñado y construido entre los años 1952 y 1954, en la zona del pedregal de la Ciudad de México", solo se comparan de manera detallada el armado de las columnas ya que solo se cuenta con esta información. No obstante, a pesar de la falta de información de armados en trabes y losas, se presenta en este documento el diseño de estos elementos y los respectivos armados con los cuales cumplirían con lo establecido en las Normas. Se presentan planos arquitectónicos y geométricos los cuales se obtuvieron de la Dirección General de Obras y Conservación de la UNAM.

## CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

El sistema estructural a base de marcos rígidos de concreto reforzado es uno de los sistemas más utilizados en nuestro país para edificaciones. Es un sistema convencional a base de columnas, trabes y losas que a diferencia de otros sistemas ofrece la ventaja de tener un buen rendimiento en tiempo del proceso constructivo, además de que permite optimizar el rendimiento del espacio disponible.

A pesar de que es un sistema que lleva mucho tiempo implementándose en la ingeniería civil aún se siguen presentando fallas estructurales ocasionadas por los sismos de diferentes magnitudes que se presentan en nuestro país, debido a esto se han ido implementando normas de construcción y de diseño. Recientemente se presentó el sismo del 19 de septiembre de 2017 con magnitud Mw 7.1 en la zona de Axochiapan, Puebla, afectando a los estados de Puebla, Morelos, Estado de México, Oaxaca, Veracruz, Michoacán, Hidalgo y la CDMX. Enfatizando en la CDMX este sismo dejó varias estructuras dañadas e incluso estructuras colapsadas. Algunas de las razones por las que se presentaron daños en las estructuras fueron: la irregularidad en planta, irregularidad en elevación, golpeteo (demandas adicionales de resistencia, daños adicionales), planta baja débil, columnas cortas, edificios alargados, daños previos, efecto de esquina y factor agravante. Además, algo que influye mucho en el comportamiento de las edificaciones es su localización ya que la CDMX cuenta con una zonificación geotécnica la cual se divide en Zona I, Zona II y Zona III. Debido a esto dependiendo del tipo de suelo las ondas sísmicas pueden ser moderadas o pueden sufrir una mayor amplificación ocasionando mayores riesgos a las edificaciones.

La evaluación de daño en edificios después de sismos intensos indica que los sistemas estructurales regulares y bien detallados tienden a exhibir un mejor desempeño sísmico que aquellos con irregularidades estructurales y detallado ordinario. Además, ha sido notorio el mejor desempeño estructural de sistemas duales conformados por marcos y elementos estructurales rigidizantes, como muros y contravientos, en relación con lo observado en sistemas estructurados de manera exclusiva con marcos. Los sistemas de control de la respuesta sísmica son actualmente una alternativa viable para promover un mejor desempeño sísmico por medio de controlar la deformación lateral del sistema estructural (NTC-DSC, 2020).

Debido a estos fenómenos la parte del diseño toma mucha importancia, en el caso de marcos rígidos de concreto reforzado o de cualquier otro sistema estructural debe tener condiciones necesarias u óptimas para resistir de manera adecuada los efectos del sismo, en sus dos direcciones principales ortogonales. Para ello se debe cumplir lo mencionado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios 2020, dichas normas tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado el cual se logra cumpliendo con la revisión del estado límite de limitación de daños y el estado límite de prevención de colapso. Además, se tiene que cumplir con las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Concreto para este caso.

Actualmente después de un sismo de magnitud considerable, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal solicita evaluaciones de seguridad estructural a diferentes edificaciones, esto se realiza para exentar o especificar daños a una estructura ocasionados por un sismo. Estas evaluaciones van desde una inspección ocular hasta un estudio técnico más profundo, todo dependerá de la gravedad de los daños de estar presentes. De realizarse un estudio más detallado se debe revisar con lo mencionado en el Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias aplicables. Ahora bien, para realizar una evaluación de seguridad estructural en la CDMX se debe cumplir con la Norma Técnica Complementaria para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones (NTC-RSEE). Esta norma no solo es aplicable para estructuras existentes sino también para estructuras nuevas por ser construidas.

En el caso de que se presenten estructuras dañadas debido a un sismo y se determine que se debe rehabilitar, es necesario cumplir con lo establecido en las Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017 que es la norma que va a regir para esta evaluación.

## 1.1 Objetivos

- Actualizar y evaluar la seguridad estructural del edificio con las normas vigentes que apliquen para el caso de estudio;
- Modelación y análisis estructural acorde a las Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017;
- Realizar un análisis de la estructura en el rango elástico lineal de primer orden;
- Revisar el estado límite de servicio;
- Revisar el estado límite de falla

## 1.2 Antecedentes

### 1.2.1 Tesis de licenciatura de Miguel Ángel Zumaya (2011)

En este estudio se presenta un dictamen técnico de seguridad estructural del Edificio B, en el cual se realizó una revisión estructural bajo las condiciones del Reglamento de las Construcciones y de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal de 1942 (RCSUDF42) y con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC).

Se menciona que la información disponible para la revisión es escasa ya que solo se contó con planos arquitectónicos, no originales del edificio, por lo cual realizaron levantamientos para verificar distancias y geometría de los elementos de la estructura. No se contó con planos estructurales ni tampoco con la memoria de cálculo del proyecto original.

Se definieron las propiedades mecánicas de los materiales conforme al Reglamento de las construcciones de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal de 1942 (RCSUDF42). Las cargas actuantes en la estructura se tomaron en cuenta las muertas, vivas y accidentales (sismo y viento) y sus combinaciones para cada caso aplicando las Normas técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo de 2004, esta misma norma se aplicó para su revisión para definir los parámetros sísmicos de la estructura.

Una vez realizado el levantamiento en sitio de los elementos estructurales y definido los parámetros de análisis se procedió a la modelación analítica, el cual se realizó con el método de Análisis Sismo Estático Equivalente (ASEE). Se realizó el modelo de la estructura con ayuda del programa comercial STAAD.Pro 2003, considerando todos los miembros principales y secundarios columnas, travesaños principales, travesaños secundarios, muros y placas.

Una vez realizado el análisis realizaron la revisión de estado límite de servicio para diferentes marcos en dirección X y Y con sus respectivas combinaciones por sismo el cual se mencionó que la estructura tiene condiciones satisfactorias, esto es, que no se supera el valor permitido por el RCSUDF42 de 0.006 como límite de servicio. Para la revisión de desplazamientos en marcos con el

RCDF04 encontraron que para planta baja las distorsiones superan el valor permitido. Para la revisión del estado límite de falla las demandas de acero en las columnas para el RCSUDF42 se obtuvieron como resultado una cantidad de acero de refuerzo requerida menor que la cantidad original de acero estipulada en planos, al revisar las disposiciones del RCDF04 y sus NTC varias columnas se encuentran escasas de acero de refuerzo.

### **1.3 Tesis de licenciatura de Andrés Arzate Mendoza (2019)**

Se presenta un estudio experimental para determinar las propiedades dinámicas de los edificios B y C ubicados en la Facultad de Ingeniería de la UNAM empleando registros de vibraciones ambientales por medio de equipos denominados sismómetros triaxiales modelo GEOBOX de 2.0 Hz, de la marca sara Electronic Instruments. Los equipos se colocaron en puntos específicos para poder obtener valores certeros. Se obtuvieron registros en sus tres direcciones norte-sur, este-oeste y vertical, cada registro se obtuvo con los sismómetros mencionados, obteniendo 100 datos por cada segundo en una unidad de velocidad denominada cuentas/segundos.

Con los registros obtenidos en cada dirección llevaron a cabo un análisis por el método espectral con ayuda del programa comercial LabVIEW para obtener cada uno de los espectros asociados a la metodología espectral el cual consiste en obtener transformada rápida de Fourier, FFT (por sus siglas en inglés), espectros de potencia, espectros de fase y espectros de coherencia.

A partir de los resultados se obtuvieron los valores de frecuencias con sus respectivos periodos realizadas en la lectura de los picos en las gráficas de la FFT, asociados a las direcciones de estudio norte-sur y este-oeste para ambos edificios.

Decidieron realizar modelos con el programa comercial SAP2000 de ambos edificios para poder comparar los periodos naturales de vibrar, los cuales tuvieron una diferencia de un 12%, para la resistencia de materiales se realizaron pruebas no destructivas por medio de un esclerómetro para estimar la resistencia del concreto en algunas columnas y así poder calibrar los modelos.

Al realizar el estudio experimental concluyeron que en el edificio B se obtuvieron resultados más cercanos y semejantes tanto en el programa SAP2000 como por vibraciones ambientales. En el caso del edificio C pasó lo contrario, esto debido a que al realizar las pruebas de vibración ambiental se obtuvieron señales con mucho ruido o existe la posibilidad de que las propiedades de los materiales se hayan deteriorado considerablemente.

### **1.4 Alcances de la tesina**

Llevar a cabo la revisión del Edificio B aplicando Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017 (NRSECDS, 2017), las Normas técnicas Complementarias de Diseño por Sismo con Comentarios (NTC-DSC, 2020). Para esto se realizará un análisis dinámico modal espectral en el cual se hará un modelo tridimensional elástico empleando el programa comercial ETABS 2019 y a partir del modelo se obtendrán los modos naturales con sus respectivos periodos de vibrar, se revisará los pesos efectivos en cada dirección de análisis, además se usarán los espectros de diseño de la sección 3.1 de la norma, reducidos en función de Q y R de acuerdo con lo que se establece en las secciones 3.4 y 3.5. Se realizará la revisión por cortante basal mínimo resistente.

Una vez realizado el modelo con sus parámetros sísmicos correspondientes se evaluará el comportamiento de la estructura revisando el estado límite de limitación de daños y el estado límite de prevención de colapso, se presentarán las distorsiones por nivel a partir de los resultados del análisis.

Se revisará las demandas de acero de los elementos de concreto a partir de lo mencionado en la Norma Técnica Complementaria de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC, 2017). Solo se llevará a cabo la comparación con la información existente ya que no se cuenta con planos estructurales ni memoria de cálculo originales.

## 1.5 Justificación

En la República Mexicana se presenta una gran actividad sísmica debido a su localización geográfica, ya que está enclavada dentro del área conocida como el Cinturón Circumpacífico donde se concentra la mayor actividad sísmica del planeta. La alta sismicidad en el país es debido principalmente a la interacción entre las placas de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Riviera y la del Caribe. Debido a lo anterior la mayor actividad sísmica que se presenta en México es en las costas del Pacífico, siendo Chiapas, Guerrero, Oaxaca Michoacán, Colima y Jalisco los estados con mayor sismicidad.

A pesar de que la Ciudad de México no se localiza cerca de las costas del Pacífico se presenten sismos de intensidad considerable causando daños en las estructuras, esto se debe a la cercanía con estados con actividad sísmica alta y a sus características del suelo.

Debido a lo antes mencionado y que el caso de estudio fue construido entre los años 1952 y 1954, además de que la estructura pertenece al Grupo A al subgrupo A2 de las edificaciones con respecto al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que es el de edificaciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de pérdidas de vidas humanas, es oportuno realizar los análisis correspondientes para revisar las demandas y condiciones de seguridad estructural.

Si bien tiempo atrás se realizó un estudio para la revisión estructural del Edificio B denominado "Dictamen técnico de seguridad estructural de un edificio escolar de concreto reforzado, seis niveles, superficie de 4,310 m<sup>2</sup>. Diseñado y construido entre los 1952 y 1954, en la zona del Pedregal de la Ciudad de México" (Zumaya M., 2011), esta revisión estructural se realizó con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 (RCDF04) y sus Normas Técnicas Complementarias del mismo año por lo que en la actualidad este reglamento y sus normas no serían aplicables.

La diferencia que existe entre los reglamentos de 2004 y 2017 es importante debido a que para el análisis de la estructura el coeficiente sísmico ha tenido un cambio importante a través del tiempo para el (RCSUDF, 1942) el coeficiente sísmico es de 0.05, para las (NTCDS, 2004) el coeficiente es 0.16 y para las (NTC-DSC, 2020) el coeficiente sísmico de diseño es 0.238. Este cambio afecta directamente el análisis de la estructura el cual aumentan las fuerzas sísmicas horizontales lo que haría que se presenten mayores desplazamientos, además del incremento de los elementos mecánicos, es por eso que se llevará a cabo la revisión estructural con las normativas vigentes. Estos cambios que ha tenido la normatividad afectan directamente en los costos de rehabilitación o reforzamiento para estructuras existentes para poder cumplir con lo establecido, en este trabajo se realiza la comparativa del incremento de una norma a otra.

A pesar de que no se cuentan con la mayoría de las cantidades de los aceros longitudinales, ni transversales de las columnas y trabes de concreto, en este trabajo se presentan las demandas de acero de acuerdo con la evaluación aplicando las normas vigentes.

El objetivo de este trabajo es realizar un estudio analítico para determinar el nivel de seguridad del Edificio B en el estado actual en el que se encuentra. Para realizar este estudio y conocer las condiciones de seguridad estructural se aplicarán las Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo de 19 de septiembre de 2017 (NRSECDS, 2017). A partir de los resultados del estudio se determinará si el inmueble cumple con lo establecido en el Reglamento y sus Normas Técnicas, de no ser el caso se emitirán recomendaciones para poder cumplir con lo establecido.

## CAPÍTULO 2 CASO DE ESTUDIO

### 2.1 Uso de la estructura

El edificio fue destinado para uso educativo de nivel superior, en la actualidad se mantiene con el mismo fin, en general cuenta con salones de clases en todos sus niveles.

### 2.2 Descripción general

La estructura en estudio está localizada en Circuito Escolar 04360, C.U., Coyoacán, C.P. 04510 en la Ciudad de México, CDMX. El edificio está constituido estructuralmente a base de marcos de concreto, cuenta con muros de mampostería no estructurales, losa maciza. Cuenta con un volumen principal de 5 alturas que son planta baja, nivel 1, nivel 2, nivel 3 y nivel 4. La azotea cuenta con un observatorio astronómico.

En la fachada principal que está orientada al norte está formada por muros de mampostería y cancelería. Del primer nivel al cuarto se cuenta con pasillos en volado limitados por un pretil. En esta misma orientación se localiza el cubo de escaleras el cual forma parte de la estructura construido a base de columnas, trabes y muros de mampostería. En la fachada sur en planta baja una parte está destinada para estacionamiento, cuenta con un acceso y un muro con acabado de piedra del primer nivel al cuarto toda la fachada es a base de cancelería de fierro y cristal.

En la fachada oriente en planta baja se presenta también el muro de mampostería del primer nivel al cuarto se desplantan muros de mampostería, por esta orientación en primer nivel se cuenta con acceso al cubo de escaleras a través de un puente que comunica a este edificio con el Edificio A, este puente esta desligado de la estructura. La fachada poniente se encuentra oculta por el Edificio C, tienen una separación aproximada de 15 a 20 centímetros (Zumaya M., 2011).

### 2.3 Materiales

En el Reglamento de las Construcciones y de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal en el capítulo 41.2 denominado “Especificaciones sobre fatiga de trabajo máximas que pueden utilizarse en el proyecto estructural de una construcción”, se mencionan las propiedades mecánicas de diseño de los materiales a utilizar.

Para el concreto reforzado en el Artículo 9 “Composición-Carga de ruptura” se utilizaba un concreto usual el cual tenía una cantidad no menor de una parte de cemento Portland por siete partes de agregados, medidos cada uno por separado, y no se mezcló con más de treinta y un litros de agua por saco de cincuenta kilogramos de cemento. Si se utilizaba esta dosificación se podría suponer para los cálculos una fatiga máxima de ruptura a los veintiocho días de 125 kg/cm<sup>2</sup>, para fatigas mayores era necesario pruebas de laboratorio que avalaran los resultados. En el Artículo 10 “Elasticidad” el módulo de elasticidad se consideraba con la siguiente ecuación:

$$E_c = 1000f'_r$$

Para el módulo de elasticidad del acero de refuerzo se consideraba 2,100,000 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 2.3.1 Propiedades mecánicas de los materiales

Debido a que el caso de estudio se construyó entre los años 1952 y 1954 se diseñó con base en lo establecido en el Reglamento de Construcciones y de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal de 1942. En la tesis (Zumaya M., 2011) se menciona que de acuerdo con especificaciones las propiedades mecánicas de los materiales son las siguientes.

<b>Concreto</b>	
Columnas	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Trabes	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Peso volumétrico	$2400 \text{ kg/cm}^3$
Módulo de elasticidad	$E_c = 8000\sqrt{210} = 115,931 \text{ kg/cm}^2$

**Tabla 2-1 Propiedades mecánicas del concreto**

<b>Acero de Refuerzo</b>	
Columnas	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$
Trabes y losas	$f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$

**Tabla 2-2 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo**

### 2.3.2 Análisis de cargas

Las cargas muertas se muestran en las tablas 2-3 y 2-4 para entresijos y azotea, respectivamente. Las cargas vivas se determinaron conforme a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE, 2017) en la tabla 6.1.1, las cargas vivas se muestran en la tabla 2-5.

**Tabla 2-3 Peso por cargas muertas (entresijo)**

<i>Concepto</i>	<i>Carga (kg/m<sup>2</sup>)</i>
Losa de concreto reforzado de 10 cm de espesor	240
Plafón e instalaciones	30
Firme de mortero de 3 cm de espesor	66
Carga adicional colado en sitio	40
Loseta	15
<i>Total de carga muerta en entresijo</i>	<i>415</i>

**Tabla 2-4 Peso por cargas muertas (azotea)**

<i>Concepto</i>	<i>Carga (kg/m<sup>2</sup>)</i>
Losa de concreto reforzado de 11 cm de espesor	240
Plafón e instalaciones	30
Firme de mortero de 3 cm de espesor	66
Carga adicional colado en sitio	40
Relleno e impermeabilización	150
<i>Total de carga muerta en azotea</i>	<i>550</i>

**Tabla 2-5 Peso por cargas vivas en kg/m<sup>2</sup>**

<i>Concepto</i>	<i>Entresijos</i>	<i>Pasillos y escaleras</i>	<i>Azotea</i>
Carga viva máxima	250	350	100
Carga viva accidental	180	150	70
Carga viva media	100	40	15

## **CAPÍTULO 3 CONSIDERACIONES REGLAMENTARIAS**

### **3.1 Normatividad**

Para la revisión del caso de estudio se aplicó las Normas para la Rehabilitación Sísmica de edificios de concreto Dañados por el Sismo de 19 de septiembre de 2017, en este caso la norma está dividida en cuatro capítulos de los cuales solo se aplicará el Capítulo Primero Consideraciones Generales y el Capítulo Segundo Evaluación, la evaluación de estas normas se presenta en el Capítulo 4 de este trabajo. Para las demandas sísmicas se aplicarán las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo con Comentarios y para la revisión de demandas en los elementos estructurales de concreto las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017.

#### **3.1.1 Criterios de análisis y revisión de diseño**

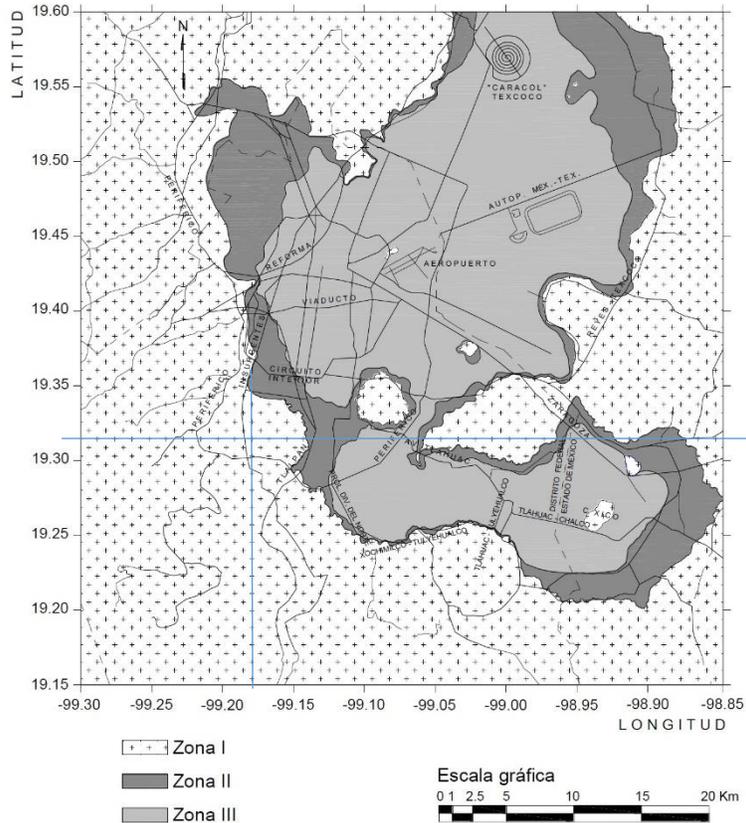
Para el modelo numérico que se utilizará para el análisis estructural se van a considerar todos los elementos que aporten rigidez en este caso las columnas, trabes, muros de mampostería de piedra braza, muros divisorios de tabiques huecos, losas y zona de escaleras que son los elementos que influirán en la respuesta sísmica de la estructura.

La estructura se analizará bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección del cortante basal asociado al modo fundamental de vibrar del modelo tridimensional del edificio, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como la especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-DSC, 2020).

#### **3.1.2 Zonificación geotécnica**

El caso de estudio se localiza en las coordenadas geográficas 19.3311454, -99.1851999, y de acuerdo con el mapa de zonificación geotécnica de la Ciudad de México, pertenece a la zona I o de lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos realmente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de rellenos artificiales no compactados, o de oquedades en rocas y cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena (NTC-DCECC, 2021).



**Figura 3-1 Zonificación Geotécnica**

### 3.1.3 Método de análisis

Se realizará un análisis dinámico modal elástico con ayuda del programa comercial ETABS 19, en el cual se verificarán los modos naturales, los periodos de vibrar, sus pesos modales efectivos, las participaciones de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura relacionadas con el espectro de diseño reducido en función de Q y R.

### 3.1.4 Acciones sísmicas de diseño

Las acciones sísmicas se determinarán a partir de los espectros de diseño definidos en el Capítulo 3 (NTC-DSC, 2020). Ya que se realizará un análisis dinámico modal espectral, el espectro para la revisión se obtendrá de la dirección de internet del SASID la cual es <http://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>.

### 3.1.5 Reducción de fuerzas sísmicas

Debido a que se realizará un análisis dinámico modal las fuerzas sísmicas calculadas pueden reducirse para fines de diseño que en este caso es para la revisión los criterios que se defina en las secciones 3.4 Factores de reducción de las ordenas espectrales y 3.5 Factor de sobre-resistencia y en el Capítulo 4 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles (NTC-DSC, 2020).

### 3.1.6 Cortante basal mínimo

Para la revisión del cortante basal mínimo se obtendrán las fuerzas cortantes en cada dirección de análisis obtenidas a partir del análisis dinámico modal y éstas tendrán que ser iguales o mayores al

cortante basal mínimo  $a_{min}W_o$ , en caso contrario todas las fuerzas se incrementarán como lo establece la sección 1.7 Cortante basal mínimo (NTC-DSC, 2020).

### 3.1.7 Revisión de desplazamientos laterales

Para esta revisión se deben cumplir dos condiciones la primera de ellas el cumplimiento del estado límite de prevención de colapso, esta revisión es a partir del espectro de diseño el cual se afectará por el factor de comportamiento sísmico y por el factor de sobre-resistencia (QR) y tiene como objetivo que, para el sismo de diseño, la distorsión de ningún entrepiso excede la capacidad de deformación lateral del entrepiso, lo que provocaría un colapso en la estructura. La segunda condición es el cumplimiento del estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes, este cumplimiento tiene el fin de evitar daños en elementos no estructurales.

Para ambas revisiones se aplicará lo establecido en la norma en la sección 1.8 Revisión de desplazamientos laterales (NTC-DSC, 2020).

## 3.2 Análisis lineal

Para el análisis de la estructura se tomará en cuenta el agrietamiento en las secciones de concreto. En este caso solo en las vigas y columnas, se despreciará el agrietamiento en las losas. De acuerdo con las (NTC-DCEC, 2017) en el apartado 3.2.1.1 se menciona que cuando se apliquen métodos de análisis lineal, en el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces e los elementos se calculan con el módulo de elasticidad del concreto,  $E_c$ , y con los momentos de inercia de la Tabla 3-1.

**Tabla 3-1 Momentos de inercia para cálculo de rigideces**

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.71I_g$
Columnas y muros no agrietados	$I_g$

El desplazamiento lateral de una estructura bajo cargas laterales puede ser sustancialmente diferente de la calculada usando un análisis lineal debido, en parte, a la respuesta inelástica de los miembros y a la disminución de la rigidez efectiva. La selección de una rigidez adecuada para miembros estructurales de pórticos de concreto reforzado tiene dos objetivos, el primero es obtener desplazamientos laterales realistas y el segundo es determinar los efectos impuestos por la deflexión al sistema de resistencia de cargas gravitacionales de la estructura. Un análisis no lineal detallado de la estructura podría identificar adecuadamente estos dos efectos. Una forma simple de estimar una deflexión lateral no lineal equivalente usando un análisis lineal es reducir la rigidez de los miembros de concreto de la estructura utilizada en el modelo lineal. El tipo de análisis para carga lateral afecta la selección de los valores apropiados de la rigidez efectiva. Para el análisis con carga de viento, donde es deseable prevenir la respuesta no lineal en la estructura, la rigidez efectiva representativa del comportamiento antes de que se presente la fluencia puede ser adecuada. Para fuerzas inducidas por el sismo, el nivel de comportamiento no lineal depende del desempeño estructural deseado y del periodo de la recurrencia del sismo (ACI 318SUS-14, 2015).

### 3.3 Factores de carga.

Para el análisis se utilizarán los factores de carga de acuerdo con lo mencionado a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en el apartado 3.4. Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, se tomará un factor de carga 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

### 3.4 Efectos de torsión

Para el análisis modal espectral se tomarán en cuenta los efectos de torsión, esto debido a que las estructuras pueden girar alrededor de su eje vertical. El método que se adoptará es el mencionado en el apartado 2.2 Efectos de torsión (NTC-DSC, 2020), la cual menciona lo siguiente:

La excentricidad torsional,  $e_s$ , calculada en cada entrepiso, debe tomarse como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa en él. Para fines de diseño, el momento torsionante debe tomarse, por lo menos, igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismorresistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (2.2.1 \text{ NTC} - \text{DS}, 2020)$$

$$e_s - e_a \quad (2.2.2 \text{ NTC} - \text{DS}, 2020)$$

Donde  $e_a$  es la excentricidad accidental en la dirección de análisis, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

La excentricidad accidental,  $e_{ai}$ , en la dirección perpendicular a la de análisis en el  $i$ -ésimo entrepiso puede calcularse como sigue:

$$[0.05 + 0.05 (i - 1/n - 1)]b_i \quad (2.2.3 \text{ NTC} - \text{DS}, 2020)$$

Donde  $b_i$  es la dimensión del  $i$ -ésimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis; y  $n$ , el número de pisos del sistema estructural. Cuando las fuerzas sísmicas se aplican de manera concurrente en 2 direcciones ortogonales, la excentricidad accidental no necesita ser considerada de manera simultánea en ambas direcciones, sino que debe ser aplicada en la dirección que produce el mayor efecto.

Las resistencias de los elementos o planos verticales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que lo considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad

accidental calculada con la ecuación 2.2.3. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{0i} = \pm(M_{ai} - M_{a(i+1)}) \quad (2.2.4 \text{ NTC} - DS, 2020)$$

Donde  $M_{0i}$  es el momento aplicado en el plano del  $i$ -ésimo nivel y  $M_{ai} = (V_i \cdot e_{ai})$ , en donde  $V_i$  es la fuerza cortante del  $i$ -ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y  $e_{ai}$  su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso, calculada de acuerdo con la ecuación 2.2.3.

Ningún elemento estructural podrá tener una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante que le corresponda sin tomar en cuenta la torsión accidental.

### 3.5 Efectos de segundo orden

Una vez realizado el análisis lineal modal espectral donde para su estudio se tomaron en cuenta las cargas laterales y las cargas gravitacionales se debe revisar los efectos de segundo orden los cuales se presentan o se originan debido a las cargas mencionadas en sistemas de baja rigidez y tienen como consecuencia desplazamientos horizontales considerables. Al presentarse estos efectos de segundo orden la presencia de las cargas gravitacionales va a producir momentos adicionales en las columnas, por lo que puede causar una inestabilidad considerable a la estructura.

Se debe poner énfasis en esta revisión para respetar la hipótesis del análisis lineal de lo contrario se tendría que realizar un análisis no lineal lo cual puede tomaría en cuenta la no linealidad geométrica en la cual se presentarían deformaciones considerables y la no linealidad de los materiales.

Según la (NTC-DSC, 2020) en el apartado 2.3 Efectos de segundo orden, dichos efectos pueden despreciarse entre los entrepisos en que la distorsión establecida para la revisión del estado límite de prevención de colapso estimada de acuerdo con la sección 1.8 no exceda la cantidad siguiente:

$$0.08 \frac{V_i}{W_p} \quad (2.3.1 \text{ NTC-DS-2020})$$

Donde  $V_i$  es la fuerza de diseño calculada en el  $i$ -ésimo entrepiso para la revisión del estado límite de prevención de colapso y  $W_p$  el peso de la parte de la construcción situada encima de ese entrepiso, sin factor de carga.

### 3.6 Efectos bidireccionales

Para el análisis se debe tomar en cuenta el sismo en dirección X y en dirección Y. La norma menciona en el apartado 2.4 que, para el método estático o el dinámico modal espectral, los efectos de los dos componentes horizontales del movimiento del terreno se deben combinar, tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, 100 por ciento de los efectos componente que obra en esa dirección y 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a él, con los signos que resulten más desfavorables para el diseño de cada elemento estructural.

### 3.7 Combinaciones de carga

Las consideraciones que se tomarán en cuenta son los efectos torsionales y los efectos bidireccionales antes mencionados.

**Tabla 3-2 Combinaciones de análisis estado límite de falla**

---

$1.5(\text{Carga muerta}) + 1.7(\text{Carga viva})$
$1.1(\text{Carga muerta}) + 1.1(\text{Carga viva accidental}) + 1.1(\text{Sismo en X}) + 1.1(0.3\text{Sismo en Y})$
$1.1(\text{Carga muerta}) + 1.1(\text{Carga viva accidental}) + 1.1(\text{Sismo en X}) - 1.1(0.3\text{Sismo en Y})$
$1.1(\text{Carga muerta}) + 1.1(\text{Carga viva accidental}) - 1.1(\text{Sismo en X}) + 1.1(0.3\text{Sismo en Y})$
$1.1(\text{Carga muerta}) + 1.1(\text{Carga viva accidental}) - 1.1(\text{Sismo en X}) - 1.1(0.3\text{Sismo en Y})$
$1.1(\text{Carga muerta}) + 1.1(\text{Carga viva accidental}) + 1.1(0.3\text{Sismo en X}) + 1.1(\text{Sismo en Y})$
$1.1(\text{Carga muerta}) + 1.1(\text{Carga viva accidental}) - 1.1(0.3\text{Sismo en X}) + 1.1(\text{Sismo en Y})$
$1.1(\text{Carga muerta}) + 1.1(\text{Carga viva accidental}) + 1.1(0.3\text{Sismo en X}) - 1.1(\text{Sismo en Y})$
$1.1(\text{Carga muerta}) + 1.1(\text{Carga viva accidental}) - 1.1(0.3\text{Sismo en X}) - 1.1(\text{Sismo en Y})$

---

**Tabla 3-3 Combinaciones de análisis estado límite de servicio**

---

<b>Carga muerta + Carga viva</b>
Carga muerta + Carga viva accidental + Sismo en X + 0.3Sismo en Y
Carga muerta + Carga viva accidental + Sismo en X - 0.3Sismo en Y
Carga muerta + Carga viva accidental - Sismo en X + 0.3Sismo en Y
Carga muerta + Carga viva accidental - Sismo en X - 0.3Sismo en Y
Carga muerta + Carga viva accidental + 0.3Sismo en X + Sismo en Y
Carga muerta + Carga viva accidental - 0.3Sismo en X + Sismo en Y
Carga muerta + Carga viva accidental + 0.3Sismo en X - Sismo en Y
Carga muerta + Carga viva accidental - 0.3Sismo en X - Sismo en Y

---

### 3.8 Efectos de esbeltez

Por definición se entiende por efectos de esbeltez, a la reducción de resistencia de un elemento sujeto a compresión axial o a flexocompresión, debido a que la longitud del elemento es grande en comparación con las dimensiones de su sección transversal.

Para este caso la esbeltez de las columnas se basa en geometrías y en su arriostamiento lateral. Conforme crece su esbeltez, sus esfuerzos de flexión también aumentan, por lo que puede ocurrir el pandeo. Las columnas de concreto reforzado generalmente tienen pequeñas relaciones de esbeltez. Como consecuencia, usualmente pueden diseñarse como columnas cortas sin reducciones de resistencia por efectos de esbeltez. Si los efectos de esbeltez se consideran pequeños, entonces las columnas pueden considerarse cortas. Sin embargo, si son esbeltas, el momento para el cual la columna debe diseñarse se incrementa o se amplifica.

De acuerdo con las (NTC-DCEC, 2017) en el apartado 3.2.2.1:

- a) Restricción lateral de los extremos de columnas

Se supondrá que una columna tiene sus extremos restringidos lateralmente cuando estos extremos no se desplacen uno respecto al otro de manera apreciable. El desplazamiento puede ser despreciable por la presencia en el entrepiso de elementos de una elevada rigidez lateral, como contravientos o muros, o porque la estructura puede resistir las cargas aplicadas sin sufrir desplazamientos laterales considerables.

En el primer caso, puede suponerse que no hay desplazamientos laterales considerables si la columna forma parte de un entrepiso donde la rigidez lateral de contravientos, muros u otros elementos que den restricción lateral no es menor que 85 por ciento de la rigidez total de entrepiso. Además, la rigidez de cada diafragma horizontal (losa, etc.), a los que llega la columna, no debe ser menor que diez veces la rigidez de entrepiso del marco al que pertenece la columna en estudio, la rigidez de un diafragma horizontal con relación a un eje de columnas se define como la fuerza que debe aplicarse al diafragma en el eje en cuestión para producir una flecha unitaria sobre dicho eje, estando el diafragma libremente apoyado en los elementos que dan restricción lateral (muros, contravientos, etc.)

En el segundo caso, puede considerarse que no hay desplazamientos laterales apreciable si

$$Q \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.08 \frac{V_i}{W_u} \quad (3.2.1 \text{ NTC-DCEC-2017})$$

Donde:

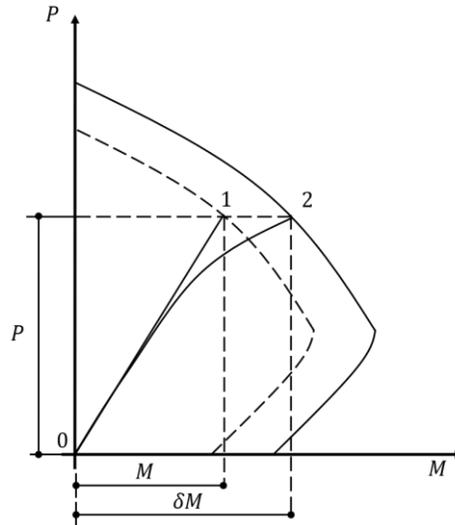
$Q$	factor de comportamiento sísmico
$V_i$	fuerza cortante del entrepiso $i$ ;
$\Delta_i$	desplazamiento de entrepiso $i$ producido por la fuerza lateral $V_i$
$W_u$	Suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones) multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio el entrepiso considerando; y
$h_i$	altura del entrepiso $i$ , medida entre ejes.

### 3.8.1 Método de amplificación de momentos flexionantes

Las NTC admiten evaluar los efectos de esbeltez con un análisis lineal de primer orden, modificando con:

- Reducción de las inercias en las zonas agrietadas de los elementos estructurales para considerar el comportamiento no lineal de los materiales,
- El método de amplificación de momentos flexionantes para tomar en cuenta los efectos de segundo orden.

El método de amplificación de momentos consiste en obtener el valor de la carga axial,  $P$ , y el momento flexionante,  $M$ , en las columnas de una estructura por medio de un análisis de primer orden, y dimensionar las columnas para el mismo valor de  $P$  y para un momento amplificado,  $\delta M$ , donde  $\delta$  es un factor siempre mayor que la unidad. En la Figura 3-2 se ilustra este concepto. Si se desprecia el efecto de esbeltez, la columna se dimensionaría para los valores de  $P$  y  $M$ , y su resistencia sería la correspondiente al punto 1 del diagrama de interacción mostrado con la línea punteada. Los incrementos de carga con un valor constante de la excentricidad estarían representados por puntos sobre la línea recta 0.1. Para tomar en cuenta el efecto de esbeltez, la columna se diseña para los valores  $P$  y  $\delta M$ , y su resistencia es la que corresponde al punto 2 del diagrama de interacción mostrado con la línea llena. Los incrementos de carga están representados por los puntos sobre la línea 0.2, en la cual la excentricidad aumenta con el nivel de carga, puesto que el valor de  $\delta$  depende, en estos métodos, del valor de la carga  $P$ .



**Figura 3-2 Amplificación de momentos**

Para el caso en estudio se realizará la revisión como una estructura con elementos no restringidos. De acuerdo con las (NTC-DCEC, 2017) en el apartado 3.2.2.2e los momentos en los extremos del miembro se calcularán con las ecuaciones:

$$M1 = M1b + F_{as}M1s \quad (3.2.13 \text{ NTC-DCEC-2017})$$

$$M2 = M2b + F_{as}M2s \quad (3.2.14 \text{ NTC-DCEC-2017})$$

Donde:

- $M1b$  momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde  $M1$ , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
- $M1s$  momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde  $M1$ , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
- $M2b$  momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde  $M2$ , producido por las cargas que no causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden;
- $M2s$  momento flexionante multiplicado por el factor de carga, en el extremo donde  $M2$ , producido por las cargas que causan un desplazamiento lateral apreciable, calculado con un análisis elástico de primer orden; y

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} \geq 1 \quad (3.2.15 \text{ NTC-DCEC-2017})$$

donde  $\lambda$  está dado por la ecuación:

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta_i}{h V_i} \quad (3.2.15 \text{ NTC-DCEC-2017})$$

Si  $F_{as}$  calculado con la ecuación 3.2.15 excede de 1.5, se deberá hacer un análisis de segundo orden de acuerdo con el inciso 3.2.2.3.

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas y otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la torsión de un entrepiso es significativa se deberá hacer un análisis de segundo orden.

# **CAPÍTULO 4    NORMAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO DAÑADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DEL 2017**

## **4.1 Alcance y contenido**

Las (NRSECDS, 2017) están divididas en cuatro Capítulos, el primero incluye definiciones de los conceptos usados en las Normas.

El Capítulo Segundo describe el proceso de Evaluación, la investigación y documentación de la edificación y de las acciones que la dañaron, la clasificación del daño en los elementos y su impacto en el comportamiento de toda la edificación, a fin de determinar su nivel de seguridad y de cumplimiento de los niveles de seguridad establecidos en el Reglamento. Se incluyen los requisitos para el análisis estructural de la edificación dañada y los criterios de aceptación.

En el Capítulo Tercero se incluyen los requerimientos y procedimientos para: el proyecto de Rehabilitación; el apuntalamiento, Rehabilitación temporal y demolición; la conexión entre elementos existentes y materiales o elementos nuevos; la reparación y reforzamiento de elementos; la Rehabilitación de edificios dañados por golpeteo; la Rehabilitación de la cimentación, y la elaboración de la memoria de cálculo.

En el Capítulo Cuarto se incluyen los requisitos para la construcción, inspección y control de calidad de los trabajos de Rehabilitación.

El trabajo que se desarrolla en este documento solo abarcará el Capítulo Segundo, ya que no se realizará la rehabilitación del edificio de ser el caso.

## **4.2 Marco normativo**

La aplicación de estas Normas es obligatoria y es complementaria a la observancia del Reglamento y las Normas del Reglamento, en especial de las relacionadas con las acciones de diseño y con el análisis, así como con el diseño y construcción de estructuras con materiales de distintos tipos y de sus cimentaciones.

Cuando no haya concordancia entre lo estipulado en las presentes Normas y en las otras Normas, regirán los requisitos de estas Normas (NRSECDS, 2017).

De acuerdo con el caso de estudio se aplicarán las (NRSECDS, 2017) para determinar la clasificación del daño y su impacto en el comportamiento del edificio, además llevar a cabo el análisis estructural de la edificación y criterio de aceptación de ésta.

## **4.3 Proceso de evaluación**

Para la evaluación de la edificación se realizará el siguiente proceso:

- a) Inspección ocular de la edificación, que deberá incluir el retiro de acabados que recubren los elementos estructurales del sistema resistente a cargas laterales y los elementos estructurales dañados también deberá incluir a aquellos elementos que, aunque aparentemente no hayan sido considerados de carga en el diseño original, hayan contribuido a resistir el sismo del 19 de septiembre de 2017;
- b) Investigación y documentación de la estructura, incluyendo daños causados por sismo y otras acciones;

- c) Clasificación del daño en cada elemento de la edificación (estructural y no estructural), según su severidad y modo de comportamiento;
- d) Estudio de los efectos de daño en elementos estructurales en el desempeño futuro de la edificación;
- e) Determinación del nivel de cumplimiento de los requisitos de seguridad contra colapso y limitación de daños establecidos en el Reglamento (NRSECDS, 2017).

#### 4.3.1 Inspección ocular

Se realizó la inspección ocular del Edificio B en todos sus niveles, no se retiraron los acabados (plafón) solo se realizó la inspección en las zonas libres del edificio. En este caso los muros de mampostería de tabique hueco se tomarán en cuenta para el diseño ya que se considera que contribuyeron a resistir el sismo del 19 de septiembre de 2017.

A continuación, se anexa el levantamiento fotográfico de la inspección ocular.



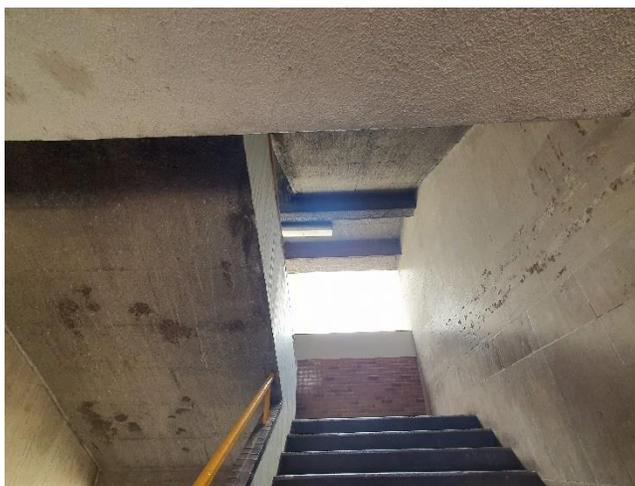
*Figura 4-1 Fachada norte*



**Figura 4-2 Fachada sur**



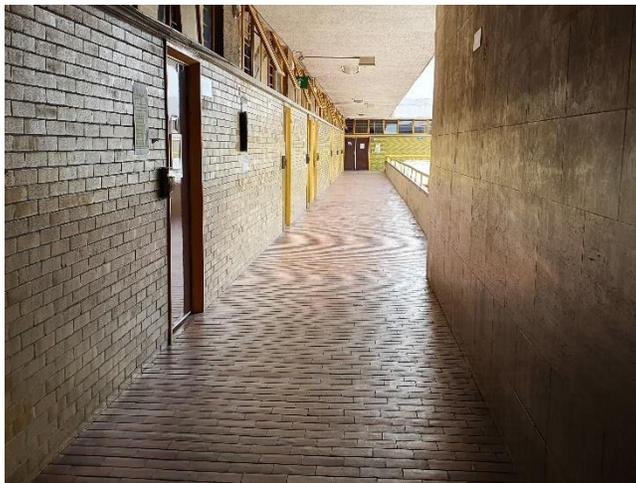
**Figura 4-3 Facha oriente**



**Figura 4-4 Zona de escaleras**



**Figura 4-5 Pasillos**



**Figura 4-6 Pasillos**



**Figura 4-7 Junta constructiva que separa el Edificio B con el Edificio C**



**Figura 4-8 Muros de mampostería de piedra brasa**

## **4.3.2 Investigación y documentación de la estructura**

### **4.3.2.1 Condiciones actuales del edificio**

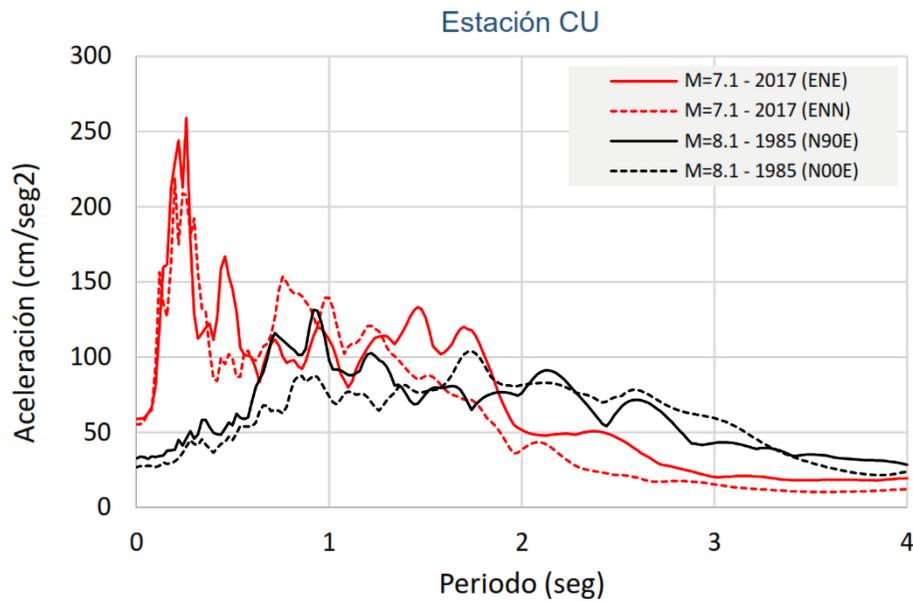
El Edificio B se construyó en el año 1952, inicialmente se construyeron planta baja, nivel 1, nivel 2 y nivel 3 como actualmente se encuentra el edificio y para el nivel 4 solo se construyó un área destinada para laboratorio, en el año 1965 este nivel se remodeló y se terminó de construir en toda el área del edificio. A lo largo de la vida útil del edificio se han presentado diferentes eventos sísmicos siendo los de mayor magnitud los que a continuación se mencionan.

El jueves 19 de septiembre de 1985 un terremoto sacudió a México a las 7:17 de la mañana, alcanzando una magnitud de 8.1 grados en la escala Richter. El epicentro del movimiento telúrico se localizó en el océano Pacífico, cerca de la desembocadura del río Balsas, en la costa del estado de Michoacán. Las zonas afectadas fueron el centro, sur y occidente del país. El temblor provocó daños severos en cientos de edificios de la capital y cambió por completo la imagen de la Ciudad de México. Hasta el momento es el más significativo y dañino, registrado en la historia contemporánea del país. La réplica ocurrió un día después, la noche del 20 de septiembre. También tuvo una enorme repercusión en la capital mexicana, donde terminaron de colapsar estructuras y edificios reblandecidos el día anterior.

Posteriormente el día 19 de septiembre de 2017 el Servicio Sismológico (SSN) reportó un sismo con magnitud 7.1 localizado en el límite estatal entre los estados Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México. El sismo, ocurrido a las 13:14:40 horas, fue sentido fuertemente en el centro del país. Las coordenadas del epicentro son 18.40 latitud N y -98.72 longitud W y la profundidad es de 57 km. Hasta las 18:00 hrs del 19 de septiembre se habían registrado 6 réplicas (SSN, 2017) .

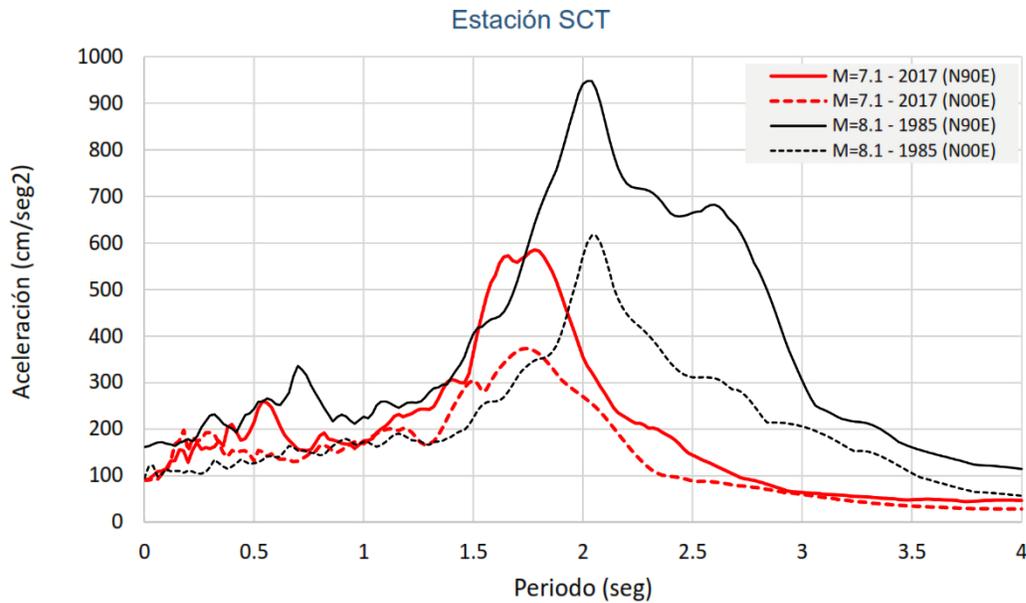
El sismo de 2017 de magnitud 7.1, tuvo una mayor intensidad en la Ciudad de México que el sismo de magnitud 8.1 de 1985. Sólo por la enorme diferencia en magnitud de los dos eventos, uno podría suponer que no. Esto tiene sentido, ya que el sismo de 1985 liberó 32 veces más energía sísmica que el del 19 de septiembre de 2017. Sin embargo, en 1985, el epicentro fue muy lejano y bajo las costas del estado de Michoacán, a más de 400 km de la capital, mientras que el 7.1 ocurrió apenas 120 km al sur de la ciudad.

En la Figura 4-9 se muestra los espectros de respuesta de los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 1985 y 2017 de la Estación de Ciudad Universitaria (CU) el cual se encuentra en suelo firme en Zona I. La aceleración inicial del sismo de 1985 fue de 30 gal ( $\text{cm/s}^2$ ) mientras que para el sismo de 2017 fue de 57 gal, si se compara uno con otro el sismo de 2017 fue casi dos veces mayor que el de 1985. Para periodos cortos las aceleraciones que se presentaron en el sismo de 2017 fueron considerablemente mayores que en el sismo de 1985, mientras que para periodos largos las aceleraciones del sismo de 2017 fueron menores a las del sismo de 1985, lo que quiere decir que los edificios o estructuras de baja altura experimentaron las aceleraciones más grandes del sismo de 2017.



**Figura 4-9 Espectro de respuesta en Ciudad Universitaria de los sismos de 1985 y 2017 (Torres Á, 2017)**

En la Figura 4-10 se muestran los espectros de respuesta de los eventos sísmicos del 19 de septiembre de 1985 y 2017 de la Estación de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) el cual se encuentra en suelo blando en Zona III o de lago. La aceleración inicial del sismo de 1985 fue de 160 gal ( $\text{cm/s}^2$ ) mientras que para el sismo de 2017 fue de 91 gal, si se compara uno con otro el sismo de 1985 fue mayor que el de 2017. Para periodos cortos las aceleraciones que se presentaron en el sismo de 2017 fueron similares a las del sismo de 1985, mientras que para periodos largos las aceleraciones del sismo de 2017 fueron menores a las del sismo de 1985.



**Figura 4-10 Espectro de respuesta en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) de los sismos de 1985 y 2017 (Torres Á, 2017)**

Las aceleraciones espectrales en CU (suelo firme) indican que, los edificios de 1 a 12 pisos cercanos a la estación sísmica experimentaron una aceleración promedio de 119 gal, que es aproximadamente 2 veces mayor que la observada en 1985. En contraste, las estimaciones en SCT (suelo blando) muestran que edificios pequeños de este tipo, cercanos a la estación, experimentaron una aceleración promedio de 188 gal, muy similares a las de 1985 (Cruz A, 2017).

Por otro lado, edificios más altos, de entre 12 y 20 pisos, experimentaron una aceleración promedio en CU de 60 gal, que es 30% menor a la de 1985, que fue de 85 gal (Figura 4<sup>a</sup>). La diferencia más clara entre los dos terremotos ocurrió en suelo blando para edificios con más de 15 pisos. La Figura 4b muestra claramente cómo, en 1985, los edificios de este tipo cercanos a SCT experimentaron aceleraciones de 1.5 a 4.9 veces más grandes que las observadas el 19 de septiembre de 2017. En 1985, algunas de estas grandes estructuras experimentaron aceleraciones de hasta 760 gal (Cruz A, 2017).

Después de cada evento sísmico la Dirección General de Obras realiza inspecciones oculares a los inmuebles de la entidad académica incluyendo el Edificio B y han determinado que no existen riesgos estructurales. La inspección ocular tiene como principal objetivo valorar la posible existencia de daño y o deterioro de elementos estructurales, no estructurales y contenidos, sin embargo, la seguridad estructural de una edificación la define la normatividad vigente por lo cual si se desea conocer el nivel de seguridad que posee una edificación se tiene que hacer un estudio detallado que incluya trabajos de campo y gabinete. Con los cual se puedan desarrollar modelos estructurales y verificar el cumplimiento o no de los estados límite establecidos en dichas normas similar al trabajo en que se plantea en esta tesina.

El edificio actualmente se encuentra en uso con normalidad. Cabe mencionar que el edificio sufrió algunos daños en muros de fachada debido al sismo de 2017 los cuales fueron reparados y actualmente están sin daño.

A pesar de que el edificio no presenta daños en su estructura, existe una posibilidad de que, sí colapse, esta es mínima, sin embargo, el nivel de seguridad estructural lo definen las normas vigentes de un reglamento por lo cual es conveniente hacer evaluación normativa para verificar el cumplimiento de los estados límites establecidos en estos códigos.

#### 4.3.2.2 Planos geométricos y arquitectónicos

A partir de los planos arquitectónicos se describirá la geometría del caso de estudio, cabe mencionar que los planos que se presentan en este trabajo se elaboraron a partir de los planos presentados en tesis antes mencionada (Zumaya M., 2011), los cuales se obtuvieron de la Dirección General de Obras y Conservación de la UNAM. Se corroboraron las secciones de columnas y algunas trabes esto debido a que no se pudo retirar los plafones.

En los planos anexados se presentan las secciones de columnas, trabes, muros divisorios de mampostería de tabique hueco, muros de mampostería de piedra braza por cada nivel del edificio. También se proporcionan cortes longitudinales y transversales. Finalmente se anexan planos arquitectónicos del edificio.

El edificio tiene una altura total de 21 metros, la planta baja tiene 5 metros de altura y del primer nivel al cuarto tienen 4 metros. El área de construcción es de aproximadamente de 4310 m<sup>2</sup>, la planta tiene una saliente lo cual genera que tenga una forma de L. En el sentido largo de la planta tiene una longitud de 46.60 m, contando con nueve crujías y en el lado corto en la fachada oriente tiene una longitud de 15.30 m con 3 crujías con longitudes diferentes, estas medidas se toman a centros de columnas.

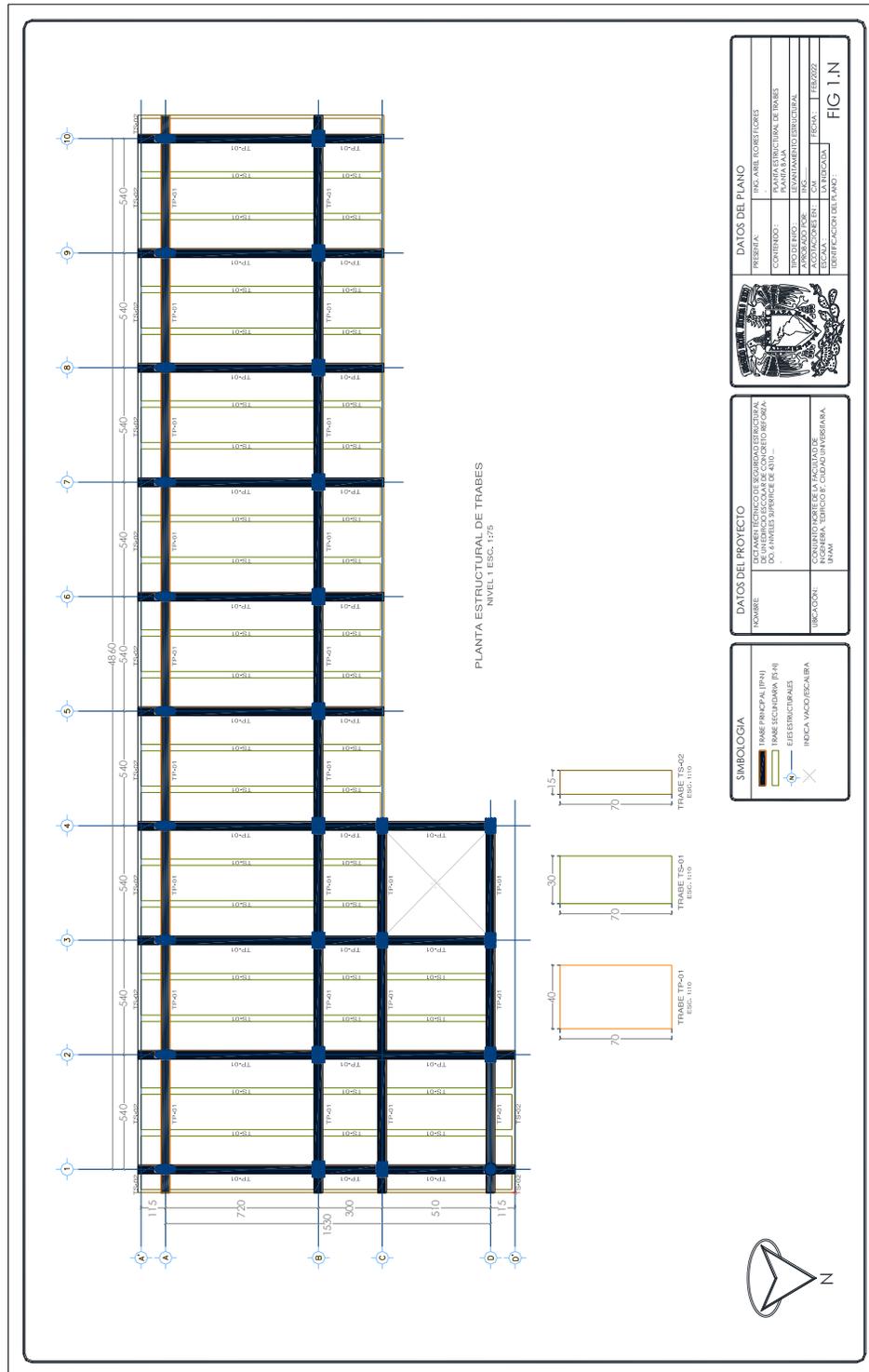
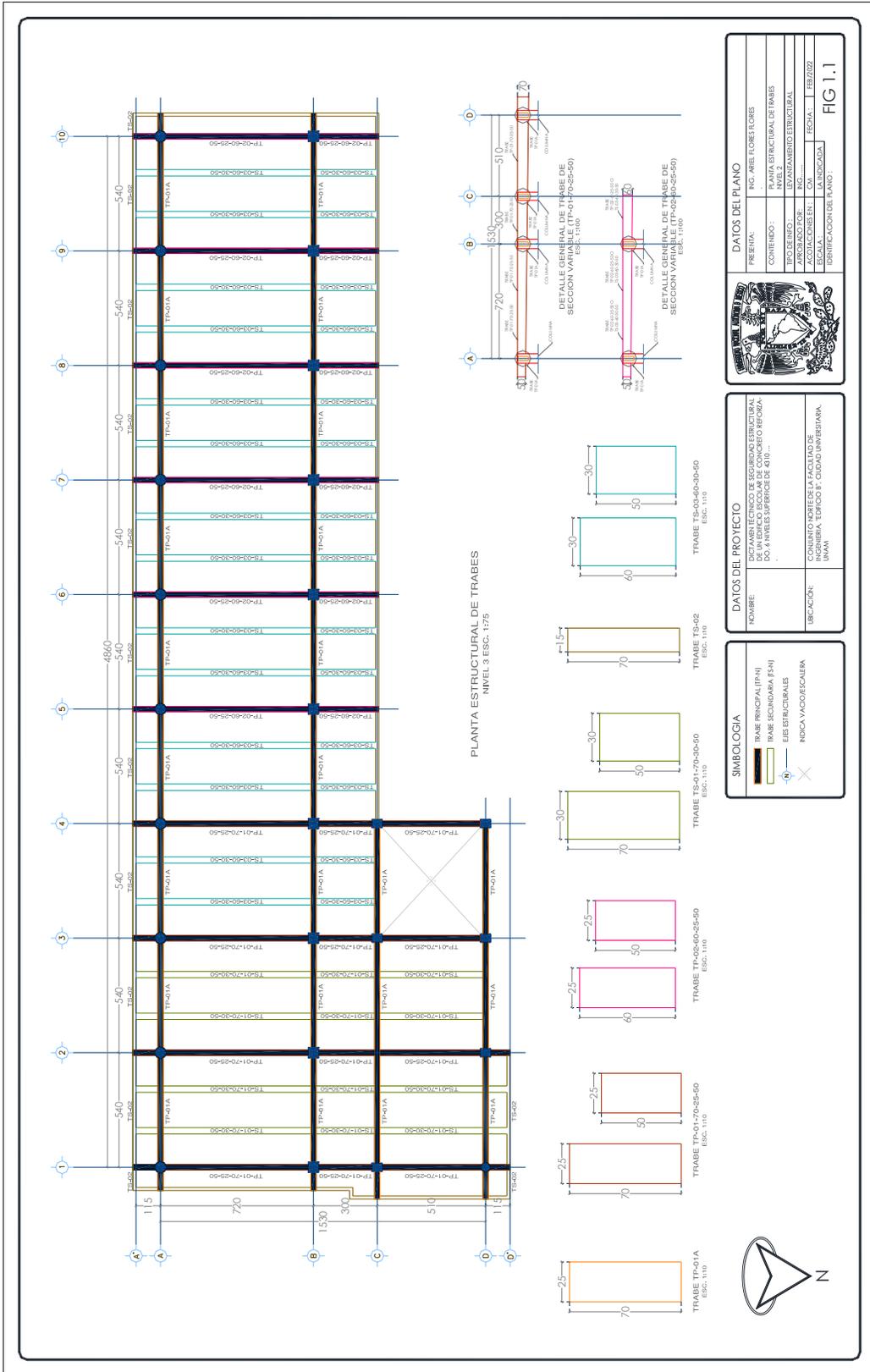


Figura 4-11 Planta estructural de traves nivel 1 (Zumaya M., 2011)



DATOS DEL PLANO	
PRESENTA:	ING. ABEL TORRES TORIS
CONTIENE:	PLANTA ESTRUCTURAL DE TRABES
TIPO DE INGO:	LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL
APROBADO POR:	ING...
ACOTACIONES EN:	CON...
FECHA:	11 FEB/2022
IDENTIFICACION DEL PLANO:	FIG 1.1

DATOS DEL PROYECTO	
NOMBRE:	DIAGRAMA TECNICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO A NIVELES SUPERIORES DE 4 TO ...
UBICACION:	CONDOMINIO NORTE DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, AV. TAPACHULA Y CALLE UNIVERSITARIA, UNAM

SIMBOLOGIA	
	TRABE PRINCIPAL (TP-N)
	TRABE SECUNDARIA (TS-N)
	EJE ESTRUCTURALES
	INDICA VAGO/ESCALERA

Figura 4-12 Planta estructural de traves nivel 2 (Zumaya M., 2011)

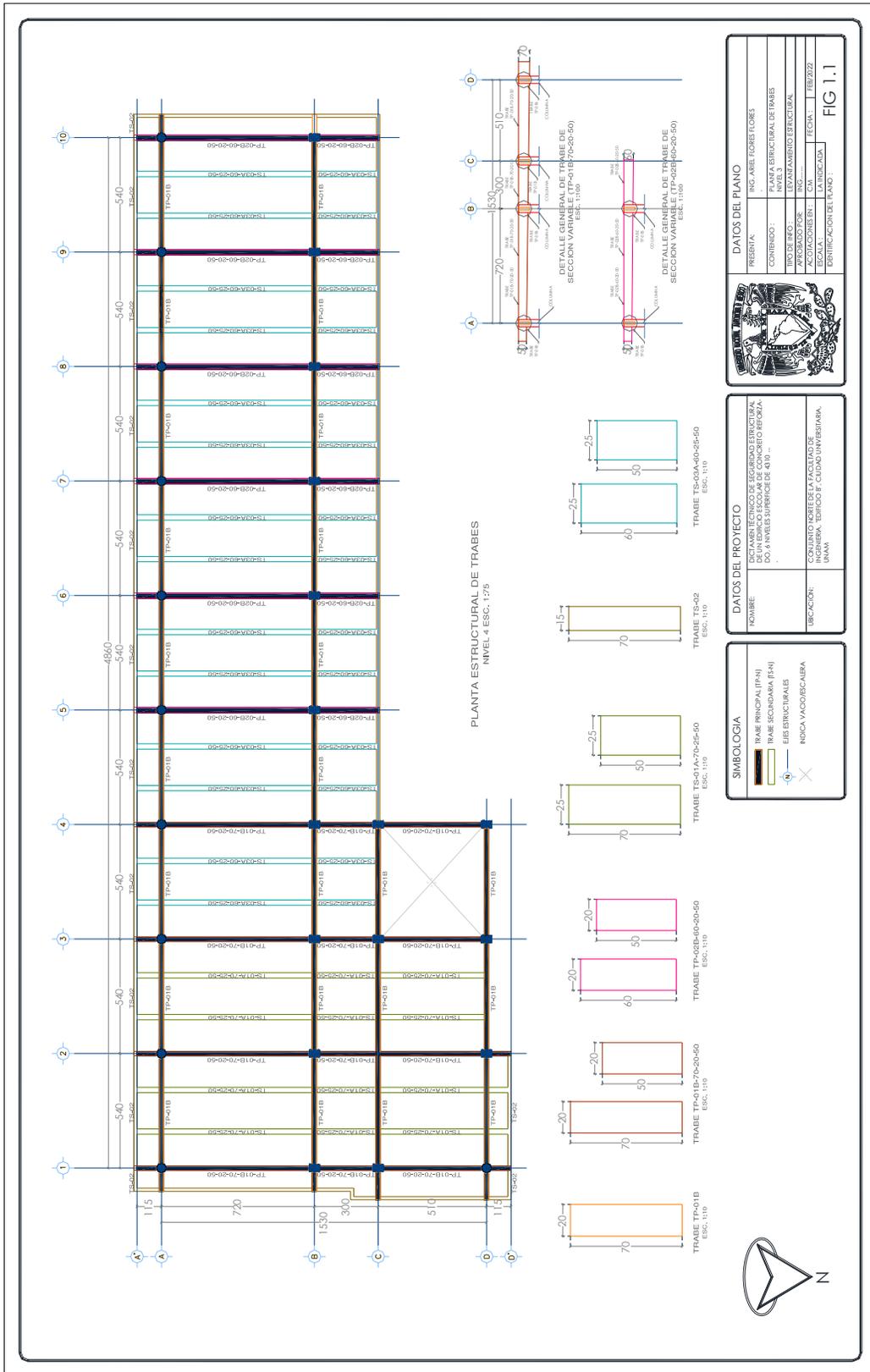


Figura 4-13 Planta estructural de traves nivel 3 (Zumaya M., 2011)



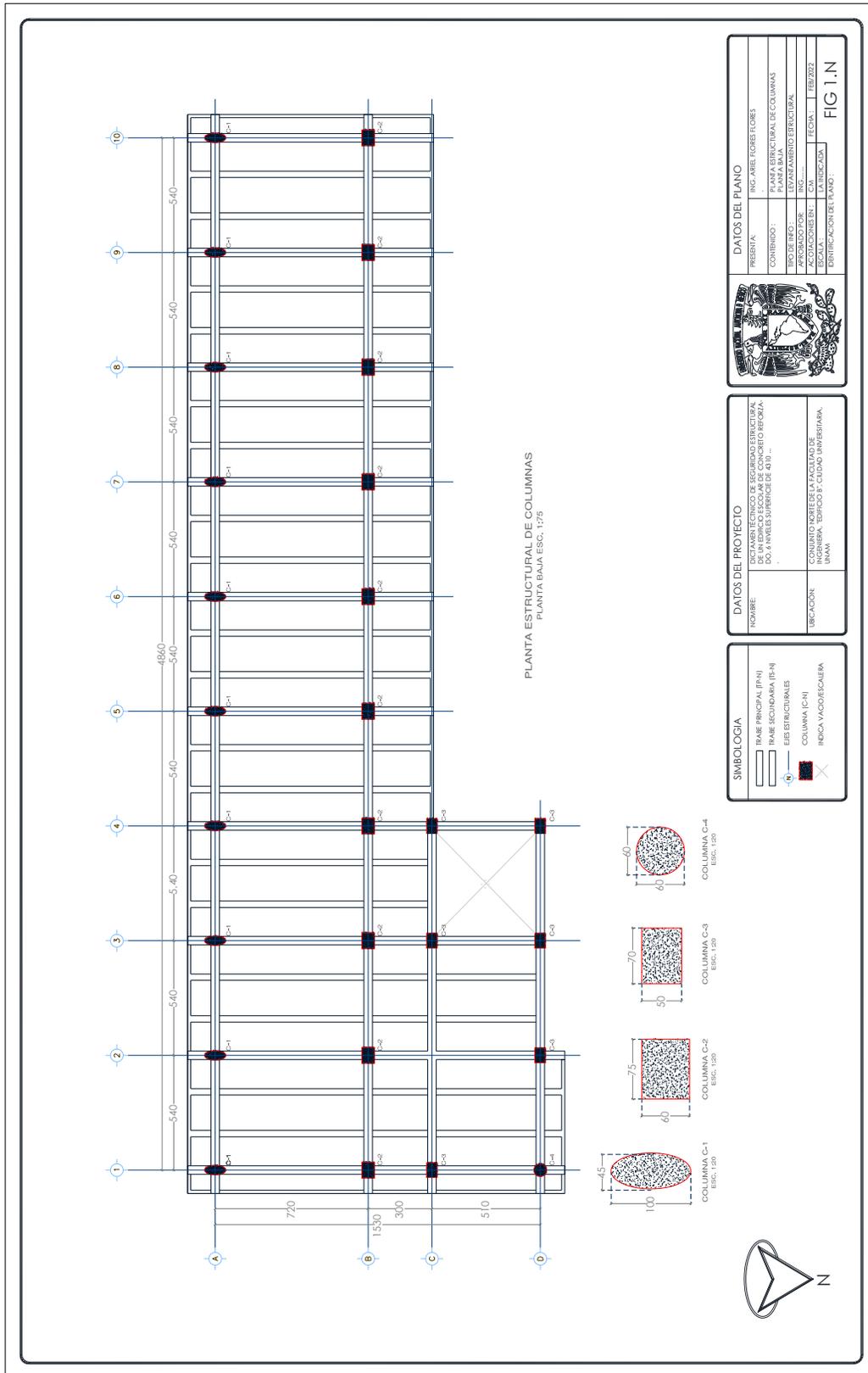
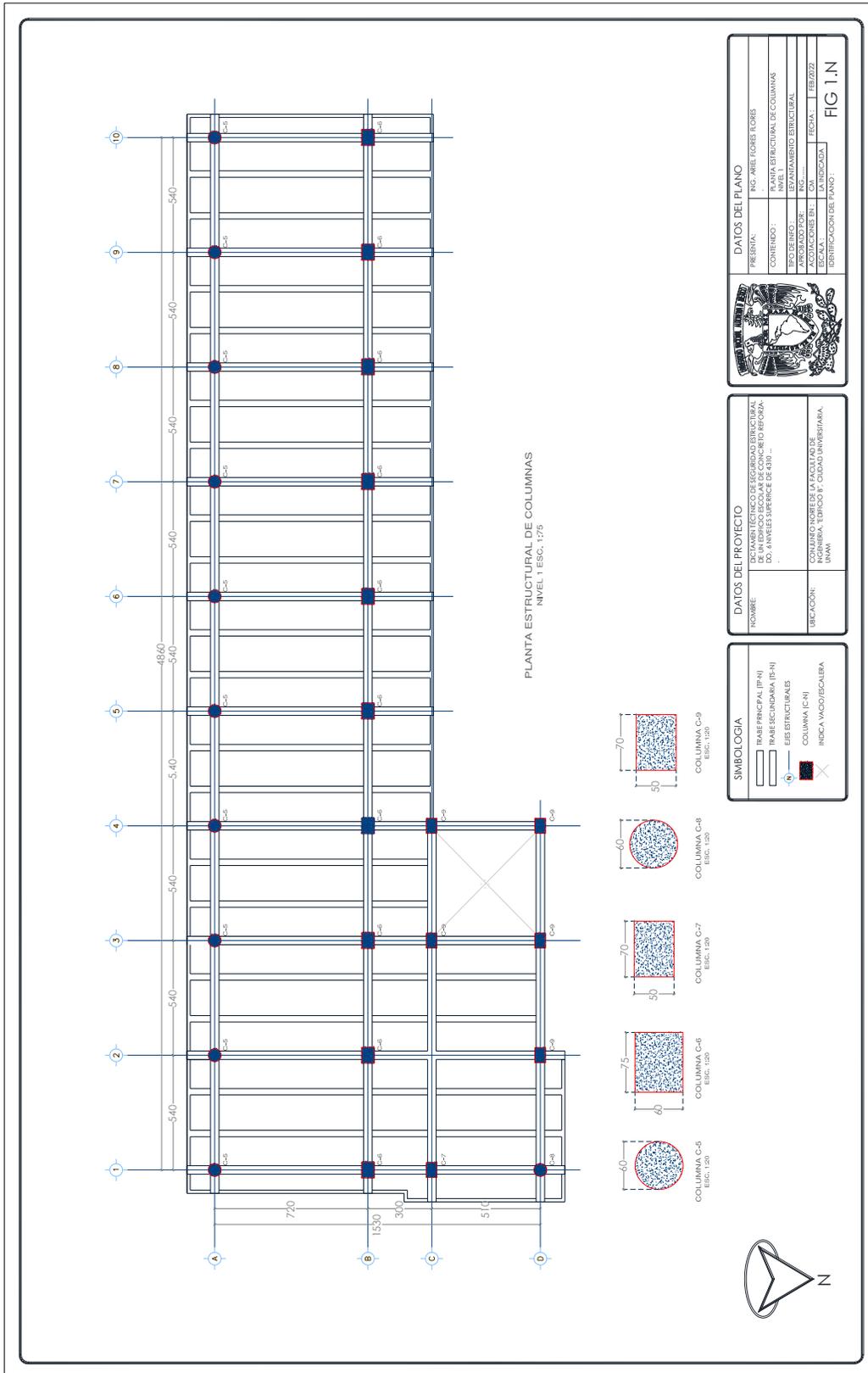


Figura 4-15 Planta estructural de columnas planta baja (Zumaya M., 2011)



DATOS DEL PLANO	
PRESENTA:	ING. ABEL TIJERES FLORES
CONTENIDO:	PLANTA ESTRUCTURAL DE COLUMNAS
NIVEL:	NIVEL 1
TIPO DE DISEÑO:	MANEJO ESTRUCTURAL
PROYECTADO POR:	ING. ABEL TIJERES FLORES
COORDINADOR EN:	CA
FECHA:	28/02/22
ESCALA:	LA INSCALDA
IDENTIFICACION DEL PLANO:	FIG 1.N

DATOS DEL PROYECTO	
NOMBRE:	CONDOMINIO RESIDENCIAL "EL PARAISO" DE LA ZONA ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO, AV. ANHELES SUPLENTE DE 4300 ...
UBICACION:	CONDOMINIO NOROCCIDENTE DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, EDIFICIO B, CIUDAD UNIVERSITARIA, UNAM

SIMBOLOGIA	
	TRABE PRINCIPAL (P-N)
	TRABE SECUNDARIA (S-N)
	EJE ESTRUCTURALES
	COLUMNA (C-N)
	INDICA VACIO/ESCALERA

Figura 4-16 Planta estructural de columnas nivel 1 (Zumaya M., 2011)

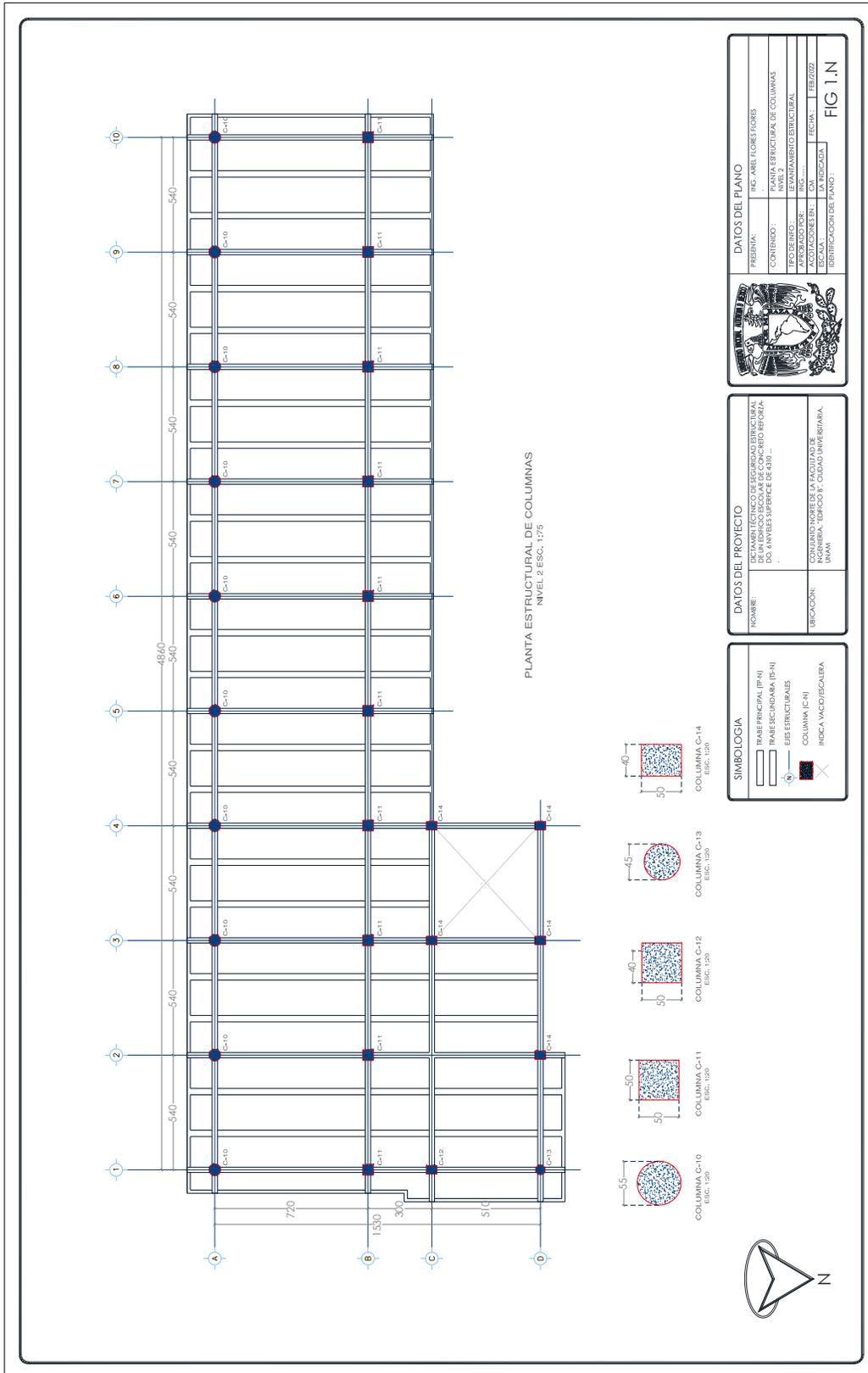


Figura 4-17 planta estructural de columnas nivel 2 (Zumaya M., 2011)

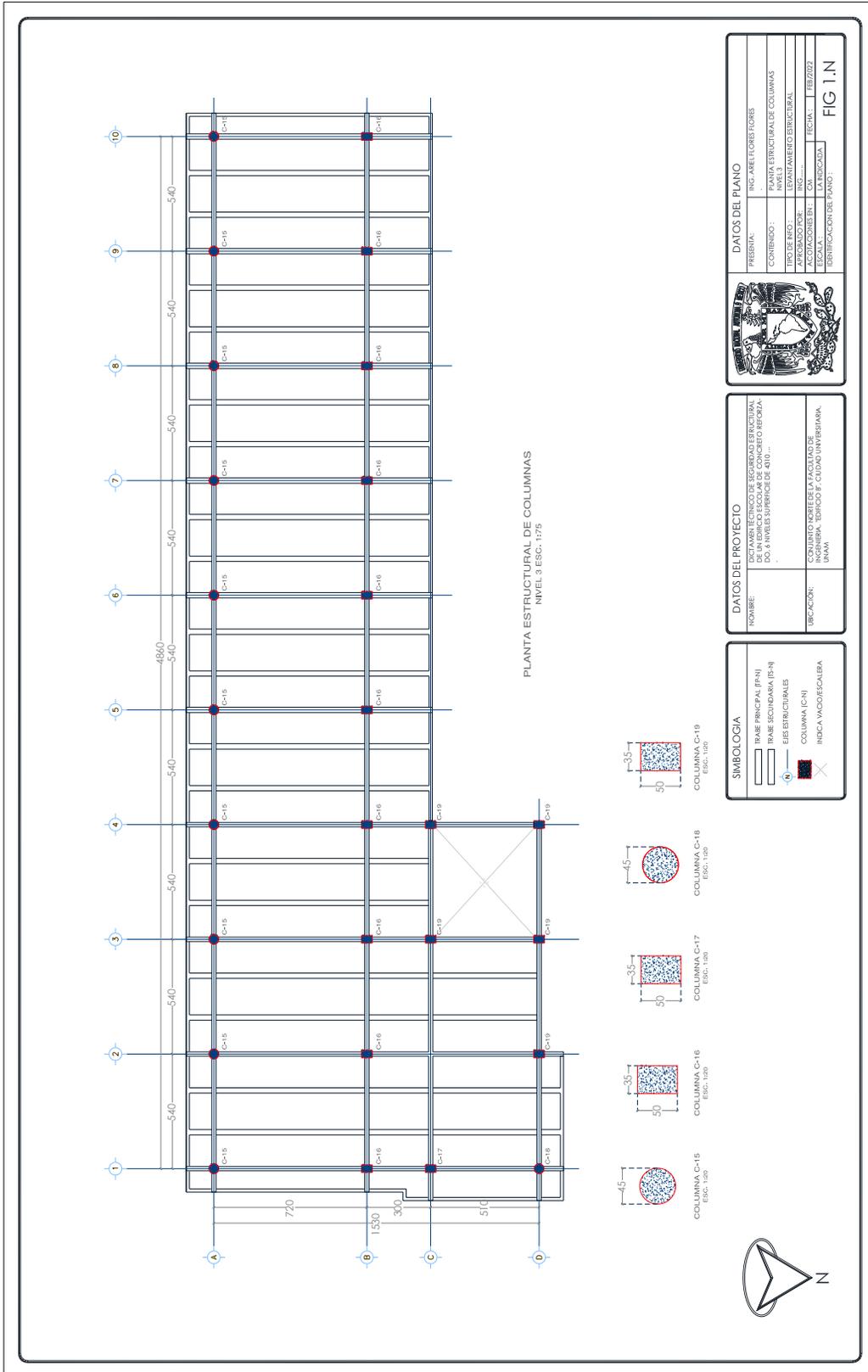


Figura 4-18 Planta estructural de columnas nivel 3 (Zumaya M., 2011)



### 4.3.2.3 Propiedades de los materiales

#### 4.3.2.3.1 Concreto

La resistencia de diseño del concreto es de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , en este caso no se verifica con esclerómetro o procedimiento equivalente no destructivo, haciendo un mínimo de tres pruebas por piso como lo indican las (NRSECDs, 2017).

#### 4.3.2.3.2 Acero de refuerzo

Debido a que el edificio se construyó antes de 1965 el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo se tomará como  $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$  como lo indican las (NRSECDs, 2017).

#### 4.3.2.3.3 Mampostería

Si no se conocen las propiedades mecánicas de la mampostería, se podrán emplear los valores propuestos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería con Comentarios (NTC-DCEM, 2020).

##### 4.3.2.3.3.1 Mampostería de tabique hueco

Peso volumétrico	1.8 ton/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidad	240,000 ton/m <sup>2</sup>

##### 4.3.2.3.3.2 Mampostería de piedras naturales

Los esfuerzos resistentes de diseño en compresión,  $f'_m$ , y en cortante,  $v'_m$ , multiplicados por el factor de reducción de la resistencia,  $F_R$ , se tomarán como sigue:

$$F_R f'_m = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R v'_m = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

La decisión de expresar los esfuerzos resistentes ya multiplicados por los factores de reducción tiene por objeto presentar un formato de diseño por resistencia, aunque se está retomado el antiguo diseño por esfuerzos permisibles usado históricamente para este tipo de estructuras, contenido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1942 y 1966. Desde las primeras NTC-DCRM de 1977 se incluyeron estos los esfuerzos resistentes que “ya incluyen el factor de reducción,  $F_R$ ”. Sin embargo; existía un capítulo especial de diseño por valores admisibles para la mampostería de piedra ligeramente menores (NTC-DCEM, 2020).

### 4.3.3 Clasificación del daño en los elementos y su impacto en el comportamiento de la edificación

#### 4.3.3.1 Modo de comportamiento y tipo de daño

Las (NRSECDs, 2017) establecen que, atendiendo al modo de comportamiento de los elementos estructurales y no estructurales, se deberá clasificar el tipo y magnitud de daño. El modo de comportamiento se define por el tipo de daño predominante en el elemento. El modo de comportamiento dependerá de la resistencia relativa del elemento a los distintos mecánicos que actúen en él.

Los tipos de daño son:

- a) Flexión o flexocompresión en vigas, columnas, muros estructurales, losas, zapatas y contratraveses;
- b) Cortante en vigas, columnas, muros estructurales, losas planas, zapatas y contratraveses;
- c) Deformaciones en sistemas de pisos;
- d) Impacto en elementos estructurales por golpeteo;
- e) Corrosión y/o pérdida local de sección transversal;
- f) Inestabilidad de elementos no estructurales como recubrimientos, fachadas, tanques de almacenamiento, muros de relleno, etc;
- g) Los producidos por inclinación y hundimientos diferenciales.

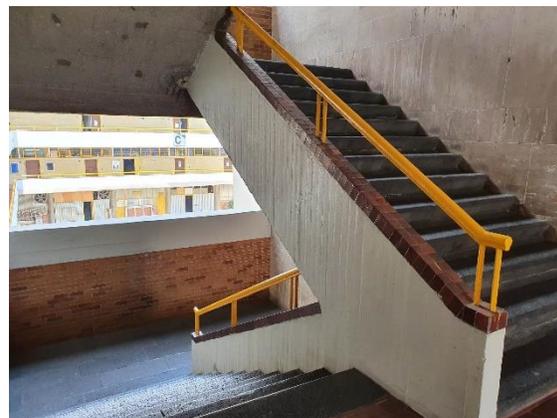
En este caso solo se presenta en las columnas elípticas de planta baja pérdida de recubrimiento algunas columnas donde se puede observar el acero de refuerzo transversal, para el caso de losas no es posible revisar el estado en que se encuentra debido a que se deberían retirar los recubrimientos. Los muros divisorios de tabique hueco se encuentran sin daños, al igual que los muros de mampostería de piedra braza. La zona de escaleras, pasillos y la zona de baños no presentan daños o humedades.

#### 4.3.3.2 Magnitud de daño

Las (NRSECDs, 2017) establecen que la magnitud o severidad del daño en elementos estructurales se podrá clasificar en tres niveles:

*Tabla 4-1 Magnitud de daño (Guzmán, 2022)*

Tipo de elementos y efectos	Magnitud del daño		
	Ligero	Intermedio	Grave
<b>Elementos de concreto reforzado</b>	Grietas $\leq 0.2$ mm	$0.2$ mm < grietas < 1 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>Grietas &gt; 1 mm</li> <li>Barras de refuerzo expuestas</li> <li>Aplastamiento del concreto</li> <li>Fallas de cortante por penetración entre columnas y losas</li> </ul>
<b>Muros de mampostería de carga sin refuerzo</b>	Grietas $\leq 1$ mm	$1$ mm < grietas < 5 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>Grietas &gt; 5 mm</li> <li>Piezas falladas o desprendidas</li> </ul>
<b>Muros de mampostería estructurales</b>	Grietas $\leq 5$ mm	$5$ mm < grietas < 10 mm	<ul style="list-style-type: none"> <li>Grietas &gt; 10 mm</li> <li>Piezas falladas o desprendidas</li> </ul>
<b>Capacidad estructural</b>	Poca afectación	Medianamente afectada	Intervención importante
<b>Rehabilitación</b>	Reparación de elementos	Reparación y reforzamiento	Afectación significativa



*Figura 4-20 Grietas < 0.2 mm en concreto reforzado*



**Figura 4-21 Gritas < 5 mm en muros de mampostería no estructurales**

#### **4.3.3.3 Evaluación de impacto de elementos dañados en el comportamiento de la edificación**

##### **4.3.3.3.1 Impacto del daño**

Las (NRSECDS, 2017) establecen que se deberá evaluar el efecto de grietas u otros signos de daño en el desempeño futuro de una edificación, en función de los posibles modos de comportamiento de los elementos dañados, sean estructurales o no estructurales.

En este caso el Edificio B no presenta grietas u otros signos de daño que afecten el desempeño futuro del inmueble.

##### **4.3.3.3.2 Edificación sin daño estructural y daño no estructural nulo o ligero (edificio etiquetado o con código “Verde”)**

En este caso el **Edificio B se etiqueta con código verde** debido a que cumple con lo establecido (NRSECDS, 2017), si la edificación no presenta daño estructural alguno y tiene daños nulos o ligeros en elementos no estructurales, como los señalados en el inciso 2.3.2, la edificación será habitable.



**Figura 4-22 Edificio B en funcionamiento**

#### 4.3.3.3.3 Capacidad remanente

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación será necesario determinar la capacidad remanente en cada elemento para cada modo de comportamiento posible o predominante. Dicha capacidad estará por el nivel de acciones con el cual el elemento, de la estructura o cimentación, alcanza un primer estado límite de falla o de servicio, dependiendo del tipo de revisión que se lleve a cabo. Si el daño es grave, se podrá suponer que la capacidad remanente del elemento es nula; si el daño es intermedio, se podrá suponer que la rigidez y resistencia remanentes son el 50% y 75 % de las calculadas para un elemento sin daño, respectivamente. Si el daño es ligero; se supondrá que la rigidez y resistencia remanentes son el 75% y 100% de las calculadas de un elemento sin daño respectivamente.

Si los ganchos de los estribos en columnas o vigas están doblados a 90°, son de alambre liso (alambrón) o bien si la estructura es anterior a 1976, se despreciará la contribución de los estribos a cortante y para confinamiento.

Para determinar la capacidad remanente se realizará una revisión por medio de un análisis elástico convencional, así como aplicar las Normas Técnicas Correspondientes. En este caso como el Edificio B fue construido antes de 1976 se despreciará la contribución de los estribos a cortante y para confinamiento.

#### 4.3.3.3.4 Cálculo de la capacidad estructural

Para obtener la capacidad estructural se podrán usar los métodos de análisis elástico convencional, así como los requisitos y ecuaciones aplicables de las Normas Técnicas Complementarias que corresponda. Cuando en la inspección en sitio no se observe daño estructural alguno, se puede suponer que la capacidad original del elemento estructural está intacta. En edificaciones con daños estructurales, deberá considerarse la participación de los elementos dañados y de los elementos reparados, afectando su capacidad individual según el tipo y le nivel de daño. En edificaciones inclinadas deberá incluirse el efecto de desplomo en el análisis.

Para realizar el análisis elástico convencional se aplicarán las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo 2020 (NTC-DSC, 2020), las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADE, 2017), las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC, 2017).

En este caso no se observan daño estructural alguno, por lo que se supondrá la capacidad original.

#### 4.3.3.3.5 Consideraciones para evaluar la seguridad estructural

Para evaluar la seguridad estructural de una edificación se deberán considerar, entre otros, su deformabilidad, los defectos e irregularidades en la estructuración y cimentación, el riesgo inherente a su ubicación, la interacción con las estructuras vecinas, la calidad del mantenimiento y el uso al que se destine. En la revisión de la seguridad estructural se deberán utilizar los criterios de análisis y diseño de las Normas correspondientes al material o materiales estructurales de que se trate.

Es deseable que a las estructuras con daños intermedios y graves se les practique un estudio de evaluación dinámica para medir los periodos de vibración con ruido ambiental. Estos valores se utilizarán para ubicar el periodo del edificio en el espectro para diseño sísmico y se compararán con los que se midan después de la Rehabilitación.

El Edificio B no presenta deformabilidad, la irregularidad de la estructuración y cimentación se evaluaron con las condiciones de regularidad como lo menciona la (NTC-DSC, 2020) que más adelante se presenta en este documento. Debido a que la estructura se ubica en Zona de lomas o en Zona I no tiene el mismo riesgo de daño que un edificio ubicado en Zona de lago o Zona III donde se presenta un suelo de alta compresibilidad. El Edificio B colinda con el Edificio C y de acuerdo con la inspección ocular no se presenta deformabilidad de alguno de los dos edificios por lo que la junta constructiva que los separa se mantiene uniforme. En cuanto al mantenimiento, presenta una calidad aceptable. Debido a que el uso del edificio es tipo escolar se consideran factores de grupo A.

A pesar de que el Edificio B no presenta daños, existe un estudio denominado “Propiedades dinámicas de edificios escolares como parámetro de evaluación de la salud estructural empleando registro de vibraciones ambientales” donde se emplearon sismómetros para la medición y obtención de registros de vibraciones ambientales para determinar las propiedades dinámicas tales como los periodos estructurales de vibrar, del suelo y las formas modales presentes (Arzate M. , 2019). Este estudio puede servir como guía para obtener las propiedades dinámicas del edificio ya que regirá lo que establecen las Normas de Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados de 19 de septiembre de 2017 (NRSECD, 2017), esto debido a que en el estudio no se especifica si el uso de esclerómetro para obtener la resistencia del concreto se extrajeron núcleos de concreto.

#### 4.3.3.4 Análisis estructural de la edificación dañada y criterio de aceptación

##### 4.3.3.4.1 Consideraciones para el análisis estructural

Si la edificación tiene planta baja débil (sección 3.6) y la estructura sólo tiene daños ligeros, según el inciso 2.3.2, será necesario realizar un análisis estático o dinámico de acuerdo con NTC-Sismo, usando el factor de comportamiento sísmico Q consistente con el nivel de detallado de la estructura por rehabilitar. En caso de desconocer el nivel de detallado, se supondrá un valor de Q= 2.

Para todas las estructuras con daños intermedios o graves, se analizará con el método dinámico modal, usando un factor de comportamiento sísmico Q = 2, afectado por el factor de irregularidad que corresponda a la estructura, y suponiendo comportamiento lineal. La estructura se modelará según el sistema estructural resistente identificado en el inciso 2.2.3. Si los muros están ligados a este sistema, se incluirán en el modelo como elementos resistentes y que contribuyen a la rigidez lateral, considerando la reducción del momento de inercia que se especifica en las Normas correspondientes.

Si no se dispone de evidencia de la clase de concreto, se podrá suponer un módulo de elasticidad  $E_c = 8,000\sqrt{f'_c}$

Los factores de carga para el análisis serán los establecidos en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

##### 2.4.2 Criterios de aceptación

Cuando la edificación tiene planta baja débil (sección 3.6), solamente presenta daños ligeros (inciso 2.3.2) y las distorsiones de entrepiso, para el sismo de diseño, no exceden 0.006, bastará con reparar los daños de acuerdo con los métodos del Capítulo 3 y con lo establecido en 2.3.3.3.

Si en el análisis de la estructura, independientemente del nivel de daño y tipo de sistema estructural, cualquiera de las distorsiones de entrepiso, para el sismo de diseño, excede 0.006, se deberá

rehabilitar la estructura de acuerdo con el Capítulo Tercero. En el caso de edificaciones con planta baja débil, se aplicará lo establecido en la sección 3.6 (NRSECDs, 2017).

# CAPÍTULO 5 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO EQUIVALENTE, RCDF42

## 5.1 Clasificación de la estructura

El edificio pertenece a las construcciones para lugares de reunión o de cualquier otra clase, que al fallar pongan en peligro la vida de gran número de personas. Por ejemplo: escuelas, teatros, salas de cinematógrafo y similares. Debido a esto se clasifica como estructura Tipo II.

## 5.2 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico (relación de la aceleración del temblor supuesto, a la aceleración de la gravedad) que se use para el cálculo en el proyecto.

Según el destino de la estructura	Grupo A
Según el tipo de suelo existente en el terreno:	Zona de Baja Compresibilidad
Clasificación de la estructura:	Tipo II
Coeficiente sísmico:	C = 0.05

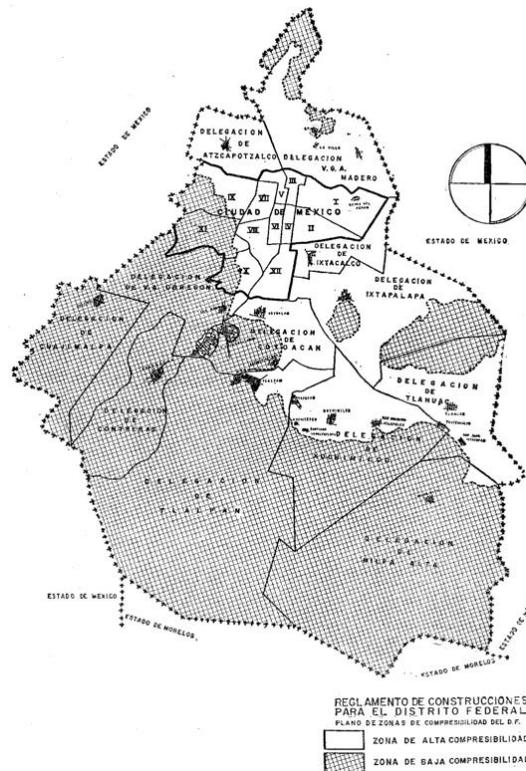


Figura 5-1 Plano de zonas de compresibilidad del D.F.

### 5.3 Fuerzas sísmicas estáticas equivalentes

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se supondrá una distribución lineal de aceleraciones horizontales, con valor nulo en la base de la estructura y máximo en el extremo superior de la misma.

*Tabla 5-1 Fuerzas sísmicas en el edificio*

Nivel	$h_i$ (m)	$W_i$ (ton)	$W_i h_i$ (ton-m)	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
N4	21	657.77	13813.13	56.90	56.90
N3	17	764.05	12988.81	53.50	110.40
N2	13	797.11	10362.45	42.69	153.09
N1	9	884.22	7957.96	32.78	185.87
PB	5	1044.51	5222.53	21.51	207.38
$\Sigma$		<b>4147.65</b>	<b>50344.89</b>		

$$F_i = C \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i$$

$$F_i = 0.05 \frac{4147.65}{50,0344.89} W_i h_i$$

$$F_i = 0.0041 W_i h_i$$

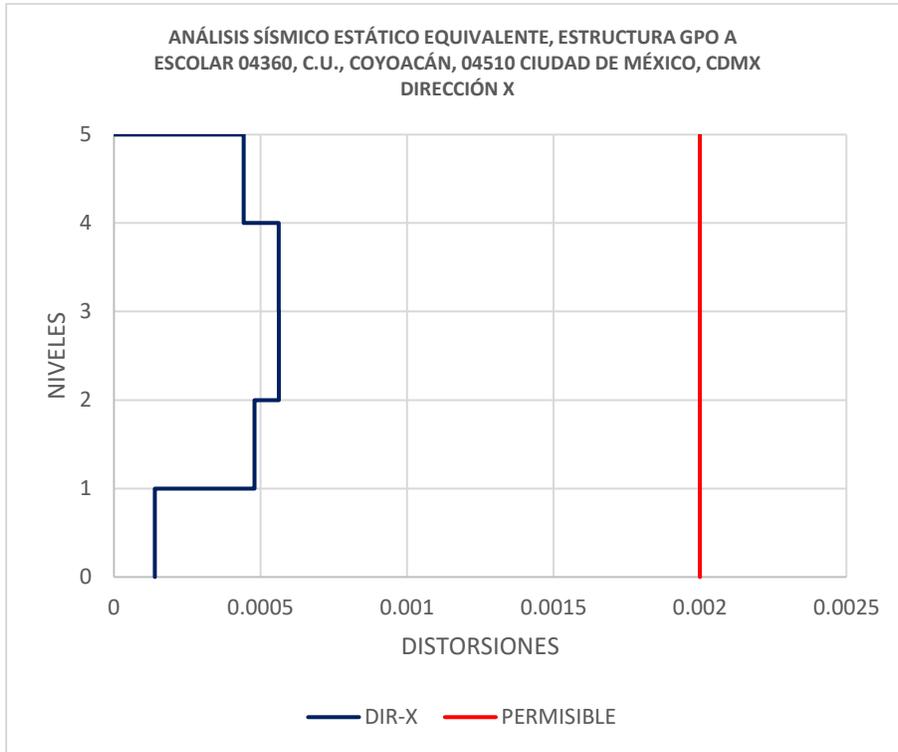
$F_i$       Fuerza horizontal;  
 $C$         Coeficiente sísmico;  
 $W_i$       Peso del piso i

### 5.4 Revisión del estado límite de servicio

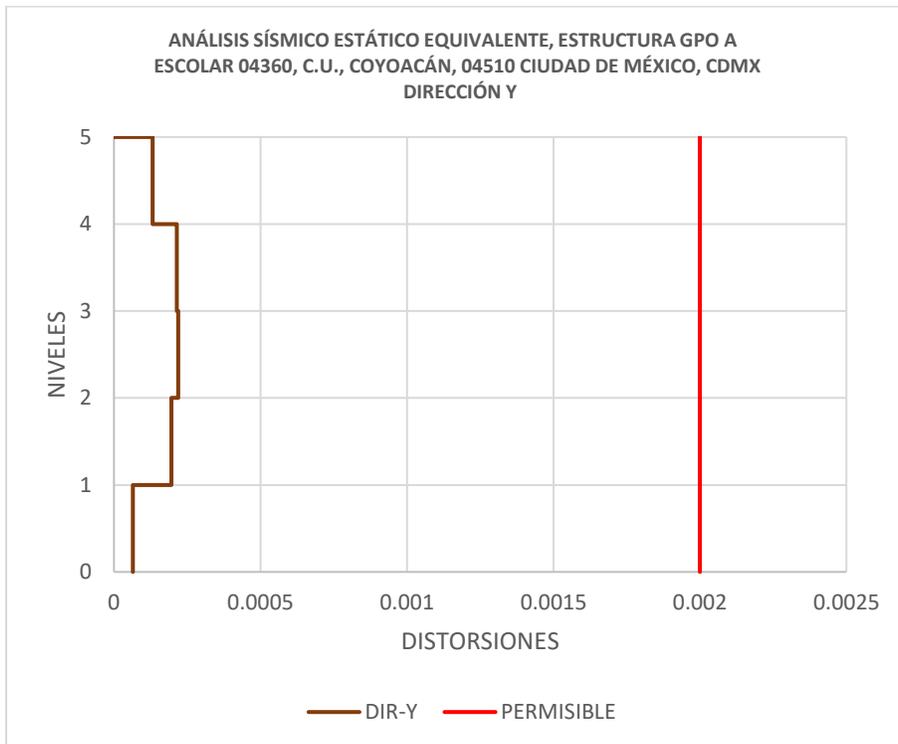
El desplazamiento relativo máximo entre pisos consecutivos no excederá 0.002 veces la diferencia de elevaciones correspondientes salvo, donde los elementos que no formen parte integrante de la estructura estén desligados a ella, en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de esta, en cuyo caso el valor 0.002 se modificará para construcciones de grupo A, 0.004 en zona de baja compresibilidad.

Distorsiones de entrepiso

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Deformación (cm)		Distorsión $\delta$	
		X	Y	X	Y
5	400	0.89	0.34	0.00044	0.00013
4	400	0.71	0.28	0.00056	0.00021
3	400	0.49	0.20	0.00056	0.00022
2	400	0.26	0.11	0.00048	0.00020
1	500	0.07	0.03	0.00014	0.00006



**Figura 5-2 Distorsiones dirección X**



**Figura 5-3 Distorsiones dirección Y**

## 5.5 Revisión del estado límite de falla

A continuación, se muestran los resultados de las demandas de acero de refuerzo longitudinal en las diferentes tablas en las cuales se presenta el área de acero existente que es con el que se armaron las columnas, el área de acero requerido que es el que demanda por diseño. La razón de Los espacios vacíos en las tablas es porque no se cuenta con la información.

En la Tabla 5-2 se presenta la cuantía de acero de las columnas de planta baja, obsérvese que las columnas de los ejes A2, A3, A4, A5, A6, B2, B3, C3, D2 y D3 cumplen con lo establecido en las normas.

*Tabla 5-2 Revisión de demandas de acero para las columnas de Planta Baja*

Planta Baja			
EJES	As existente (cm <sup>2</sup> )	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As req/As nom
A1	-----	35.16	-----
A2	91.21	42.94	0.47
A3	91.21	74.76	0.82
A4	-----	35.16	-----
A5	-----	35.16	-----
A6	-----	39.28	-----
A7	-----	35.16	-----
A8	-----	35.16	-----
A9	-----	66.38	-----
A10	-----	71.13	-----
B1	-----	45.00	-----
B2	131.74	45.00	0.34
B3	121.61	45.00	0.37
B4	-----	45.00	-----
B5	-----	45.00	-----
B6	-----	45.00	-----
B7	-----	45.00	-----
B8	-----	45.00	-----
B9	-----	45.00	-----
B10	-----	45.00	-----
C1	-----	35.00	-----
C3	91.21	35.00	0.38
C4	-----	35.00	-----
D1	-----	28.27	-----
D2	81.07	35.00	0.43
D3	81.07	35.00	0.43
D4	-----	35.00	-----

En la Tabla 5-3 se presenta la cuantía de acero de las columnas del nivel 1, obsérvese que las columnas de los ejes A2, A3, A4, A5, A6, B2, B3, C3, D2 y D3 con lo establecido en las normas.

**Tabla 5-3 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 1**

<b>NIVEL 1</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
<b>A1</b>	-----	28.27	-----
<b>A2</b>	60.81	28.27	0.46
<b>A3</b>	60.81	28.27	0.46
<b>A4</b>	-----	28.27	-----
<b>A5</b>	-----	28.27	-----
<b>A6</b>	-----	28.27	-----
<b>A7</b>	-----	28.27	-----
<b>A8</b>	-----	92.35	-----
<b>A9</b>	-----	28.27	-----
<b>A10</b>	-----	28.27	-----
<b>B1</b>	-----	45.00	-----
<b>B2</b>	101.34	45.00	0.44
<b>B3</b>	91.21	45.00	0.49
<b>B4</b>	-----	45.00	-----
<b>B5</b>	-----	45.00	-----
<b>B6</b>	-----	45.00	-----
<b>B7</b>	-----	56.94	-----
<b>B8</b>	-----	75.43	-----
<b>B9</b>	-----	45.00	-----
<b>B10</b>	-----	45.00	-----
<b>C1</b>	-----	35.00	-----
<b>C3</b>	70.94	35.00	0.49
<b>C4</b>	-----	35.00	-----
<b>D1</b>	-----	72.23	-----
<b>D2</b>	60.81	35.00	0.58
<b>D3</b>	50.67	35.00	0.69
<b>D4</b>	-----	35.00	-----

En la Tabla 5-4 se presenta la cuantía de acero de las columnas del nivel 2, obsérvese que las columnas de los ejes A2, A3, A4, A5, A6, B2, B3, D2 y D3 con lo establecido en las normas.

**Tabla 5-4 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 2**

<b>NIVEL 2</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
A1	-----	23.76	-----
A2	28.50	23.76	0.83
A3	28.50	23.76	0.83
A4	-----	51.24	-----
A5	-----	23.76	-----
A6	-----	23.76	-----
A7	-----	23.76	-----
A8	-----	23.76	-----
A9	-----	23.76	-----
A10	-----	23.76	-----
B1	-----	25.00	-----
B2	23.75	25.00	1.05
B3	91.21	25.00	0.27
B4	-----	47.25	-----
B5	-----	25.00	-----
B6	-----	25.00	-----
B7	-----	25.00	-----
B8	-----	25.00	-----
B9	-----	25.00	-----
B10	-----	25.00	-----
C1	-----	20.00	-----
C3	-----	20.00	-----
C4	-----	20.00	-----
D1	-----	32.05	-----
D2	19.79	20.00	1.01
D3	50.67	20.00	0.39
D4	-----	20.00	-----

En la Tabla 5-5 se presenta la cuantía de acero de las columnas del nivel 3, obsérvese que las columnas de los ejes A2, A3, A4, A5, A6, B2, B3, C3, D2 y D3 cumplen con lo establecido en las normas.

**Tabla 5-5 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 3**

<b>NIVEL 3</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
A1	-----	53.99	-----
A2	17.10	15.90	0.93
A3	17.10	15.90	0.93
A4	-----	15.90	-----
A5	-----	15.90	-----
A6	-----	15.90	-----
A7	-----	15.90	-----
A8	-----	41.85	-----
A9	-----	15.90	-----
A10	-----	15.90	-----
B1	-----	17.50	-----
B2	23.75	17.50	0.74
B3	23.75	17.50	0.74
B4	-----	17.50	-----
B5	-----	17.50	-----
B6	-----	17.50	-----
B7	-----	17.50	-----
B8	-----	17.50	-----
B9	-----	17.50	-----
B10	-----	17.50	-----
C1	-----	17.50	-----
C3	19.79	17.50	0.88
C4	-----	17.50	-----
D1	-----	36.10	-----
D2	50.67	17.50	0.35
D3	15.83	17.50	1.11
D4	-----	17.50	-----

En la Tabla 5-6 se presenta la cuantía de acero de las columnas del nivel 4, obsérvese que las columnas de los ejes A2, A3, A4, A5, A6, B2, B3, C3, D2 y D3 cumplen con lo establecido en las normas.

**Tabla 5-6 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 4**

<b>NIVEL 4</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
<b>A1</b>	17.10	15.90	0.93
<b>A2</b>	17.10	21.04	1.23
<b>A3</b>	17.10	25.61	1.50
<b>A4</b>	17.10	15.90	0.93
<b>A5</b>	17.10	15.90	0.93
<b>A6</b>	17.10	15.90	0.93
<b>A7</b>	17.10	15.90	0.93
<b>A8</b>	17.10	15.90	0.93
<b>A9</b>	17.10	15.90	0.93
<b>A10</b>	17.10	15.90	0.93
<b>B1</b>	22.80	19.79	0.87
<b>B2</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B3</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B4</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B5</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B6</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B7</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B8</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B9</b>	22.80	28.49	1.25
<b>B10</b>	22.80	39.84	1.75
<b>C1</b>	15.83	18.20	1.15
<b>C3</b>	15.83	17.50	1.11
<b>C4</b>	15.83	17.50	1.11
<b>D1</b>	11.88	34.58	2.91
<b>D2</b>	15.83	22.96	1.45
<b>D3</b>	15.83	17.50	1.11
<b>D4</b>	15.83	17.50	1.11

En este Capítulo se evaluó la estructura aplicando el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1942. Se aplicó un análisis elástico-lineal, en este caso el Método Estático Equivalente. A continuación, se presenta la conclusión del análisis de la estructura.

a) Revisión del Estado Limite de Servicio

Se calcularon los desplazamientos para las diferentes combinaciones. Para esta revisión se presentan gráficas de distorsiones, una para la dirección en X y la otra en Y, para ambas direcciones las distorsiones cumplen con la distorsión permisible, como en esos años no se utilizaban gráficas para reportar las distorsiones en este caso se decidió presentar los resultados así.

b) Revisión del Estado Limite de Falla

Se revisaron todas las columnas considerando las diferentes combinaciones de carga. En las tablas Tabla 5-2 a Tabla 5-6 se presenta una comparación entre las columnas cuya cuantía de acero se conoce y el área de acero requerida. Con base en esta comparación, se puede concluir que todas esas columnas cumplen satisfactoriamente con las demandas de acero del diseño aplicando (RCSUDF, 1942) tanto en Planta Baja, Primer Nivel, Segundo Nivel y Tercer Nivel. Sin embargo, en el Nivel 4 se presentan 7 columnas en color amarillo que de acuerdo con el análisis están escasas de acero longitudinal pero solo hasta en un 25%, por otra parte, se presentan 4 columnas en color rojo cuyas demandas exceden de manera considerable.

Para las columnas cuyo armado de acero longitudinal no se conocen, las demandas se encuentran alrededor del 1%. La geometría de todas las columnas es la indicada para el diseño con este reglamento debido a que aportan la rigidez necesaria para cumplir con el estado límite de servicio.

En el caso de las trabes principales tanto longitudinales como transversales realizando la revisión con el (RCSUDF, 1942) geoméricamente cumplen en todos los niveles. No se cuenta con los armados originales por lo que no se pudo revisar su cuantía de acero.

## CAPÍTULO 6 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO CON LAS NTC 2004

### 6.1 Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico (relación de la aceleración del temblor supuesto, a la aceleración de la gravedad) que se use para el cálculo en el proyecto.

Según el destino de la estructura	Grupo A
Según el tipo de suelo existente en el terreno:	Zona I
Coeficiente sísmico:	C = 0.16
Factor de comportamiento sísmico:	Q = 2
Factor de irregularidad:	0.8
Factor de reducción:	Q' = 0.8 x 2.0 = 1.60
Coeficiente sísmico de diseño:	C <sub>sd</sub> = (1.5 x 0.16) / 1.60 = 0.15

### 6.2 Fuerzas sísmicas estáticas equivalentes

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se supondrá una distribución lineal de aceleraciones horizontales, con valor nulo en la base de la estructura y máximo en el extremo superior de la misma.

*Tabla 6-1 Fuerzas sísmicas en el edificio*

Nivel	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (ton)	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub> (ton-m)	F <sub>i</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)
N4	21	677.26	14222.53	175.08	175.08
N3	17	758.57	12895.71	158.75	333.83
N2	13	791.64	10291.26	126.69	460.51
N1	9	878.74	7908.67	97.36	557.87
PB	5	1039.41	5197.03	63.98	621.84
<b>Σ</b>		<b>4145.62</b>	<b>50515.19</b>		

$$F_i = C_{sd} \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i$$

$$F_i = 0.15 \frac{4147.65}{50,0344.89} W_i h_i$$

$$F_i = 0.0123 W_i h_i$$

$F_i$	Fuerza horizontal;
$C$	Coefficiente sísmico;
$W_i$	Peso del piso i

## 6.3 Análisis dinámico modal espectral

### 6.3.1 Espectro de diseño

Cuando se aplique el análisis dinámico modal que especifica el Capítulo 8, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula a continuación:

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

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

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

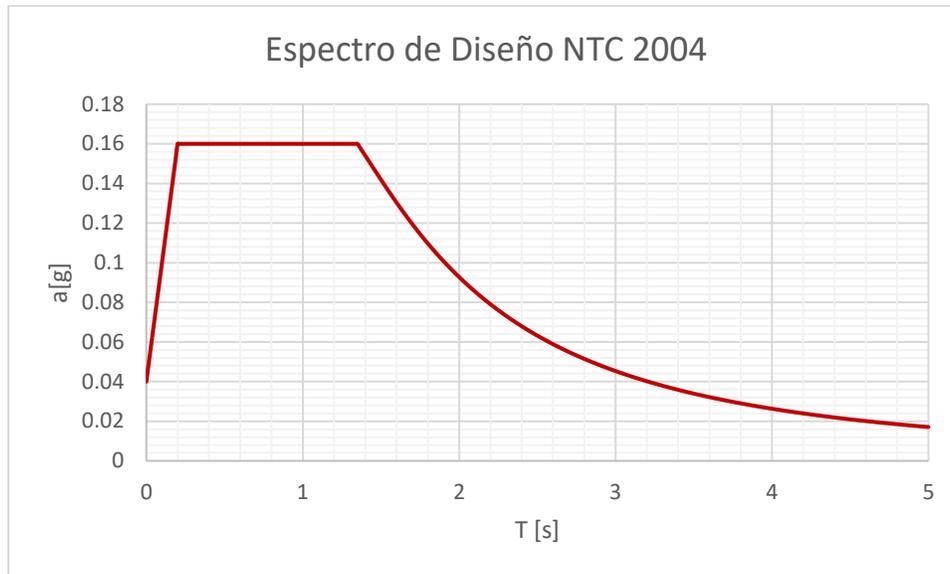
donde

$$q = (T_b/T)^r$$

Los parámetros que intervienen en estas expresiones se obtienen de la Tabla 6-2

**Tabla 6-2 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones**

Zona	c	$a_0$	$T_a^{-1}$	$T_b^{-1}$	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0



**Figura 6-1 Espectro de diseño NTC -2004**

### 6.3.2 Periodos de la estructura

Según el apartado 9.1 de las (NTCDS, 2004), el análisis modal desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis, excepto para estructuras de uno o dos niveles.

Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento mencionado, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

De acuerdo con el análisis en la Tabla 6-3 el 90 por ciento de la suma de los pesos efectivos en la dirección X se cumple en el modo número 8 y en la dirección Y en el modo número 11. Se aumentaron los modos de vibrar para aumentar la participación tratando de llegar al 100 por ciento.

**Tabla 6-3 Periodos naturales de vibrar de la estructura**

Modo	Periodo (s)	Sum UX (ETABS)	Sum UY (ETABS)	Participación modal X	Participación modal Y
1	0.652	0.0222	0.2872	2.22	28.72
2	0.523	0.1999	0.4257	19.99	42.57
3	0.449	0.3403	0.4735	34.03	47.35
4	0.212	0.3858	0.6233	38.58	62.33
5	0.178	0.7256	0.6955	72.56	69.55
6	0.153	0.8959	0.7317	89.59	73.17

7	0.117	0.8966	0.8196	89.66	81.96
8	0.1	0.9206	0.8211	92.06	82.11
9	0.09	0.9518	0.8309	95.18	83.09
10	0.086	0.9561	0.8612	95.61	86.12
11	0.075	0.9579	0.9241	95.79	92.41
12	0.07	0.9934	0.9437	99.34	94.37
13	0.064	0.9968	0.994	99.68	99.4
14	0.059	0.9985	0.9951	99.85	99.51
15	0.056	1	1	100	100

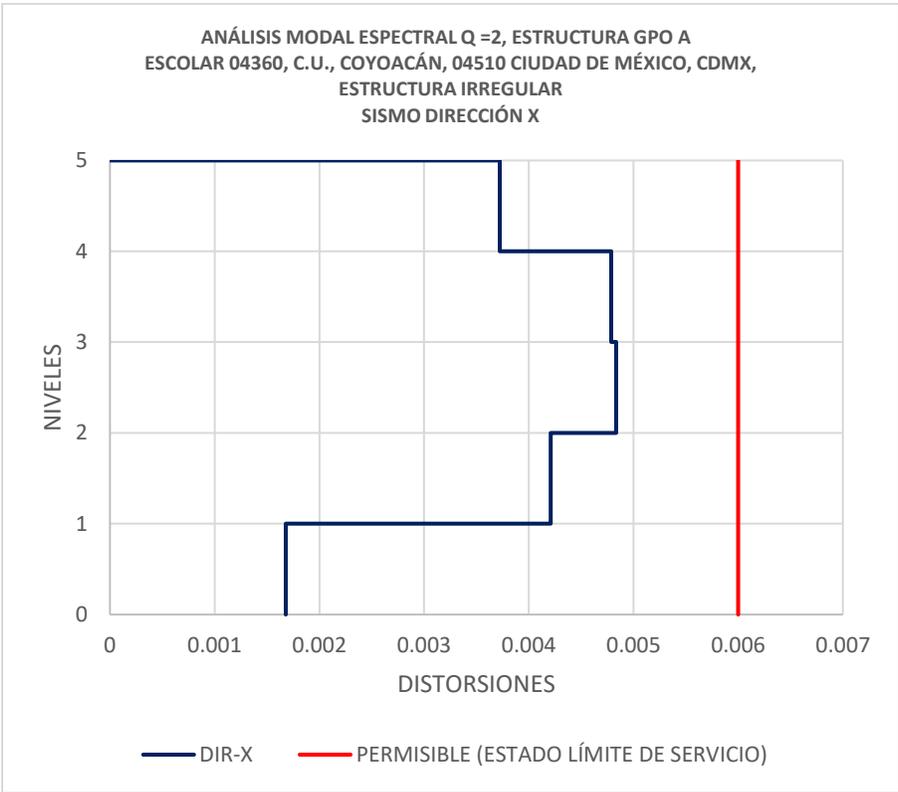
#### 6.4 Revisión del estado límite de servicio

La diferencia entre los desplazamiento laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico que se describen en los Capítulos 8 y 9, y teniendo en cuenta lo dispuesto en la sección 1.6, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones (NTCDS, 2004).

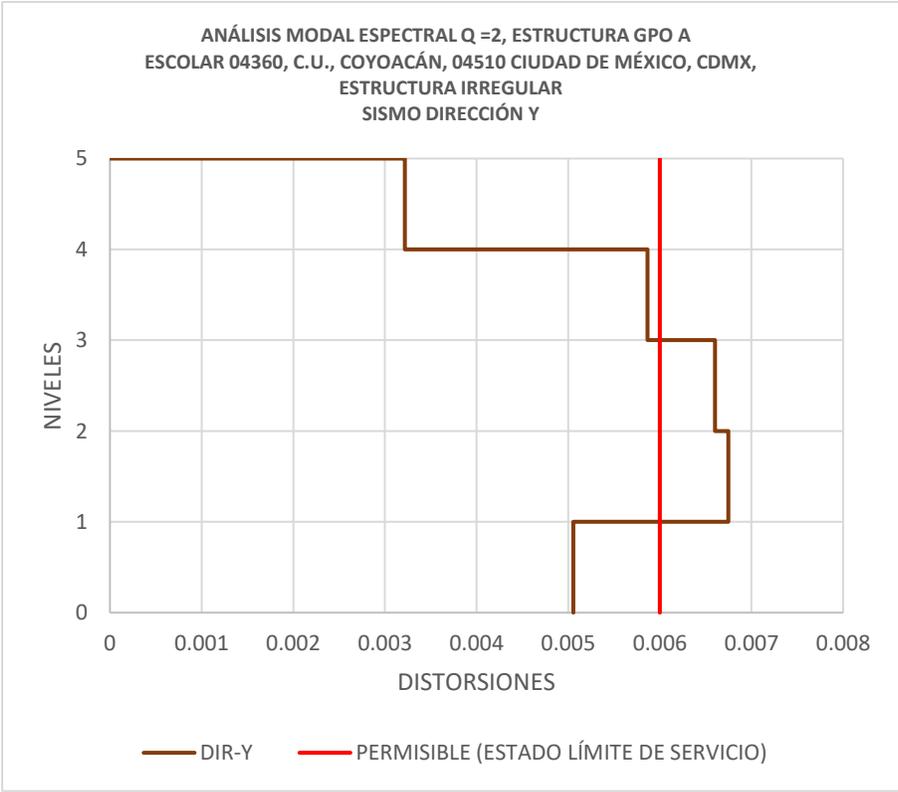
Para la revisión del estado límite de servicio, a partir de los desplazamientos máximos obtenidos del análisis modal espectral lineal se calcularon las distorsiones las cuales se multiplicaron por Q correspondientes al caso de estudio las cuales se muestran en la Tabla 6-4 para el análisis en dirección X y para la dirección Y. En la Figura 6-2 se observa que las distorsiones para esta dirección no exceden la distorsión permisible de 0.006 y en la Figura 6-3 para la dirección Y de análisis no cumple con lo establecido a (NTCDS, 2004).

**Tabla 6-4 Distorsiones de entrepiso**

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Deformación (cm)		Distorsión $\delta$		Q	Q $\delta$	
		X	Y	X	Y		X	Y
5	400	3.93	5.75	0.00186	0.00161	2	0.00372	0.00322
4	400	3.19	5.11	0.00239	0.00293	2	0.00479	0.00586
3	400	2.23	3.93	0.00242	0.00330	2	0.00483	0.00660
2	400	1.26	2.61	0.00211	0.00337	2	0.00421	0.00675
1	500	0.42	1.26	0.00084	0.00253	2	0.00168	0.00506



**Figura 6-2 Distorsiones dirección X**



**Figura 6-3 Distorsiones dirección Y**

## 6.5 Revisión del estado límite de falla

En la Tabla 6-5 se presenta la cuantía de acero de las columnas de planta baja, obsérvese que las columnas de los ejes A2, A3, B2, C3 y D3 cumplen con lo establecido en las normas, mientras que las columnas A2, B3 y D2 no cumplen con estas.

*Tabla 6-5 Revisión de demandas de acero para las columnas de Planta Baja*

Planta Baja			
EJES	As existente (cm <sup>2</sup> )	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As req/As nom
A1	-----	Excede cuantía de acero máximo	-----
A2	91.21	34.77	0.38
A3	91.21	35.16	0.39
A4	-----	35.16	-----
A5	-----	35.16	-----
A6	-----	29.75	-----
A7	-----	42.87	-----
A8	-----	90.65	-----
A9	-----	63.27	-----
A10	-----	131.14	-----
B1	-----	171.05	-----
B2	131.74	45.00	0.34
B3	121.61	158.92	1.31
B4	-----	117.28	-----
B5	-----	150.00	-----
B6	-----	179.54	-----
B7	-----	132.29	-----
B8	-----	176.91	-----
B9	-----	162.92	-----
B10	-----	118.28	-----
C1	-----	Excede cuantía de acero máximo	-----
C3	91.21	56.15	0.62
C4	-----	63.98	-----
D1	-----	28.27	-----
D2	81.07	87.37	1.08
D3	81.07	35.00	0.43
D4	-----	102.17	-----

En la Tabla 6-6, se presenta la cuantía de acero de las columnas del nivel 1, obsérvese que las columnas de los ejes A2, A3, B2, B3, C3 y D3 con lo establecido en las normas mientras que la columna D2 no cumple con estas.

*Tabla 6-6 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 1*

<b>NIVEL 1</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
A1	-----	79.85	-----
A2	60.81	51.04	0.84
A3	60.81	49.96	0.82
A4	-----	41.94	-----
A5	-----	49.26	-----
A6	-----	52.56	-----
A7	-----	48.70	-----
A8	-----	74.00	-----
A9	-----	50.76	-----
A10	-----	Excede cuantía de acero máximo	-----
B1	-----	45.00	-----
B2	101.34	73.74	0.73
B3	91.21	45.00	0.49
B4	-----	45.00	-----
B5	-----	45.00	-----
B6	-----	45.00	-----
B7	-----	45.00	-----
B8	-----	68.40	-----
B9	-----	45.00	-----
B10	-----	96.77	-----
C1	-----	73.15	-----
C3	70.94	73.43	1.04
C4	-----	113.30	-----
D1	-----	63.36	-----
D2	60.81	99.96	1.64
D3	50.67	35.63	0.70
D4	-----	106.16	-----

En la Tabla 6-7, se presenta la cuantía de acero de las columnas del nivel 2, obsérvese que las columnas de los ejes B3 y D2 con lo establecido en las normas, mientras que las columnas A2, A3, B3 y D2 no cumplen con las normas.

*Tabla 6-7 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 2*

<b>NIVEL 2</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
A1	-----	71.02	-----
A2	28.50	40.77	1.43
A3	28.50	40.93	1.44
A4	-----	35.05	-----
A5	-----	39.94	-----
A6	-----	41.17	-----
A7	-----	38.27	-----
A8	-----	63.62	-----
A9	-----	41.79	-----
A10	-----	89.17	-----
B1	-----	25.00	-----
B2	23.75	41.83	1.76
B3	91.21	30.26	0.33
B4	-----	39.53	-----
B5	-----	27.50	-----
B6	-----	25.00	-----
B7	-----	33.82	-----
B8	-----	38.60	-----
B9	-----	38.78	-----
B10	-----	60.78	-----
C1	-----	49.06	-----
C3	-----	34.94	-----
C4	-----	68.89	-----
D1	-----	28.82	-----
D2	19.79	54.20	2.74
D3	50.67	20.00	0.39
D4	-----	75.45	-----

En la Tabla 6-8m se presenta la cuantía de acero de las columnas del nivel 3, obsérvese que las columnas de los ejes B2, B3, C3 y D2 cumplen con lo establecido en las normas mientras que las columnas A2, A3 y D3 no cumplen con las normas.

*Tabla 6-8 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 3*

<b>NIVEL 3</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
A1	-----	45.54	-----
A2	17.10	25.10	1.47
A3	17.10	25.54	1.49
A4	-----	26.14	-----
A5	-----	27.42	-----
A6	-----	28.03	-----
A7	-----	28.24	-----
A8	-----	32.59	-----
A9	-----	34.70	-----
A10	-----	49.30	-----
B1	-----	18.63	-----
B2	23.75	25.72	1.08
B3	23.75	17.50	0.74
B4	-----	17.50	-----
B5	-----	20.10	-----
B6	-----	17.50	-----
B7	-----	27.90	-----
B8	-----	26.36	-----
B9	-----	35.26	-----
B10	-----	31.48	-----
C1	-----	34.04	-----
C3	19.79	17.50	0.88
C4	-----	50.39	-----
D1	-----	30.07	-----
D2	50.67	30.82	0.61
D3	15.83	17.50	1.11
D4	-----	48.53	-----

En la Tabla 6-9 se presenta la cuantía de acero de las columnas del nivel 4, obsérvese que las columnas de los ejes A1, A2, B2, B3, B4, B5, B6, B7, B8 y B9 cumplen con lo establecido en las normas mientras que las columnas A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10, B1 B10, C1, C3, C4, D1, D2, D3 y D4 no cumplen con las normas.

**Tabla 6-9 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 4**

<b>NIVEL 4</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
<b>A1</b>	17.10	39.01	2.28
<b>A2</b>	17.10	15.90	0.93
<b>A3</b>	17.10	20.61	1.21
<b>A4</b>	17.10	21.97	1.28
<b>A5</b>	17.10	21.75	1.27
<b>A6</b>	17.10	21.80	1.27
<b>A7</b>	17.10	23.05	1.35
<b>A8</b>	17.10	25.15	1.47
<b>A9</b>	17.10	24.44	1.43
<b>A10</b>	17.10	34.64	2.03
<b>B1</b>	22.80	25.76	1.13
<b>B2</b>	22.80	20.97	0.92
<b>B3</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B4</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B5</b>	22.80	17.71	0.78
<b>B6</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B7</b>	22.80	18.09	0.79
<b>B8</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B9</b>	22.80	22.53	0.99
<b>B10</b>	22.80	32.07	1.41
<b>C1</b>	15.83	31.93	2.02
<b>C3</b>	15.83	17.50	1.11
<b>C4</b>	15.83	19.13	1.21
<b>D1</b>	11.88	31.49	2.65
<b>D2</b>	15.83	26.98	1.70
<b>D3</b>	15.83	18.33	1.16
<b>D4</b>	15.83	34.20	2.16

Se revisaron todas las columnas considerando las diferentes combinaciones de carga. En las tablas Tabla 6-5 a Tabla 6-9 se presenta una comparación entre las columnas cuya cuantía de acero se pudo determinar y el área de acero requerida. Con base en los resultados, se puede concluir que las columnas A1 y C1 exceden la cuantía máxima, mientras que las columnas B3 y D2 no cumplen con las demandas de acero. Para el Primer Nivel la columna A10 excede la cuantía máxima, mientras que la columna D2 no cumple con las demandas de acero. En el Segundo Nivel las columnas A2, A3, B2, B3 y D2 no cumplen con las demandas de acero. En el Tercer Nivel las columnas A2, A3 y D4 no cumplen con las demandas de acero. Sin embargo, en el Nivel 4 se presentan 18 columnas en color rojo las cuales no cumplen con las demandas de acero para poder cumplir con la normatividad.

La geometría de las columnas cuyo armado de acero longitudinal no se conoce, es la indicada para el diseño con este reglamento debido a que aportan la rigidez necesaria para cumplir con el estado límite de servicio.

En el caso de las trabes principales tanto longitudinales como transversales realizando la revisión con el (NTC-DCEC, 2004) geoméricamente cumplen en todos los niveles. En cuanto a los armados originales, no se cuenta con dicha información por lo que no se presenta su demanda de acero.

# CAPÍTULO 7 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL DE LA ESTRUCTURA CON LAS NTC – 2017/2020

## 7.1 Análisis sísmico dinámico modal espectral

### 7.1.1 Condiciones de regularidad

#### 7.1.1.1 Estructura regular

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

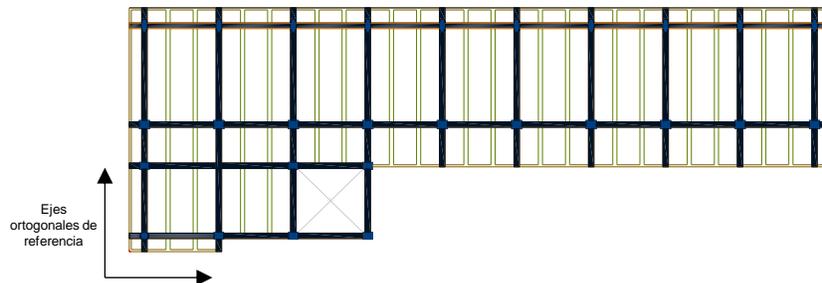


Figura 7-1 Asimetría en planta de un edificio

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

$$\frac{21.00 \text{ m}}{10.20 \text{ m}} = 2.05 < 4$$

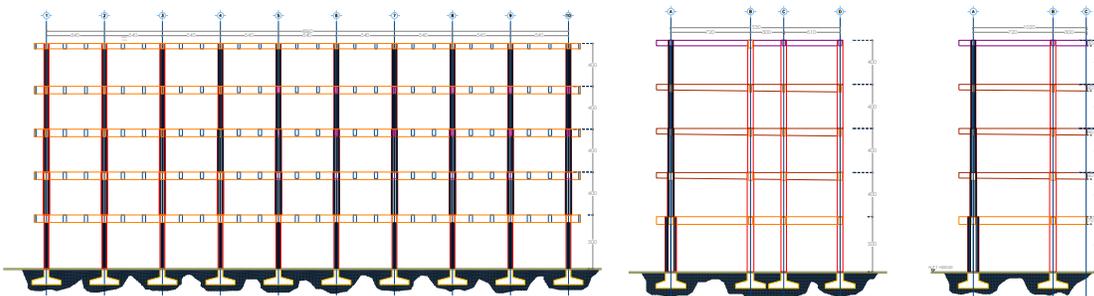


Figura 7-2 Relación de altura y menor dimensión de la base de un edificio

3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro. No Cumple

$$\frac{48.60 \text{ m}}{7.20 \text{ m}} = 6.75 < 4$$

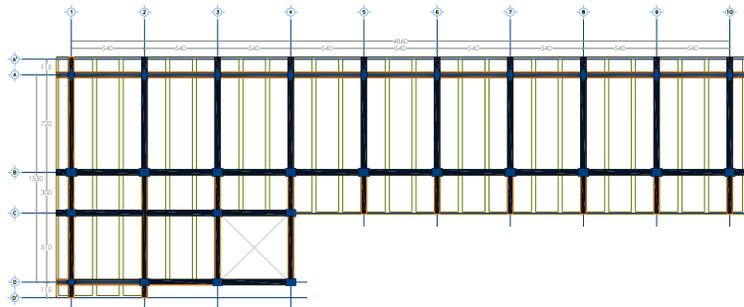


Figura 7-3 Efectos generados en el diafragma de un edificio alargado

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**

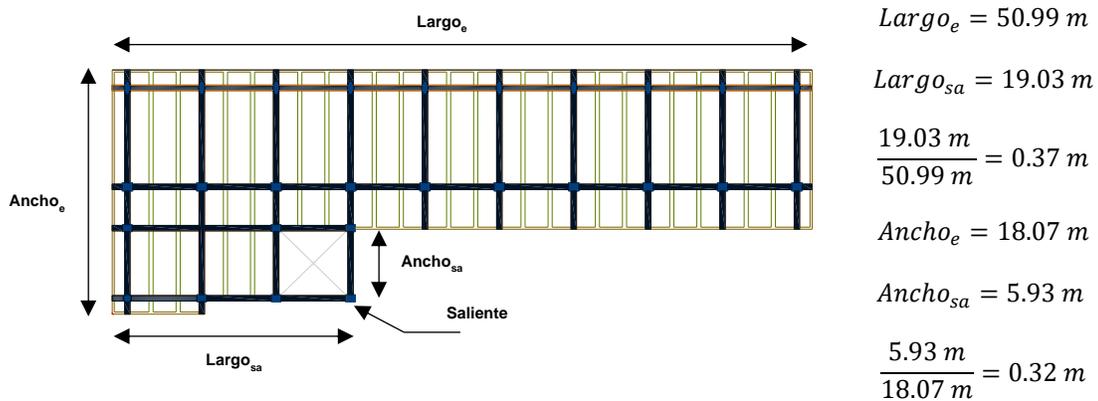


Figura 7-4 Entrantes y salientes en planta

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. **No cumple**

No cumple con el inciso 4 con lo establecido en la sección 2.7 de (NTC-DCECC, 2021).

6) El sistema de piso no tiene aberturas en algún nivel que 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**

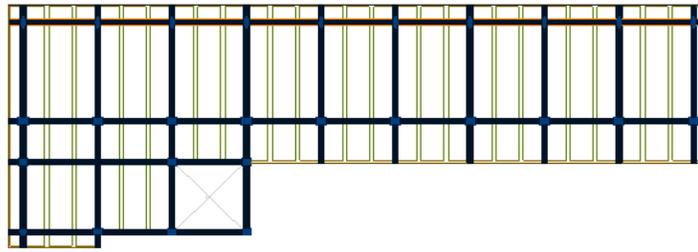


Figura 7-5 Aberturas en planta de un edificio y Variación en la posición de aberturas

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

Tabla 7-1 Peso de cada nivel obtenida del análisis modal espectral

Nivel	Masas tonf-s <sup>2</sup> /m	Peso [ton]	$P_i/P_{i+1}$
5	69.04	677.26	0.89
4	77.33	758.57	0.96
3	80.70	791.64	0.90
2	89.58	878.74	0.82
1	109.51	1074.31	No aplica
Base	28	278	No aplica
	$\Sigma$	4459	

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

Todos los entrepisos tienen las mismas dimensiones en planta.

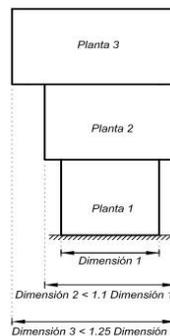


Figura 7-6 Variación de las dimensiones en altura del edificio

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

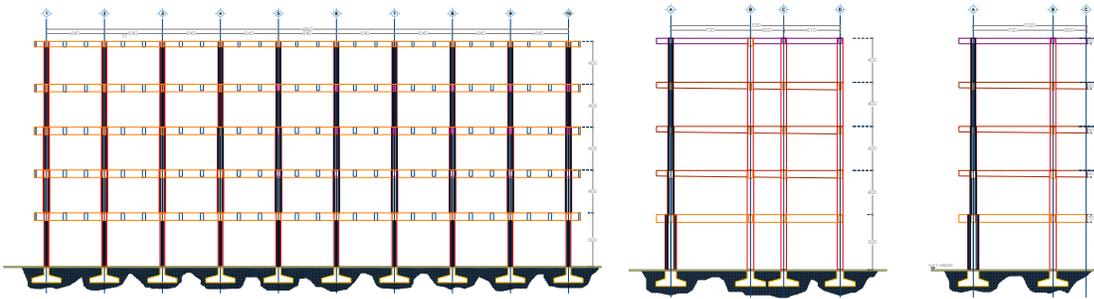


Figura 7-7 Variaciones de rigidez

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

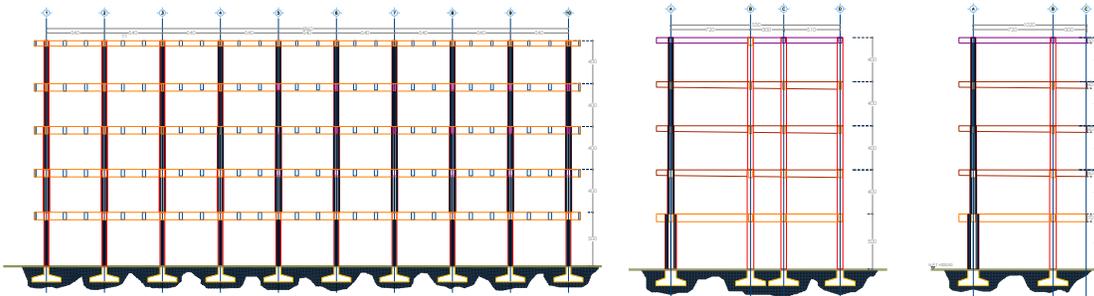


Figura 7-8 Variaciones de alturas típicas en de columnas

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. No cumple

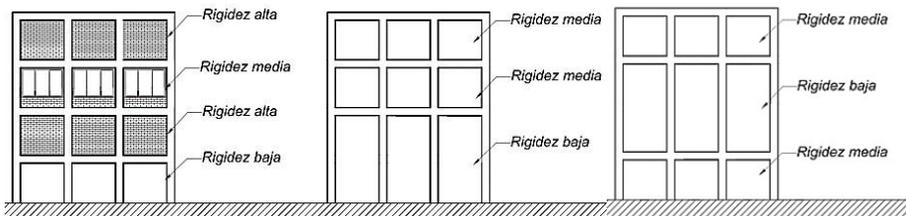


Figura 7-9 Comparaciones de rigideces por entrepiso

**Tabla 7-2 Rigidez de entrepiso dirección X**

Nivel $i$	$k_i$ (ton/m)	$k_i/k_{i-1}$	$1-k_i/k_{i-1}$ (%)
4	22,128.71	0.67	32.96%
3	33,010.30	0.74	26.06%
2	44,645.83	0.77	22.59%
1	57,671.76	0.43	57.21%
PB	134,767.00		

**Tabla 7-3 Rigidez de entrepiso dirección Y**

Nivel $i$	$k_i$ (ton/m)	$k_i/k_{i-1}$	$1-k_i/k_{i-1}$ (%)
4	32,235.88	0.84	16.25%
3	38,490.48	0.78	21.54%
2	49,058.74	0.83	17.37%
1	59,369.10	0.76	23.71%
PB	77,822.06		

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. **No cumple**

**Tabla 7-4 Desplazamiento lateral de los extremos**

Posición del nodo	Desplazamiento		Porcentaje de diferencia	
	X (cm)	Y (cm)	$X_i/X_{prom}$	$Y_i/Y_{prom}$
A	7.01	5.22	36.17	16.18
B	6.72	8.57	30.54	37.60
C	4.41	8.57	14.34	37.60
D	3.82	3.46	25.80	44.44
E	3.78	5.32	26.57	14.58
<b>Promedio</b>	5.15	6.23		

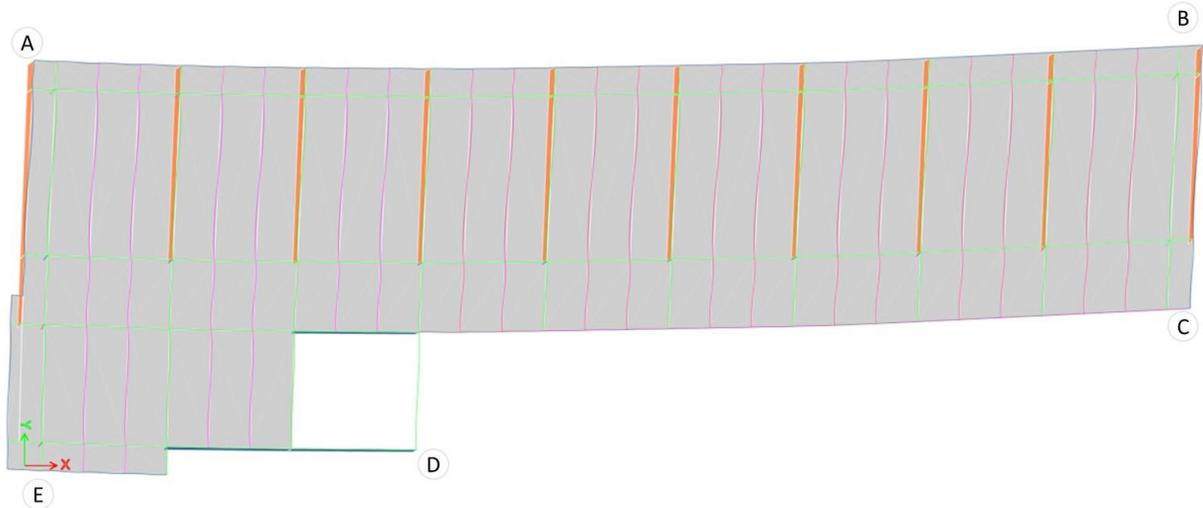
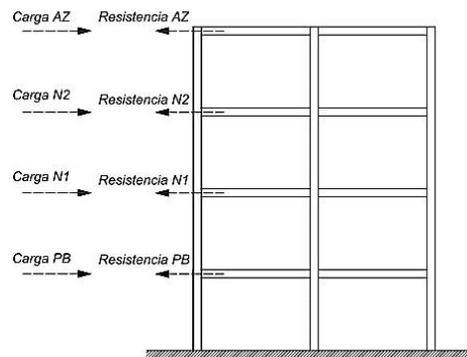


Figura 7-10 Desplazamientos típicos en un edificio

13) En sistemas diseñados para  $Q=4$ , 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  $Q \leq 3$ , en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Este punto no se considera debido a que no se cuenta con la memoria de cálculo y planos estructurales completos de diseño.



Si  $Q = 4$  entonces no se debe cumplir que

$$\frac{\text{Resistencia entrepiso } i}{\text{Carga entrepiso } i} < 0.85 \text{ Promedio } \frac{\text{Resistencia entrepisos}}{\text{Carga entrepisos}}$$

Si  $Q \leq 3$  entonces no se debe cumplir que

$$\frac{\text{Resistencia entrepiso } i}{\text{Carga entrepiso } i} < 0.75 \text{ Promedio } \frac{\text{Resistencia entrepisos}}{\text{Carga entrepisos}}$$

Figura 7-11 Condiciones de resistencias y cargas laterales

Debido a que los incisos 3, 4, 5, 11 y 12 no se cumplen por lo tanto la estructura se considera muy irregular y se utilizará un factor de irregularidad de 0.7 para su análisis.

### 7.1.2 Factor de importancia

El proyecto pertenece al **Grupo A al subgrupo A2**, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en el Artículo 139 describe las siguientes definiciones:

**Grupo A:** Edificaciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de pérdidas de vidas humanas, o constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, y edificaciones cuyo funcionamiento es esencial ante una emergencia urbana.

**Subgrupo A2:** Estructuras cuya falla podría causar:

- Un impacto social importante, como estadios, salas de reuniones, templos, auditorios y otras, que puedan albergar más de 1000 personas.
- Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.
- La pérdida de material de gran valor histórico o cultural: museos, monumentos, y estructuras que contengan archivos jurídicos o registros públicos.

### 7.1.3 Factor de hiperestaticidad ( $k_1$ )

Para la estructura se tomará un factor de hiperestaticidad igual a **0.8** para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis ( $k_1 = 0.8$ ).

### 7.1.4 Espectro de diseño

Las acciones sísmicas de diseño se determinaron a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID (<https://saside.unam.mx/webNormasCDMX/default.aspx>), para la ubicación con dirección Escolar 04360, C.U., Coyoacán, 04510 Ciudad de México, CDMX. En la tabla 3-1 muestra los parámetros de entrada utilizados.

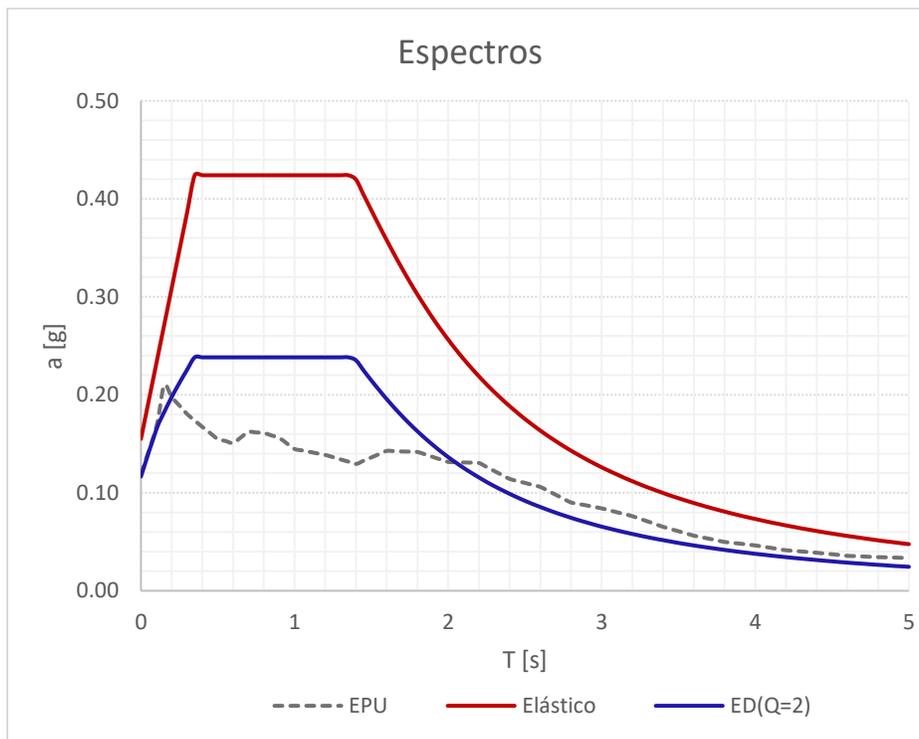
**Tabla 7-5 Parámetros de entrada para obtener los espectros de diseño contenido en SASID**

Factor de importancia	A2
Factor de irregularidad	0.7
Factor de comportamiento sísmico (Q)	2
Factor de hiperestaticidad ( $k_1$ )	0.8

En la tabla se muestran los parámetros sísmicos del espectro y en la figura muestra los espectros elásticos y de diseño.

Zonificación geotécnica	Zona I
Periodo dominante de vibrar más largo de terreno	$T_s = 0.5$ [s]
Aceleración inicial	$a_0 = 117$ gal
Periodo característico inicial	$T_a = 0.6$ seg
Periodo característico final	$T_b = 1.1$ seg

Cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura	$k = 1.5$
Factor de comportamiento sísmico en X	$Q = 2$
Factor de comportamiento sísmico en Y	$Q = 2$
Latitud	19.3311454
Longitud	-99.1851999



**Figura 7-12 Espectros elásticos, de peligro uniforme y de diseño (Q=2)**

## 7.2 Modelo estructural

Se realizó el análisis modal espectral lineal a partir de un modelo en 3D en el software comercial ETABS 19, para realizar el modelo se recabó la información y los planos geométricos que se presentan en (Zumaya M., 2011). Se corroboraron algunas secciones como son muros de mampostería de tabique hueco, secciones de columnas, elementos estructurales que conforman la zona de escaleras y las losas macizas.

Para el modelo de la estructura se utilizaron elementos barra para columnas y trabes, elementos placa para losas y para muros elementos shell. Para la definición de los materiales se aplicaron (NRSECDS, 2017). Para realizar el análisis elástico convencional se aplicaron las (NTC-DSC, 2020).

También se realizó un modelo en el mismo software comercial a partir del estudio denominado “Propiedades dinámicas de edificios escolares como parámetro de evaluación de la salud estructural

empleando registros de vibraciones ambientales” (Arzate M. , 2019), este modelo se realizó para utilizarlo de guía y corroborar las propiedades dinámicas de la estructura.

Se recalca que para el estudio regirá lo que establecen las Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017.

### 7.3 Modelo (NTC-DSC, 2020)

A partir del modelo calibrado se modificaron las cargas muertas las cuales corresponden a la Tabla 2-3 y Tabla 2-4, para cargas vivas se aplicaron las que se presentan en la Tabla 2-5 que corresponden a las cargas recomendadas en (NTC-CADE, 2017). Cabe mencionar que se realizaron dos modelos matemáticos elásticos de los cuales uno se consideró para el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales el módulo de elasticidad del concreto y los momentos de inercia considerando el área de la sección bruta y para el segundo modelo se consideró el efecto del agrietamiento como se menciona en la sección 3.2 de este documento. En ambos modelos se consideró la excentricidad accidental.

#### 7.3.1 Periodos de la estructura

Según el apartado 6.1 de las (NTC-DSC, 2020), el análisis modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

De acuerdo con el análisis en la Tabla 7-6 el 90 por ciento de la suma de los pesos efectivos en la dirección X se cumple en el modo número 6 y en la dirección Y en el modo número 10. Se aumentaron los modos de vibrar para aumentar la participación tratando de llegar al 100 por ciento.

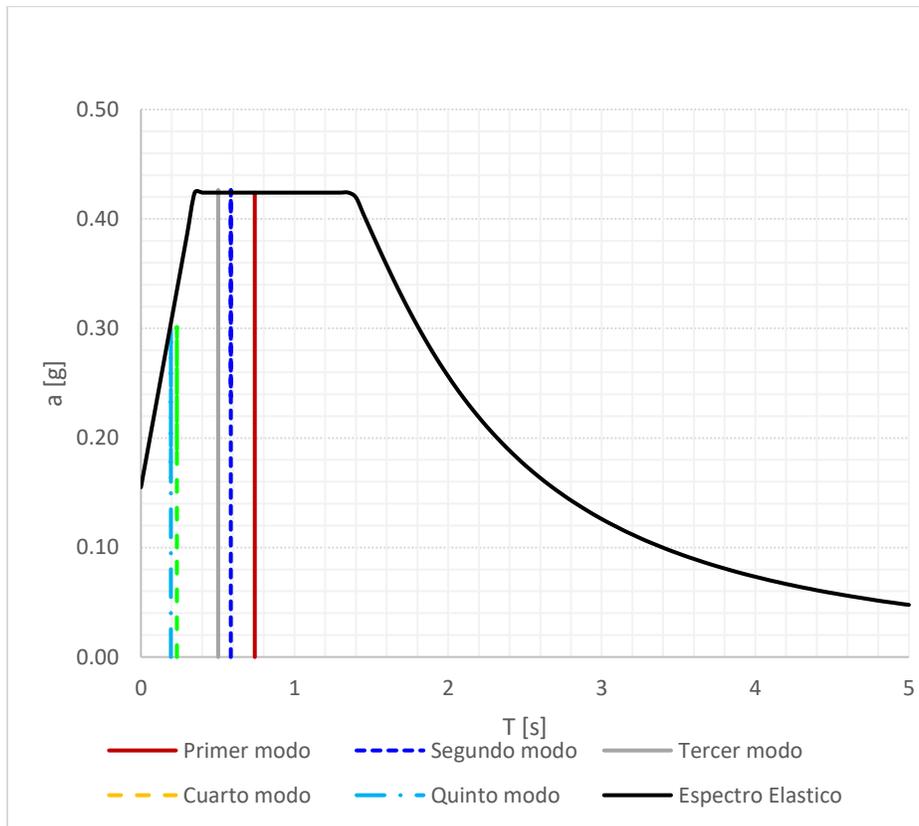
**Tabla 7-6 Periodos de vibración y participación modal**

Modo	Periodo (s)	Sum UX (ETABS)	Sum UY (ETABS)	Participación modal X	Participación modal Y
1	0.741	0.0208	0.289	2.08	28.9
2	0.585	0.2005	0.4219	20.05	42.19
3	0.503	0.3363	0.4712	33.63	47.12
4	0.234	0.3848	0.6219	38.48	62.19
5	0.195	0.7484	0.699	74.84	69.9
6	0.17	0.9182	0.7426	91.82	74.26
7	0.126	0.9187	0.8442	91.87	84.42
8	0.107	0.9408	0.8447	94.08	84.47
9	0.097	0.9693	0.852	96.93	85.2
10	0.09	0.9713	0.8936	97.13	89.36
11	0.081	0.9718	0.9611	97.18	96.11
12	0.074	0.9961	0.9698	99.61	96.98

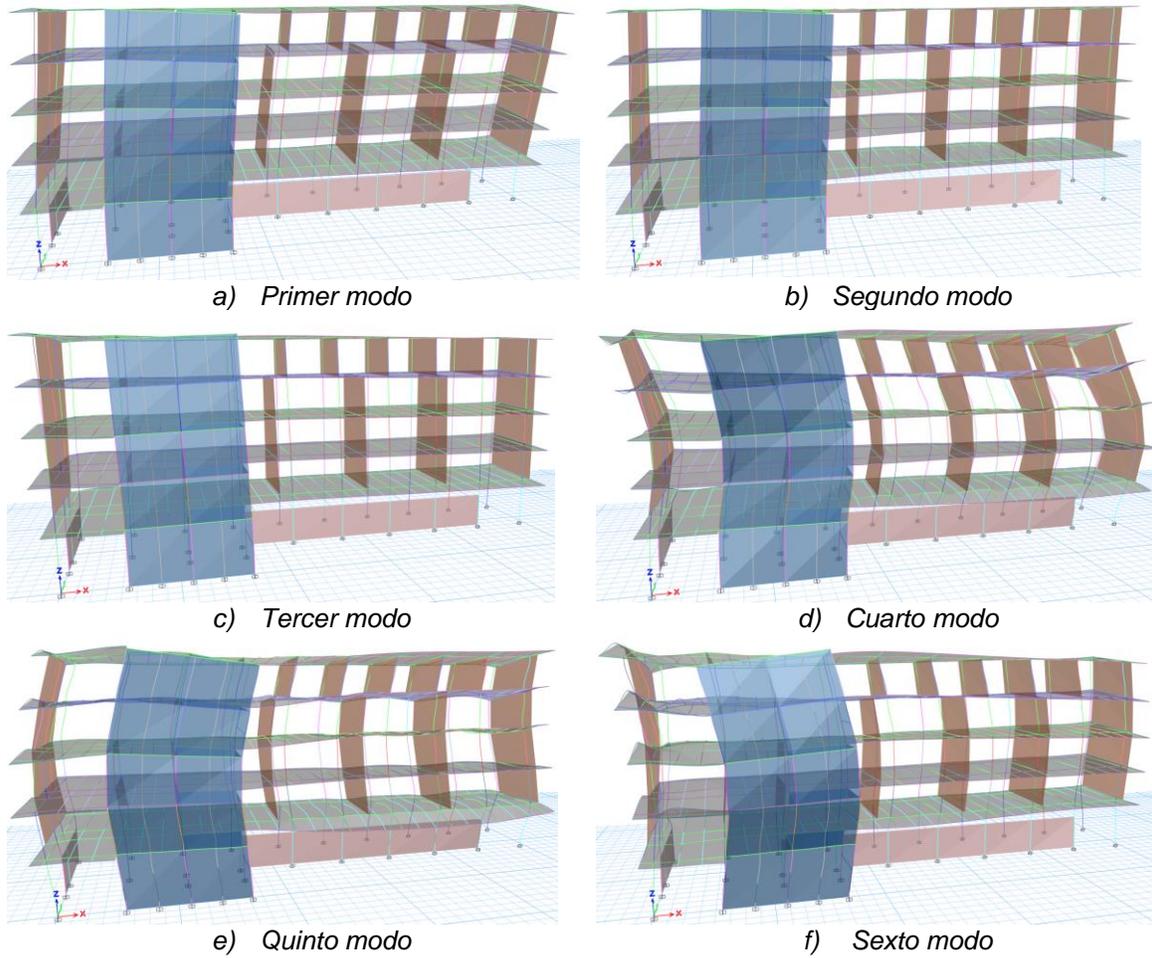
13	0.068	0.9988	0.998	99.88	99.8
14	0.061	0.9995	0.9983	99.95	99.83
15	0.057	1	1	100	100
16	0.012	1	1	100	100

Para el análisis de las respuestas modales, aunque se dan dos opciones para el cálculo de las respuestas totales, el uso de modelos tridimensionales suele resultar en periodos de vibrar que no difieren entre sí en al menos 10 por ciento, de tal manera que en la gran mayoría de los casos debe usarse la combinación cuadrática completa para superponer los efectos de los modos de vibrar que deban ser considerados durante el análisis (NTC-DSC, 2020).

Por lo anterior se decidió utilizar el Método CQC (Combinación Cuadrática Completa por sus siglas en inglés). Se grafican los periodos de la estructura en el espectro elástico, los primeros tres modos se ubican en la meseta del espectro elástico y a partir del cuarto modo se localizan en la rama ascendente del espectro.



**Figura 7-13 Ubicación de los modos de vibrar de la estructura en el espectro elástico**

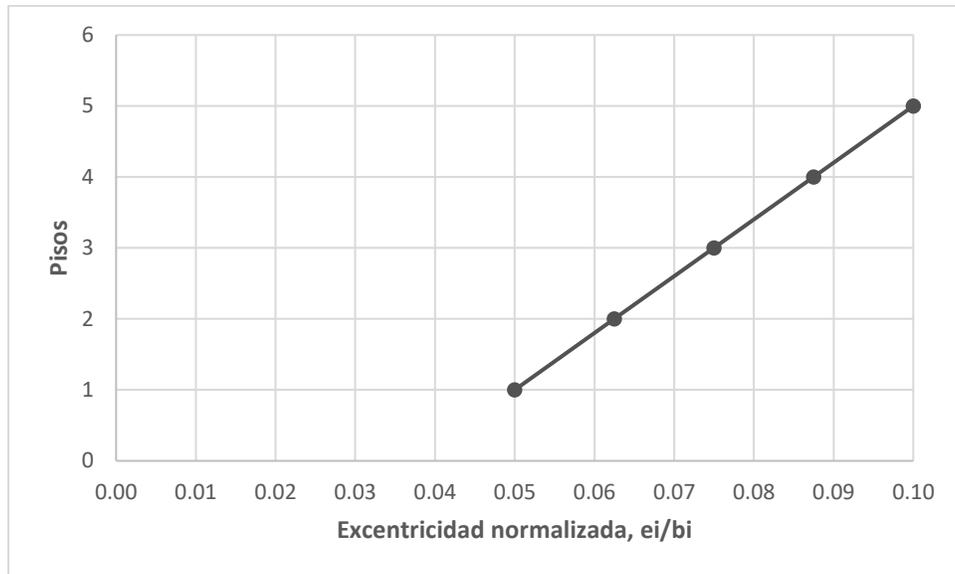


**Figura 7-14 Modos de vibrar Edificio B**

## 7.4 Cálculo de la excentricidad accidental

**Tabla 7-7 Excentricidad accidental calculada y aplicada al Edificio B**

Piso i	$0.05+0.05 (i-1)/(n-1)$	Dirección corta	Dirección larga
5	0.1000	1.530	4.860
4	0.0875	1.339	4.253
3	0.0750	1.148	3.645
2	0.0625	0.956	3.038
1	0.0500	0.765	2.430



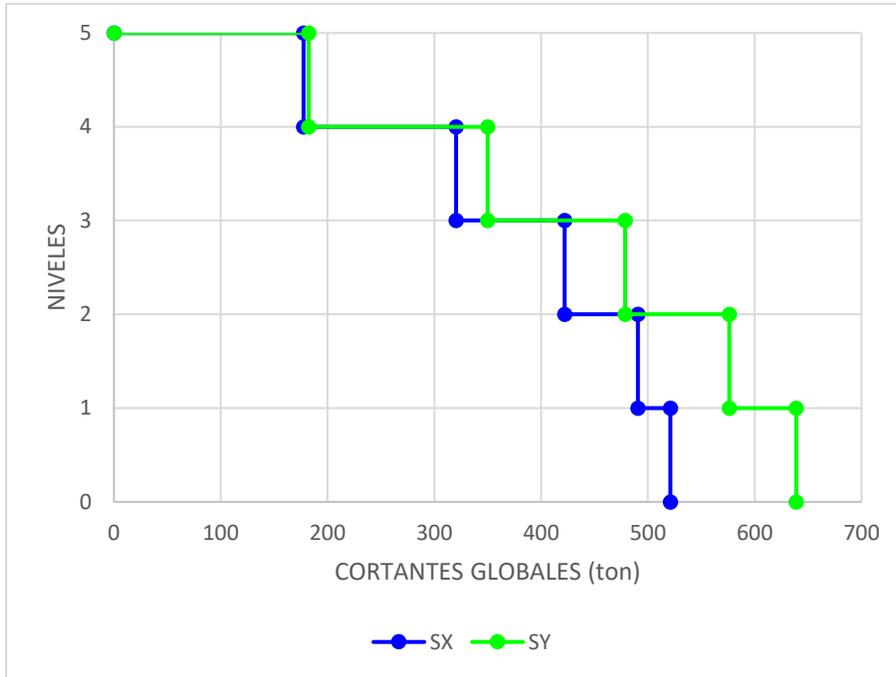
**Figura 7-15 Variación de la excentricidad accidental**

## 7.5 Revisión del cortante basal

Para la revisión del cortante basal se aplicará con lo establecido en la sección 6.3 (NTC-DSC, 2020), las Normas establecen un requerimiento de cortante basal mínimo resistente para aportar niveles adecuados de seguridad a los edificios altos. en la Tabla 7-8 se presentan los cortantes en cada entrepiso obtenido del análisis modal.

**Tabla 7-8 Cortantes de entrepiso en las dos direcciones de análisis**

Nivel	H [m]	Vx [ton]	Vy [ton]
Nivel 4	21	177.59	182.25
Nivel 3	17	320.42	349.92
Nivel 2	13	421.91	478.66
Nivel 1	9	490.51	576.06
PB	5	521.02	638.93



**Figura 7-16 Cortantes de entresida Edificio B**

De acuerdo con el análisis modal espectral la fuerza cortante basal en dirección X es de  $V_x = 521.01 \text{ ton}$  y en dirección Y  $V_y = 638.93 \text{ ton}$ . Según los datos del SASID, el periodo de vibración del suelo  $T_s = 0.5 \text{ s}$ . Para realizar esta revisión las (NTC-DSC, 2020) en el apartado 1.7 las fuerzas cortantes basales serán mayores que  $a_{min} W_o$  donde  $a_{min}$  es la aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad para el cálculo del cortante basal mínimo de diseño, 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.  $W_o = 4457.48 \text{ ton}$  el cual es el peso total de la estructura al nivel del desplante que incluye el peso propio, carga muerta y carga viva reducida, en este caso  $a_{min}$  se tomará igual a  $0.04/R$  cuando  $T_s < 0.5\text{s}$ .

$$V_{min} = a_{min} W_o \leq V_o$$

$$V_{min} = (0.04/1.40)4457.48 = 127.35\text{ton}$$

$$127.35 \leq V_x = 521.01 \text{ ton}$$

$$127.35 \leq V_y = 638.93 \text{ ton}$$

Al realizar la revisión se concluye que se cumple con el cortante basal mínimo.

En la Figura 7-17 se muestran los cortantes para cada nivel de las diferentes combinaciones las cuales se afectaron por su correspondiente factor de carga.

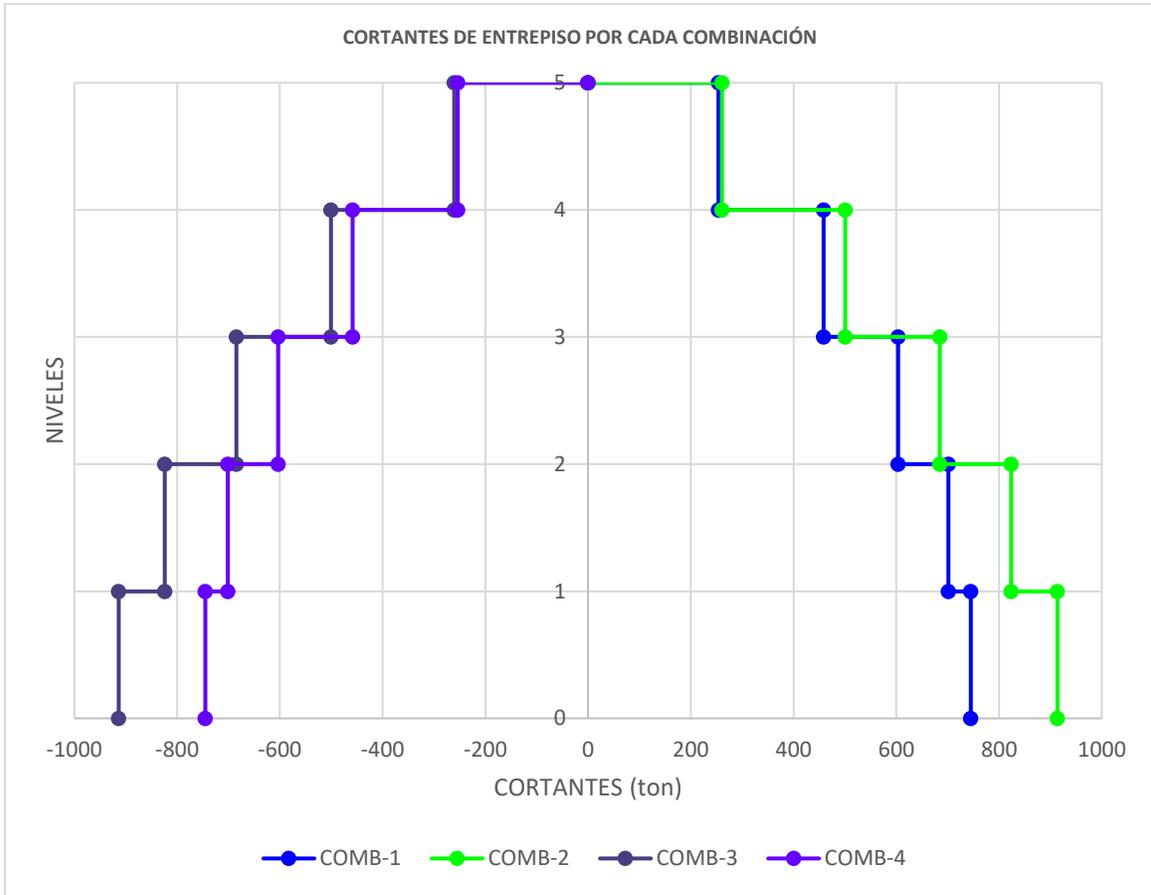


Figura 7-17 Cortantes de entrepiso para cada combinación de carga

## 7.6 Parámetros sísmicos

En este apartado se calcularon los parámetros sísmicos para poder revisar el estado límite de prevención de colapso y limitación de daños ante sismos frecuentes. Para ambas revisiones es importante calcular la sobre-resistencia la cual depende de un factor básico de resistencia  $R_0$  la cual se determina a partir del factor de comportamiento sísmico y del tipo de estructura de mampostería, concreto o acero, además se aplicará un factor de incremento para estructuras bajas y rígidas  $K_2$  la cual dependerá del periodo de la estructura y periodo característico inicial de la meseta del espectro. El factor  $K_2$  para el caso de estudio el menor que cero lo cual no incrementa la sobre-resistencia, para que el factor  $K_2$  sea mayor que cero el periodo fundamental de la estructura en estudio no debe exceder el periodo  $T_a$  es por ello que solo es aplicable para estructuras pequeñas y rígidas.

El factor de reducción por comportamiento sísmico  $Q'$  y el coeficiente entre coordenadas espectrales del espectro  $K_s$  se aplicarán únicamente para calcular el estado límite de limitación de daños antes sismos frecuentes.

### 7.6.1.1 Dirección de análisis X

Factor de corrección por hiperestaticidad  $k_1 = 1.5$

Factor básico de sobre resistencia  $R_0 = 1.75$

Factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$

Periodo de la estructura  $T_x = 0.584 \text{ s}$

$T_a = 0.4 \text{ s}$

$T_b = 1.4 \text{ s}$

$k = 1.5$

#### Factor de reducción por comportamiento sísmico

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; \quad \text{si } T_a < T \leq T_b$$

$$Q' = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1}{1.5}} = 1.816$$

#### Coefficiente entre ordenadas espectrales del espectro

$$K_s = \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}; \quad \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0 \text{ s}$$

$$K_s = \frac{1}{6 - 4(0.5 - 0.5)} = 0.167$$

#### Factor de incremento para estructuras bajas y rígidas

$$k_2 = 0.5[1 - (T/T_a)^{1/2}] > 0$$

$$k_2 = 0.5[1 - (0.584/0.4)^{1/2}] = -0.104 > 0$$

#### Factor de reducción por sobre-resistencia

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

$$R = 0.8 * 1.75 + 0 = 1.40$$

#### 7.6.1.2 Dirección de análisis Y

Factor de corrección por hiperestaticidad  $k_1 = 1.5$

Factor básico de sobre resistencia  $R_0 = 1.75$

Factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$

Periodo de la estructura  $T_y = 0.740 \text{ s}$

$$T_a = 0.4 \text{ s}$$

$$T_b = 1.40 \text{ s}$$

$$k = 1.5$$

#### Factor de reducción por comportamiento sísmico

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; \quad \text{si } T_a < T \leq T_b$$

$$Q' = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1}{1.5}} = 1.816$$

#### Coefficiente entre ordenadas espectrales del espectro

$$K_s = \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}; \quad \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0\text{s}$$

$$K_s = \frac{1}{6 - 4(0.5 - 0.5)} = 0.167$$

#### Factor de incremento para estructuras bajas y rígidas

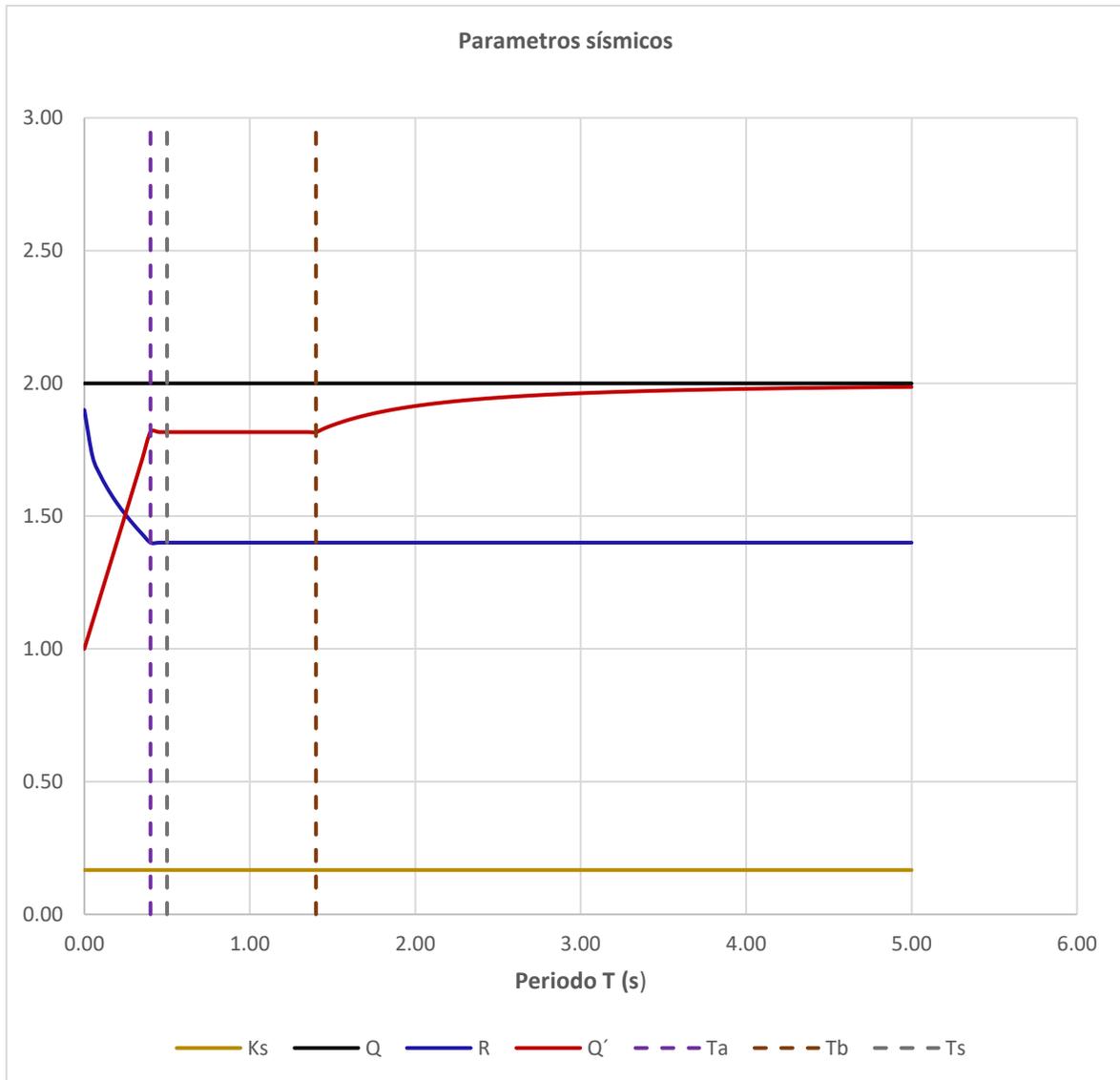
$$k_2 = 0.5[1 - (T/T_a)^{1/2}] > 0$$

$$k_2 = 0.5[1 - (0.740/0.4)^{1/2}] = -0.180 > 0$$

#### Factor de reducción por sobre-resistencia

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

$$R = 0.8 * 1.75 + 0 = 1.40$$



**Figura 7-18** Parámetros sísmicos para el caso de estudio aplicando las (NTC-DSC, 2020)

### 7.7 Estado límite de seguridad contra colapso

Para la revisión del estado límite de seguridad contra colapso, a partir de los desplazamientos máximos obtenidos del análisis modal espectral lineal se calcularon las distorsiones las cuales se multiplicaron por Q y por R correspondientes al caso de estudio las cuales se muestran en la Tabla 7-9 para el análisis en dirección X y para la dirección Y la Tabla 7-10. En la Figura 7-19 y en la Figura 7-20 se puede observar que las distorsiones para ambas direcciones no exceden a la distorsión máxima permisible de 0.015 para marcos de concreto de ductilidad baja que se presentan en las (NTC-DSC, 2020).

### 7.7.1 Dirección X

Tabla 7-9 Revisión del estado límite de colapso

Nivel	Altura de entrespiso (cm)	Deformación (cm)	Distorsión $\delta$	Q	R	QR $\delta$
		X	X			X
5	400	7.02	0.00327	2	1.4	0.00916
4	400	5.71	0.00418	2	1.4	0.01171
3	400	4.03	0.00423	2	1.4	0.01185
2	400	2.34	0.00387	2	1.4	0.01084
1	500	0.79	0.00158	2	1.4	0.00443

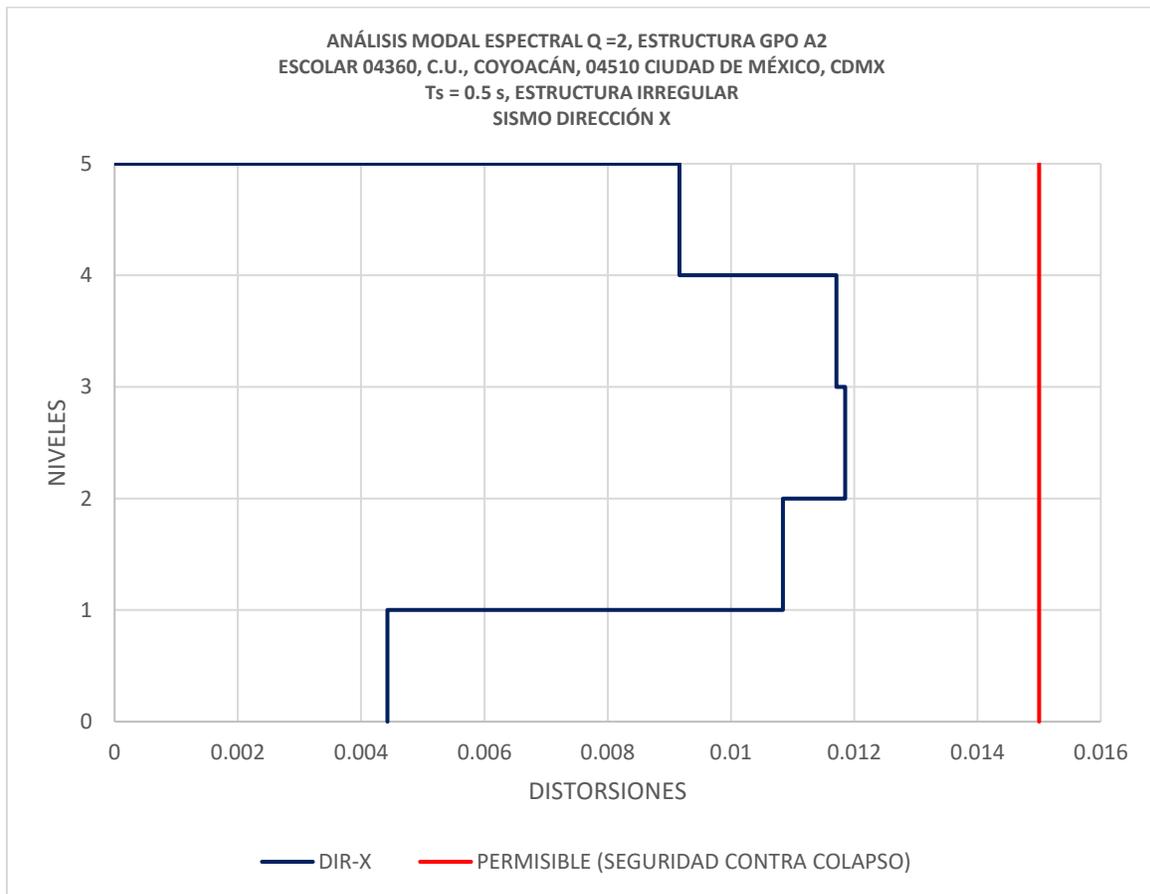


Figura 7-19 Distorsiones máximas de entrespiso, correspondientes a seguridad contra colapso

### 7.7.2 Dirección Y

Tabla 7-10 Revisión estado límite de colapso

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación (cm)	Distorsión $\delta$	Q	R	QR $\delta$
		Y	Y			Y
5	400	8.57	0.00281	2	1.4	0.00787
4	400	7.45	0.00458	2	1.4	0.01284
3	400	5.62	0.00496	2	1.4	0.01388
2	400	3.63	0.00477	2	1.4	0.01337
1	500	1.72	0.00344	2	1.4	0.00965

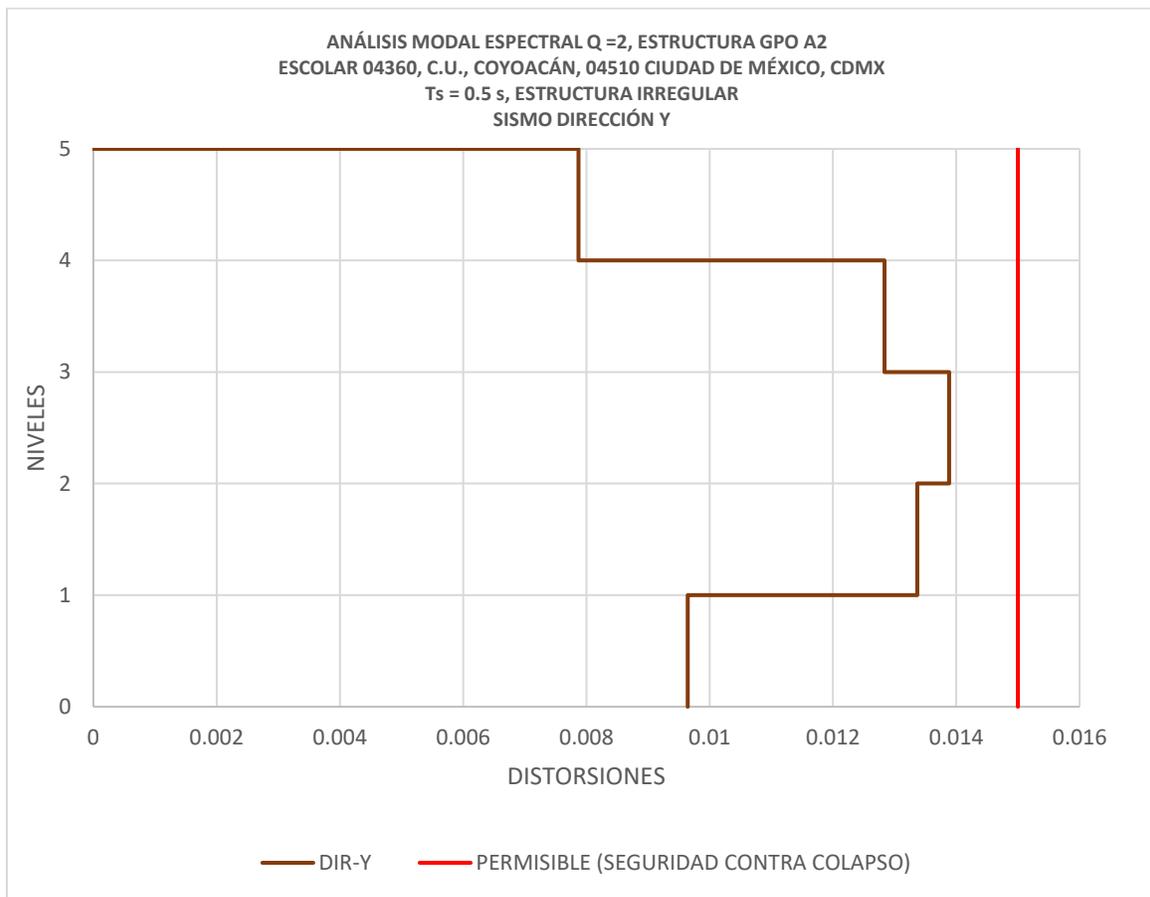


Figura 7-20 Distorsiones máximas de entrepiso, correspondientes a seguridad contra colapso

## 7.8 Limitación de daños

Para la revisión de limitación de daños se tomaron las mismas distorsiones para cada nivel y altura de entepiso del caso de estudio que se utilizaron en la revisión del estado límite de prevención de colapso. Estos desplazamientos se multiplicaron por sus parámetros sísmicos antes calculados que se presentan en este documento.

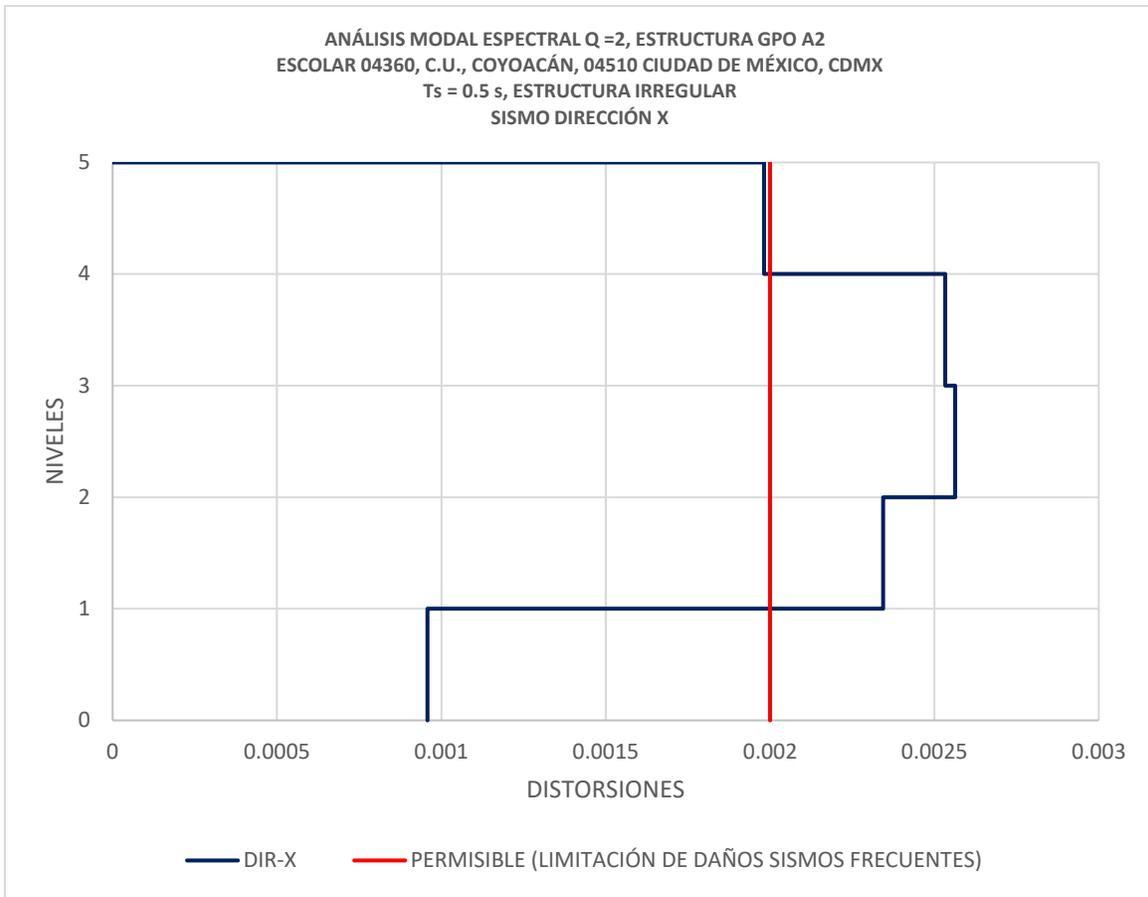
En la Tabla 7-11 se calcularon las distorsiones finales del análisis en dirección X y las cuales se muestran en la Figura 7-21. Las distorsiones se compararon con la distorsión permisible 0.002 establecida en la (NTC-DSC, 2020), se observa que el primer, segundo y tercer nivel rebasa, el cuarto nivel coincide con la distorsión permisible.

Para el análisis en dirección Y los cálculos de las distorsiones finales se presentan en la Tabla 7-12 y en la Figura 7-22 se puede observar que, al comparar las distorsiones de la planta baja, primer, segundo y tercer nivel rebasan la distorsión permisible.

### 7.8.1 Dirección X

*Tabla 7-11 Revisión de estado límite de limitación de daños dirección X*

Nivel	Altura de entepiso (cm)	Deformación (cm)	Distorsión $\delta$	Q'	R	Ks	Q'RKs $\delta$
		X	X				X
5	400	7.02	0.00327	1.816	2	0.167	0.00198
4	400	5.71	0.00418	1.816	2	0.167	0.00253
3	400	4.03	0.00423	1.816	2	0.167	0.00256
2	400	2.34	0.00387	1.816	2	0.167	0.00234
1	500	0.79	0.00158	1.816	2	0.167	0.00096

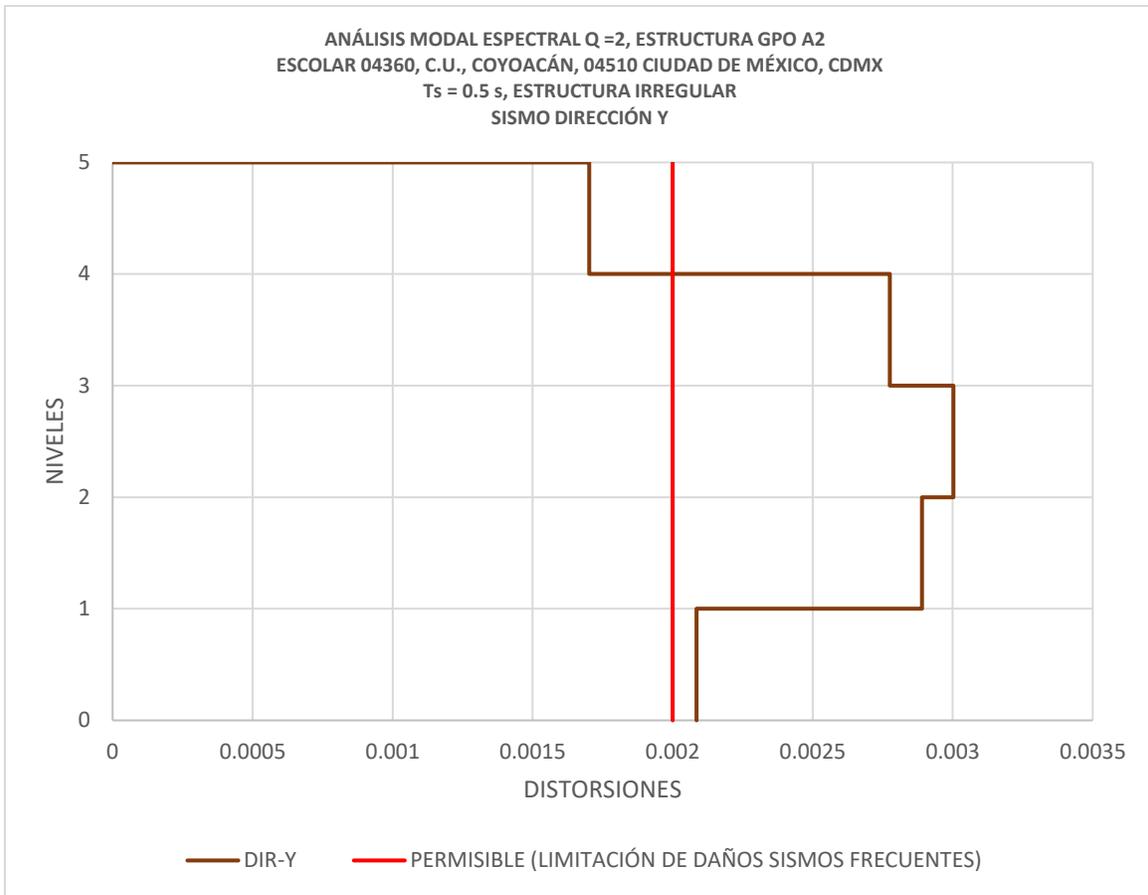


**Figura 7-21 Distorsiones máximas de entrepiso, correspondientes a limitación de daños**

### 7.8.2 Dirección Y

**Tabla 7-12 Revisión estado límite de limitación de daños dirección X**

Nivel	Altura de entrepiso (cm)	Deformación (cm) Y	Distorsión $\delta$ Y	Q'	R	Ks	Q'RKs $\delta$ Y
5	400	8.57	0.00281	1.816	2	0.167	0.00170
4	400	7.45	0.00458	1.816	2	0.167	0.00278
3	400	5.62	0.00496	1.816	2	0.167	0.00300
2	400	3.63	0.00477	1.816	2	0.167	0.00289
1	500	1.72	0.00344	1.816	2	0.167	0.00209



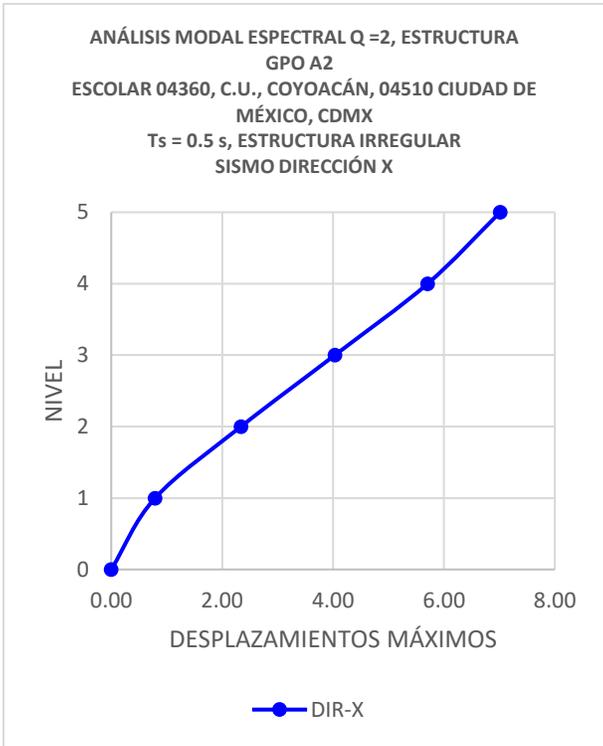
**Figura 7-22 Distorsiones máximas de entrepiso, correspondientes a limitación de daños**

### 7.9 Desplazamientos máximos

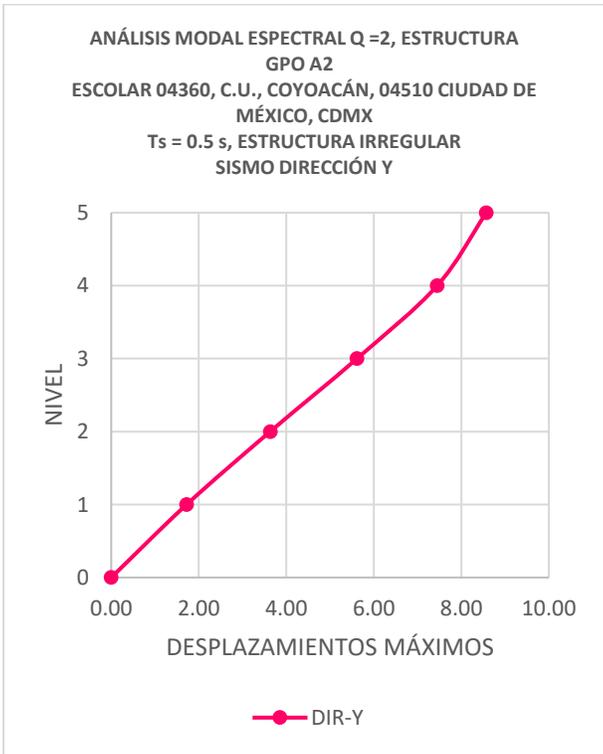
En la Tabla 7-13 se presentan los valores de los desplazamientos máximos en cada nivel y altura de entrepiso. En la Figura 7-23 se muestran los desplazamientos máximos en la dirección X y en la Figura 7-24 los desplazamientos máximos en la dirección Y.

**Tabla 7-13 Desplazamientos máximos para la estructura en estudio**

Piso	Altura de entrepiso (cm)	Deformación (cm)	
		X	Y
5	400	7.02	8.57
4	400	5.71	7.45
3	400	4.03	5.62
2	400	2.34	3.63
1	500	0.79	1.72



**Figura 7-23 Desplazamientos máximos dirección X**

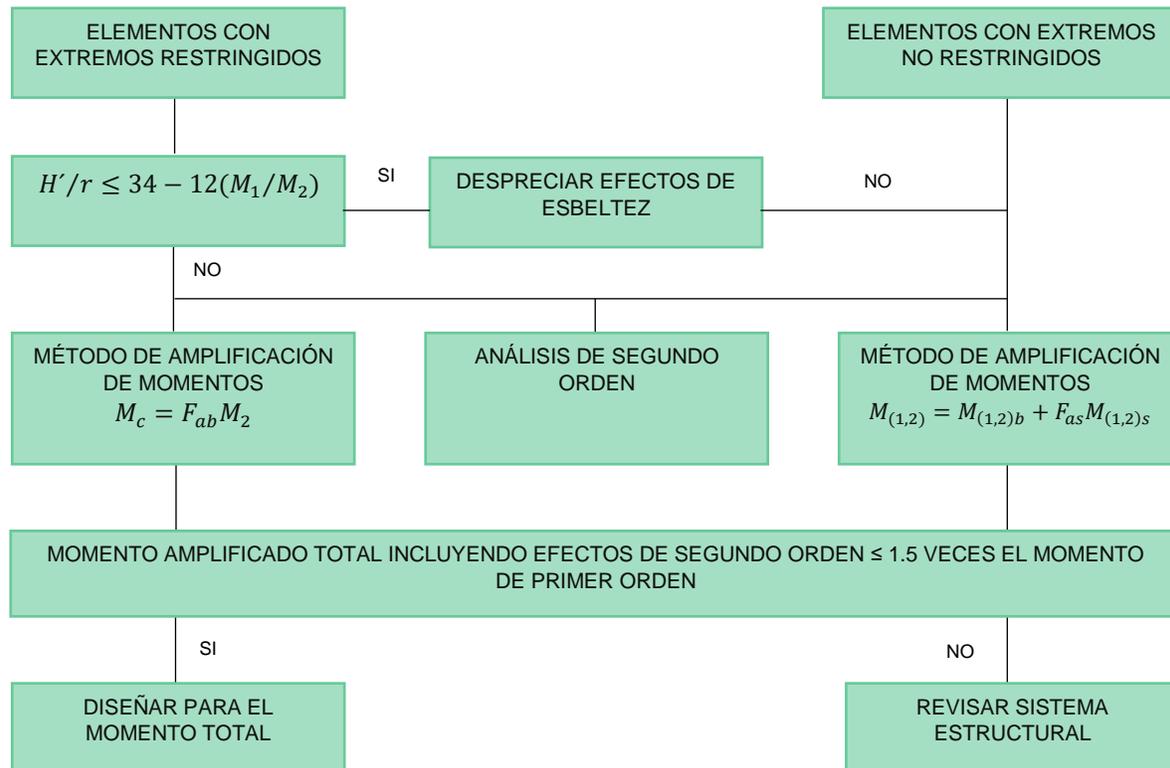


**Figura 7-24 Desplazamientos máximos dirección Y**

## 7.10 Revisión de columnas

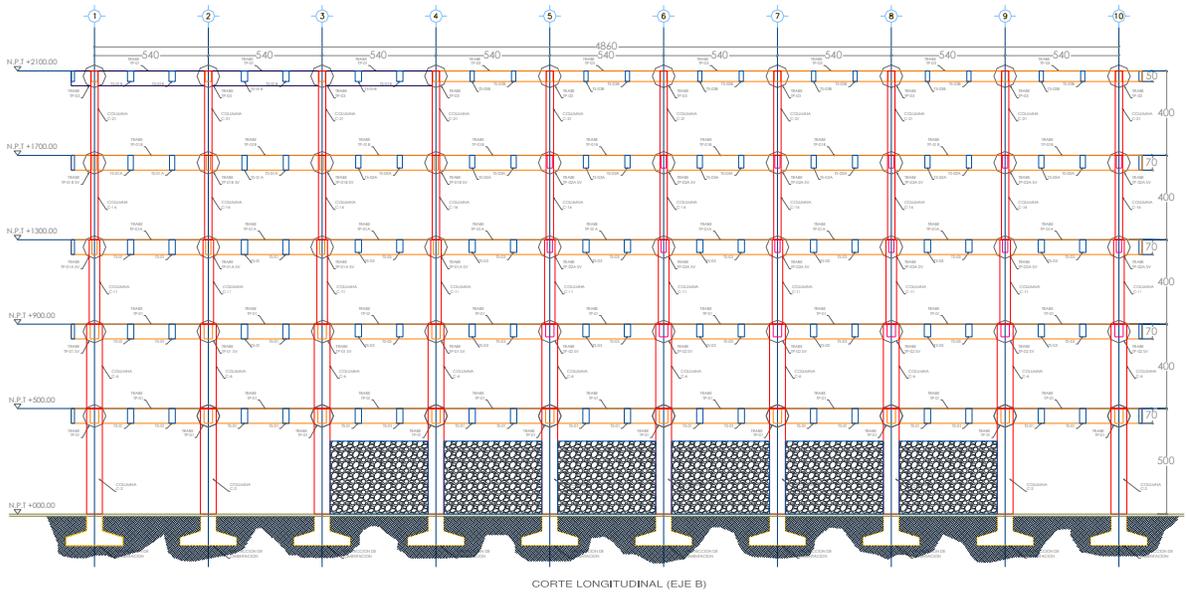
### 7.10.1 Evaluación de los efectos de esbeltez (ntc)

Para llevar a cabo esta revisión se utilizará el diagrama que establece la (NTC-DCECC, 2021).



**Figura 7-25 Diagrama de evaluación de efectos de esbeltez (Guzmán, 2022)**

Para la revisión de las columnas se tomará en cuenta los efectos de esbeltez si es el caso, a continuación, se muestra el diseño de la columna C-2 localizada en los ejes B y 2:



**Figura 7-26 Localización de columna C-2**

a) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez

**Tabla 7-14 Elementos mecánicos columnas C-2**

Caso de carga	Localización	Carga axial (ton)	Momento flector (ton-m)	
			M2	M3
Caso 1	Inferior	24.13	15.23	10.24
	Superior	18.19	8.97	2.22
Caso 2	Inferior	330.05	14.80	10.68
	superior	324.14	8.96	1.57

1) Se revisa la condición para el segundo caso, puede considerarse que no hay desplazamientos laterales apreciables si:

$$Q \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.08 \frac{V_i}{W_u}$$

$$(2) \left( \frac{0.004521}{5} \right) \leq (0.08) \left( \frac{745.05}{4106.49} \right)$$

$0.0018 \leq 0.0144$  por lo tanto, se considera que no hay desplazamientos laterales apreciables en planta baja.

Debido a que se trata de un caso de miembros restringidos lateralmente se realiza la siguiente revisión para la columna C-2 para los casos de carga de la Tabla 7-14:

Caso 1 (M2)	Caso 2 (M2)
$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ $\frac{353.31}{18} < 34 - 12 \left( -\frac{8.97}{15.23} \right)$ $19.63 < 41.07$	$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ $\frac{353.31}{18} < 34 - 12 \left( -\frac{8.96}{14.80} \right)$ $19.63 < 41.26$

Caso 1 (M3)	Caso 2 (M3)
$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ $\frac{368.76}{22.5} < 34 - 12 \left( -\frac{2.22}{10.24} \right)$ $16.39 < 36.60$	$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$ $\frac{368.76}{22.5} < 34 - 12 \left( -\frac{1.57}{10.68} \right)$ $16.39 < 35.76$

Para la columna C-2 no es necesario considerar los efectos de esbeltez.

Se realizó la revisión de los efectos de esbeltez para las columnas de las cuales se tiene la información de la cuantía de acero y se llegó a la conclusión que en todas ellas se desprecian los efectos de esbeltez.

## 7.11 Revisión de demandas de acero en columnas

Se realizó la revisión de las cuantías de acero para las columnas de las cuales se cuenta con información del área de acero con las cuales fueron construidas con lo establecido en (NTC-DCEC, 2017) con ayuda del programa comercial ETABS. El resumen de la revisión de las demandas de acero de las columnas se presenta en la Tabla 7-15, Tabla 7-16, Tabla 7-17 y Tabla 7-29.

En la Tabla 7-15 se presenta las áreas de acero calculado con las (NTC-DCEC, 2017) y se compara con el área de acero existente de las columnas de las cuales se tiene la información. De las columnas con las que no se cuentan con las demandas de acero solo se muestran las áreas de acero calculadas con la norma antes mencionada.

Las columnas de los ejes A2, A3 y D2 exceden la cuantía de acero máxima. Las columnas B2, B3, C3 y D3 cumplen con lo establecido en las normas.

**Tabla 7-15 Revisión de demandas de acero para las columnas Planta Baja**

<b>Planta Baja</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
<b>A1</b>	-----	Excede cuantía de acero máximo	
<b>A2</b>	91.21	Excede cuantía de acero máximo	
<b>A3</b>	91.21	Excede cuantía de acero máximo	
<b>A4</b>	-----	35.16	-----
<b>A5</b>	-----	35.16	-----
<b>A6</b>	-----	35.16	-----
<b>A7</b>	-----	39.77	-----
<b>A8</b>	-----	Excede cuantía de acero máximo	
<b>A9</b>	-----	60.74	-----
<b>A10</b>	-----	Excede cuantía de acero máximo	
<b>B1</b>	-----	160.90	-----
<b>B2</b>	131.74	45.00	0.34
<b>B3</b>	121.61	91.58	0.75
<b>B4</b>	-----	105.04	-----
<b>B5</b>	-----	114.65	-----
<b>B6</b>	-----	106.82	-----
<b>B7</b>	-----	143.16	-----
<b>B8</b>	-----	169.00	-----
<b>B9</b>	-----	140.84	-----
<b>B10</b>	-----	127.81	-----
<b>C1</b>	-----	Excede cuantía de acero máximo	
<b>C3</b>	91.21	76.10	0.83
<b>C4</b>	-----	85.06	-----
<b>D1</b>	-----	28.87	-----
<b>D2</b>	81.07	104.15	1.28
<b>D3</b>	81.07	35.00	0.43
<b>D4</b>	-----	127.25	-----

Según la Tabla 7-16 las columnas de los ejes A2, A3, C3 y D2 exceden la cuantía de acero máxima. Las columnas B2, B3 y D3 cumplen con lo establecido en las normas.

*Tabla 7-16 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 1*

<b>NIVEL 1</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
A1	-----	106.89	-----
A2	60.81	69.83	1.15
A3	60.81	72.50	1.19
A4	-----	54.44	-----
A5	-----	51.36	-----
A6	-----	74.95	-----
A7	-----	46.50	-----
A8	-----	Excede cuantía de acero máximo	
A9	-----	50.53	-----
A10	-----	Excede cuantía de acero máximo	
B1	-----	45.00	-----
B2	101.34	82.35	0.81
B3	91.21	50.12	0.55
B4	-----	45.00	-----
B5	-----	45.00	-----
B6	-----	45.00	-----
B7	-----	45.00	-----
B8	-----	67.78	-----
B9	-----	45.00	-----
B10	-----	116.32	-----
C1	-----	90.15	-----
C3	70.94	90.02	1.27
C4	-----	137.39	-----
D1	-----	49.87	-----
D2	60.81	111.78	1.84
D3	50.67	35.00	0.69
D4	-----	132.28	-----

Según la Tabla 7-17 las columnas de los ejes A2, A3, B2 y D2 exceden la cuantía de acero máxima. Las columnas B3 y D3 cumplen con lo establecido en las normas.

*Tabla 7-17 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 2*

<b>NIVEL 2</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
<b>A1</b>	-----	89.07	-----
<b>A2</b>	28.50	47.78	1.68
<b>A3</b>	28.50	53.31	1.87
<b>A4</b>	-----	45.80	-----
<b>A5</b>	-----	42.04	-----
<b>A6</b>	-----	55.81	-----
<b>A7</b>	-----	37.78	-----
<b>A8</b>	-----	81.01	-----
<b>A9</b>	-----	42.89	-----
<b>A10</b>	-----	Excede cuantía de acero máximo	
<b>B1</b>	-----	25.00	-----
<b>B2</b>	23.75	43.58	1.83
<b>B3</b>	91.21	32.48	0.36
<b>B4</b>	-----	33.18	-----
<b>B5</b>	-----	37.49	-----
<b>B6</b>	-----	25.00	-----
<b>B7</b>	-----	40.65	-----
<b>B8</b>	-----	41.31	-----
<b>B9</b>	-----	44.88	-----
<b>B10</b>	-----	69.20	-----
<b>C1</b>	-----	55.55	-----
<b>C3</b>	-----	41.88	-----
<b>C4</b>	-----	Excede cuantía de acero máximo	
<b>D1</b>	-----	29.11	-----
<b>D2</b>	19.79	59.56	3.01
<b>D3</b>	50.67	20.00	0.39
<b>D4</b>	-----	Excede cuantía de acero máximo	-----

Según la Tabla 7-18 las columnas de los ejes A2, A3, B2, C3 y D3 exceden la cuantía de acero máxima. Las columnas B3 y D2 cumplen con lo establecido en las normas.

**Tabla 7-18 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 3**

<b>NIVEL 3</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
A1	-----	54.28	-----
A2	17.10	27.66	1.62
A3	17.10	29.11	1.70
A4	-----	35.10	-----
A5	-----	29.41	-----
A6	-----	38.39	-----
A7	-----	28.41	-----
A8	-----	48.92	-----
A9	-----	39.55	-----
A10	-----	60.98	-----
B1	-----	18.88	-----
B2	23.75	26.08	1.10
B3	23.75	17.50	0.74
B4	-----	18.31	-----
B5	-----	27.03	-----
B6	-----	17.50	-----
B7	-----	31.35	-----
B8	-----	27.91	-----
B9	-----	41.73	-----
B10	-----	38.91	-----
C1	-----	43.85	-----
C3	19.79	23.74	1.20
C4	-----	61.08	-----
D1	-----	33.84	-----
D2	50.67	35.30	0.70
D3	15.83	17.50	1.11
D4	-----	61.40	-----

Según la Tabla 7-18 las columnas de los ejes A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10, B1, B7, B9, B10, C1, C3, C4, D1, D2, D3 y D4 exceden la cuantía de acero máxima. Las columnas B2, B3, B4, B5, B6 y B8 cumplen con lo establecido en las normas.

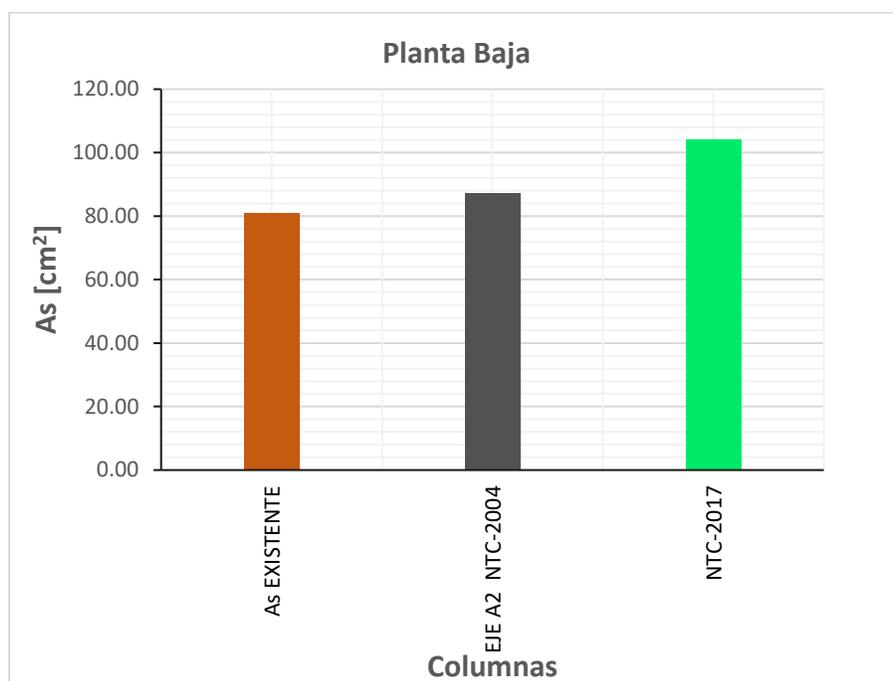
*Tabla 7-19 Revisión de demandas de acero para las columnas del Nivel 4*

<b>NIVEL 4</b>			
<b>EJES</b>	<b>As existente (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As requerido (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>As req/As nom</b>
<b>A1</b>	17.10	45.57	2.66
<b>A2</b>	17.10	22.15	1.30
<b>A3</b>	17.10	24.30	1.42
<b>A4</b>	17.10	26.48	1.55
<b>A5</b>	17.10	24.84	1.45
<b>A6</b>	17.10	27.47	1.61
<b>A7</b>	17.10	26.15	1.53
<b>A8</b>	17.10	29.69	1.74
<b>A9</b>	17.10	27.39	1.60
<b>A10</b>	17.10	46.02	2.69
<b>B1</b>	22.80	25.80	1.13
<b>B2</b>	22.80	22.19	0.97
<b>B3</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B4</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B5</b>	22.80	23.05	1.01
<b>B6</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B7</b>	22.80	25.15	1.10
<b>B8</b>	22.80	17.50	0.77
<b>B9</b>	22.80	29.12	1.28
<b>B10</b>	22.80	33.45	1.47
<b>C1</b>	15.83	39.46	2.49
<b>C3</b>	15.83	17.50	1.11
<b>C4</b>	15.83	23.91	1.51
<b>D1</b>	11.88	32.91	2.77
<b>D2</b>	15.83	27.36	1.73
<b>D3</b>	15.83	17.50	1.11
<b>D4</b>	15.83	34.67	2.19

### 7.11.1 Comparación de resultados con las diferentes normativas en columnas

A continuación, se presenta una gráfica comparativa con las áreas de acero de refuerzo longitudinal existente en columnas y las demandas a partir de las (NTC-DCEC, 2004) y (NTC-DCECC, 2021).

En la Figura 7-27 para la columna localizada entre los ejes A y 2, el área de acero de refuerzo longitudinal necesario para cumplir con las (NTC-DCEC, 2004) se tendría que incrementar en un 8%, mientras que para cumplir con las (NTC-DCECC, 2021) se tendría que incrementar en un 28%.

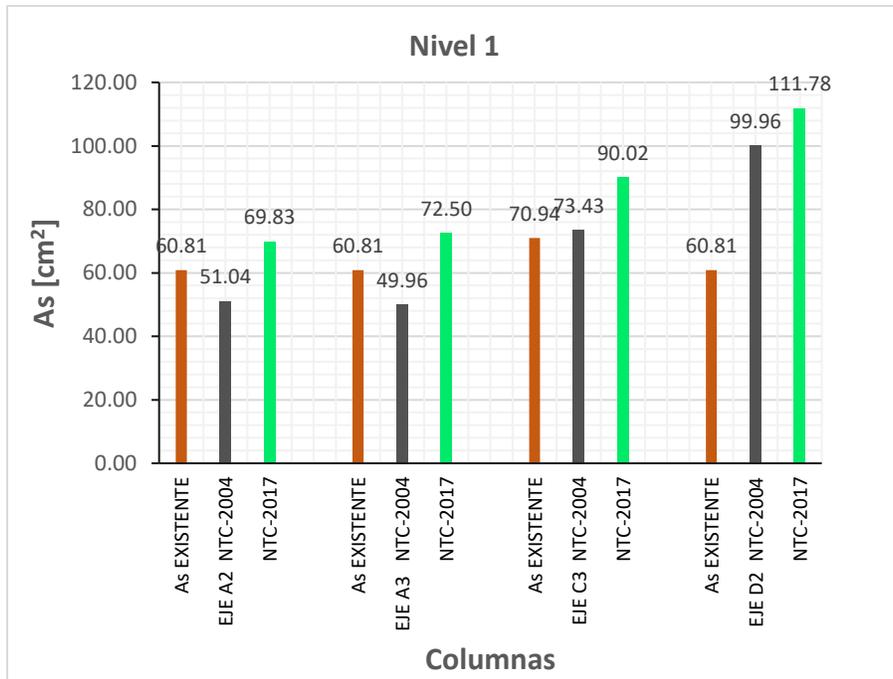


**Figura 7-27 Áreas de acero de refuerzo longitudinal**

En la Tabla 7-20 se muestran el porcentaje de área de acero que se debe incrementar para las columnas del Nivel 1, en este caso aplicando las (NTC-DCECC, 2021) todas las columnas demandan incrementar sus áreas de acero, mientras que para las (NTC-DCEC, 2004) solo la de la columna C3 se tendría que incrementar.

**Tabla 7-20 Porcentajes de áreas de acero en columnas del Nivel 1 que se deben incrementar para cumplir con la normatividad NTC-DCECC, 2021.**

Nivel 1		
Ejes	NTC-DCEC 2004	NTC-DCECC 2021
A2	Cumple	15%
A3	Cumple	19%
B2	Cumple	27%
C3	64%	84%

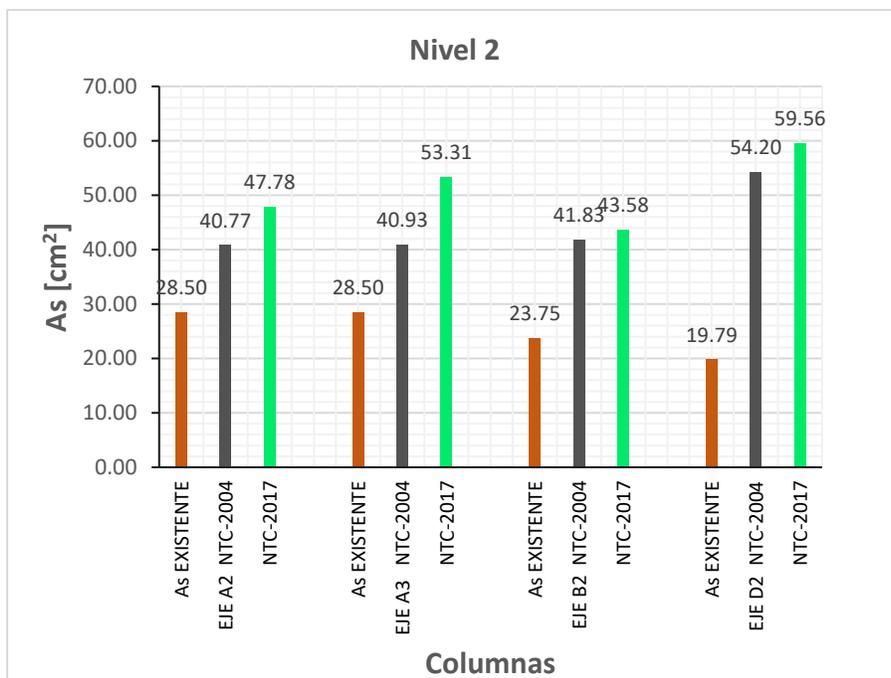


**Figura 7-28 Áreas de acero de refuerzo longitudinal**

En la Tabla 7-21 se muestran los porcentajes de área de acero que se deben incrementar para las columnas del Nivel 2. Para la columna A2 considerando las (NTC-DCECC, 2021) se necesita 25% más de área de acero con respecto a las (NTC-DCEC, 2004), mientras que para la columna A3 un 43%, para la columna B2 un 10% y para la columna D2 un 27%.

**Tabla 7-21 Porcentajes de áreas de acero en columnas del Nivel 2 que se deben incrementar para cumplir con la normatividad**

Nivel 2		
Ejes	NTC-DCEC 2004	NTC-DCECC 2021
A2	43%	68%
A3	44%	87%
B2	76%	86%
D2	174%	201%

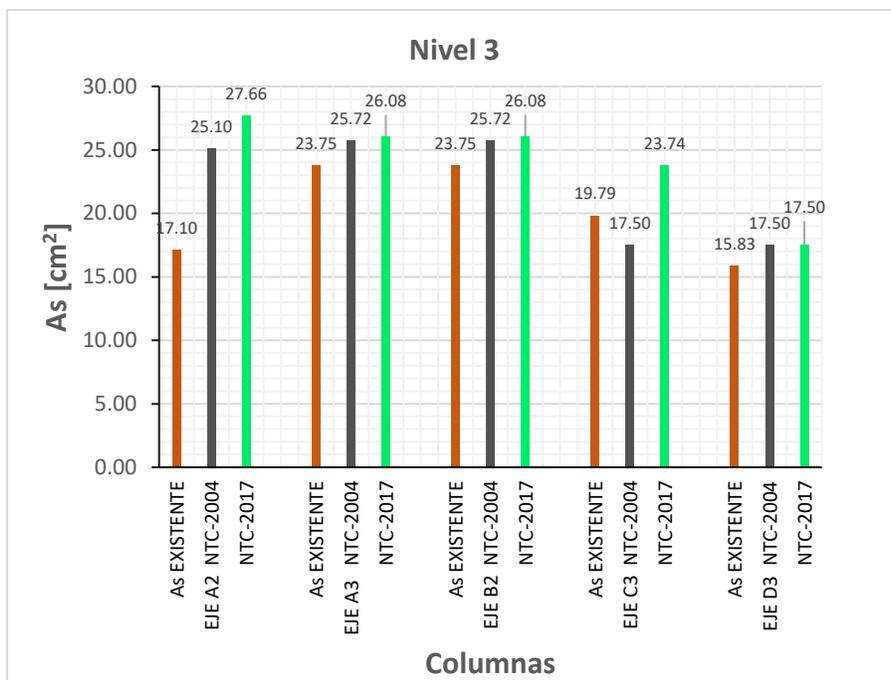


**Figura 7-29 Áreas de acero refuerzo longitudinal de las columnas**

En la Tabla 7-22 se muestra el porcentaje de área de acero que se debe incrementar para las columnas del Nivel 3. Para la columna A2, considerándolas (NTC-DCECC, 2021) se necesita un 15% más de área de acero con respecto a las (NTC-DCEC, 2004), mientras que para la columna A3 un 21%, para la columna B2 un 2% y para la columna D3 se necesita el mismo incremento de área de acero para ambas normativas.

**Tabla 7-22 Porcentajes de áreas de acero en columnas del Nivel 3 que se deben incrementar para cumplir con la normatividad NTC-DCECC, 2021.**

Nivel 3		
Ejes	NTC-DCEC 2004	NTC-DCECC 2021
A2	47%	62%
A3	49%	70%
B2	8%	10%
C3	Cumple	20%
D3	11%	11%



**Figura 7-30 Áreas de acero de refuerzo longitudinal**

En la Tabla 7-23 se muestra el porcentaje de área de acero que se debe incrementar para las columnas del Nivel 4. Para las columnas aplicando las (NTC-DCECC, 2021) se necesita un promedio del 15% más de área de acero con respecto a las (NTC-DCEC, 2004).

**Tabla 7-23 Porcentajes de áreas de acero en columnas del Nivel 4 que se deben incrementar para cumplir con la normatividad**

Nivel 4		
Ejes	NTC-DCEC 2004	NTC-DCECC 2021
A1	128%	166%
A2	Cumple	30%
A3	21%	42%
A4	28%	55%
A5	27%	45%
A6	27%	61%
A7	35%	53%
A8	47%	74%
A9	43%	60%
A10	103%	169%
B1	13%	13%
B2	Cumple	Cumple

B3	Cumple	Cumple
B4	Cumple	Cumple
B5	Cumple	1%
B6	Cumple	Cumple
B7	Cumple	10%
B9	Cumple	28%
B10	41%	47%
C1	102%	149%
C3	11%	11%
C4	21%	51%
D1	165%	177%
D2	70%	73%
D3	16%	11%
D4	116%	119%

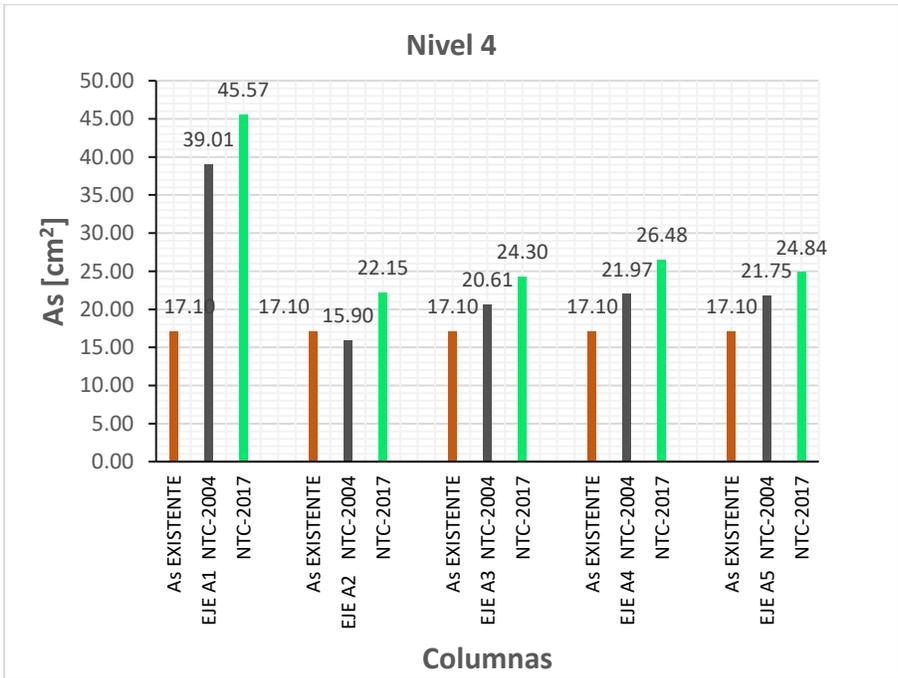
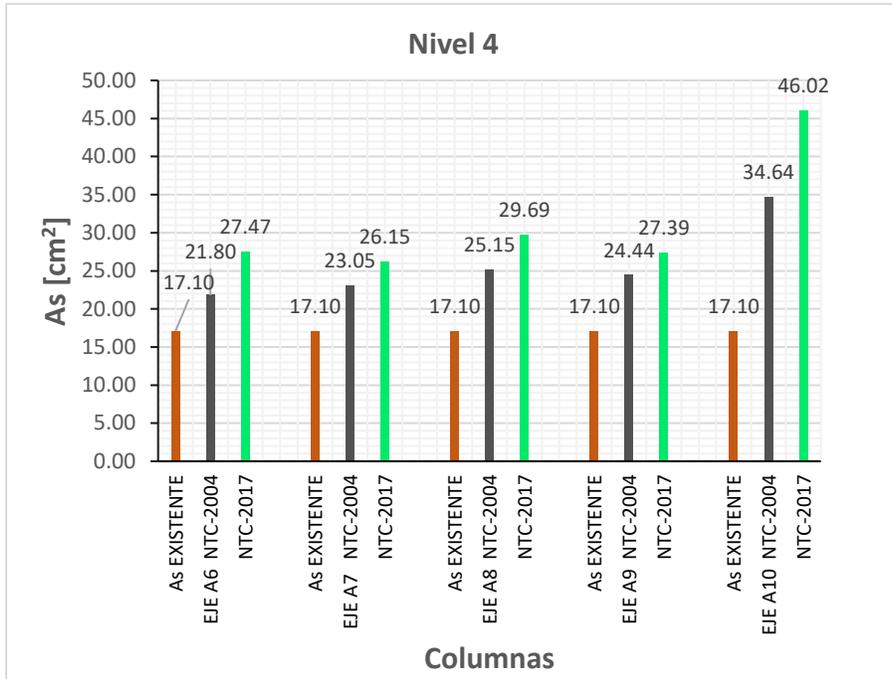
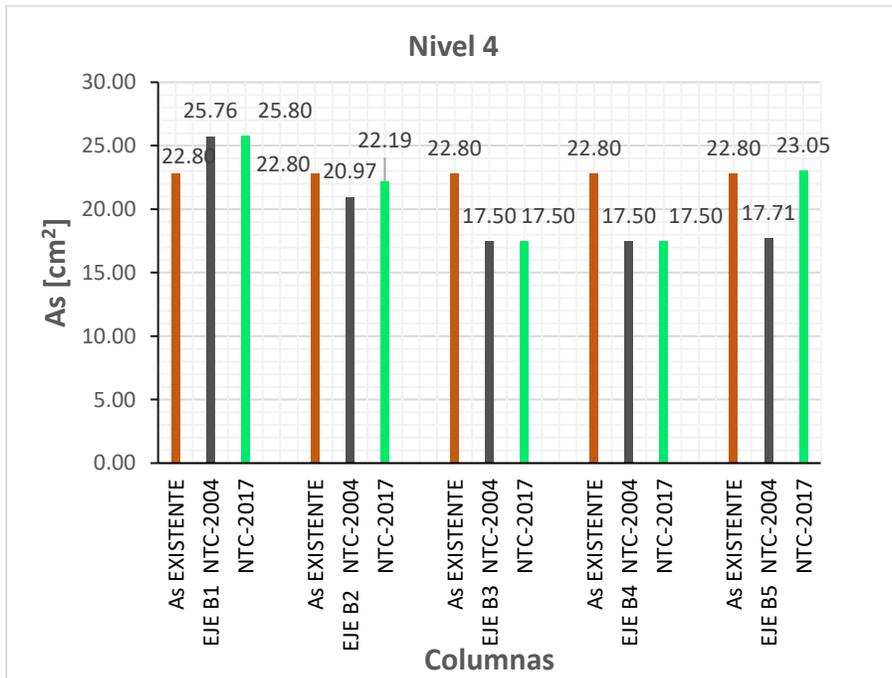


Figura 7-31 Áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas



**Figura 7-32** Áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas



**Figura 7-33** Áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas

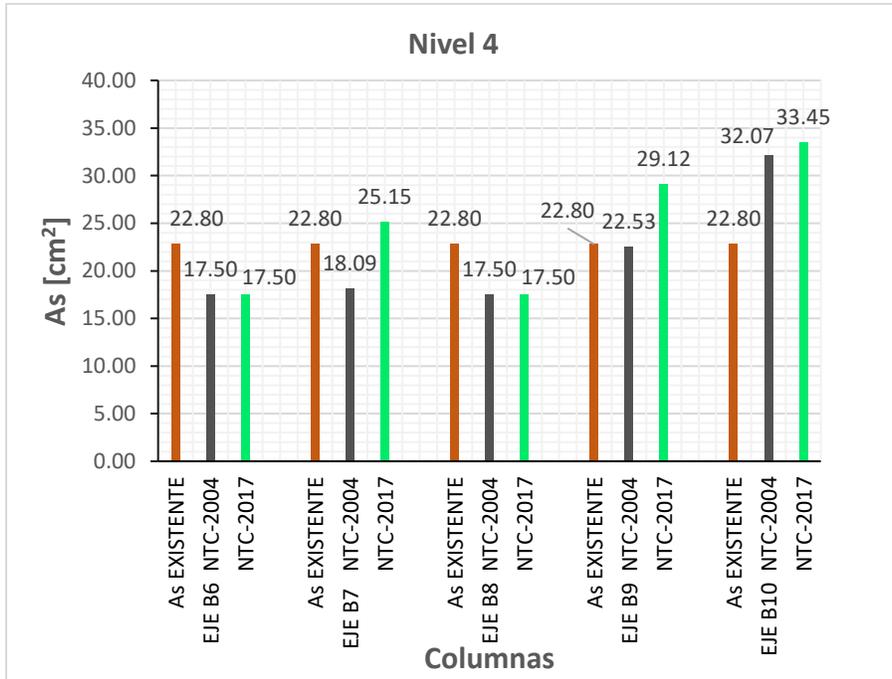


Figura 7-34 Áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas

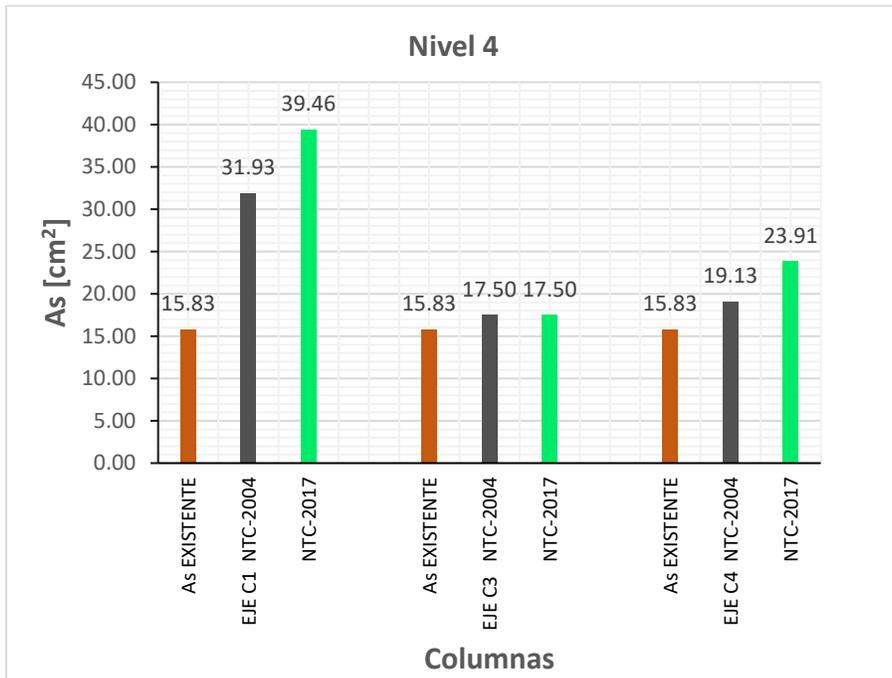
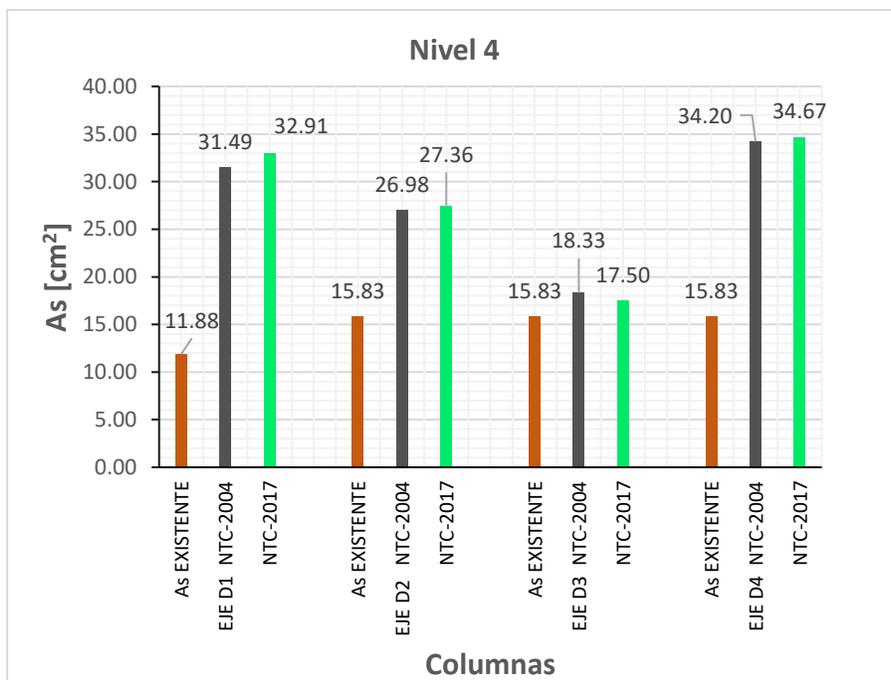


Figura 7-35 Áreas de acero de refuerzo longitudinal de las columnas



**Figura 7-36 Áreas de acero de refuerzo longitudinales de las columnas**

Con base en la comparativa de las demandas de área de acero longitudinal en las columnas se obtiene que con las (NTC-DCECC, 2021) se necesita un promedio del 17% más de acero con respecto a las (NTC-DCEC, 2004). Para lo anterior con el objetivo de cumplir con lo establecido en la normatividad actual, cualquier método de reforzamiento impactaría directamente en el costo.

### 7.11.2 Revisión de fuerza cortante en columnas

Para el caso de estudio se realiza el cálculo de la resistencia de la fuerza cortante de las columnas de las cuales se conoce sus áreas de acero longitudinal, solo con el propósito de conocer el área de acero transversal para cada una de estas aplicando la normatividad actual, ya que seguirá rigiendo la condición mencionada en las (NRSECDS, 2017), las cuales indican que se tendrían que despreciar la contribución que aportan los estribos a resistir la fuerza cortante..

Si bien se tiene información del área de acero total de algunas columnas, no se sabe la cantidad del área de acero de refuerzo longitudinal que está en tensión, por lo que no se podrían aplicar las ecuaciones correspondientes. Por lo anterior en este trabajo se propone un armado de columnas con las áreas de acero existentes y se realizara esta revisión.

De acuerdo con las (NTC-DCEC, 2017) para el cálculo de la fuerza cortante que toma el concreto para elementos sujetos a flexión y carga axial:

#### a) Flexocompresión

En miembros a flexocompresión en los que el valor absoluto de la fuerza axial de diseño  $P_u$ , cumpla con

$$P_u < F_R(0.7f'_c A_g) + 2000A_s$$

la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{cR}$ , se obtendrá como sigue

Si  $p < 0.015$

$$V_{cR} = F_R(0.2 + 20p) \left( 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} bd$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{cR} = F_R \left( 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) 0.5 \sqrt{f'_c} bd$$

donde:

$F_R$	Factor de resistencia
$p$	cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
$f'_c$	resistencia especificada del concreto a compresión
$b$	ancho de una sección rectangular
$d$	peralte efectivo

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

a) Cuando  $V_u$  sea mayor que  $V_{cR}$ , la separación,  $s$ , del refuerzo se determinara con:

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

donde:

$A_v$	área transversal del refuerzo para fuerza cortante comprendido en una distancia $s$ ;
$\theta$	ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y
$V_{sR}$	fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal calculada como:

$$V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

Para secciones circulares se sustituirá el peralte efectivo,  $d$ , por el diámetro de la dirección,  $D$ .

El refuerzo para fuerza cortante nunca será menor que el calculado según el inciso 5.3.5.2. La separación,  $s$ , no debe ser menor de 60 mm.

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

Cuando el refuerzo conste de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección se calculará con

$$A_v = \frac{V_{sR}}{F_R f_y \sen\theta}$$

En este caso, no se admitirá que  $V_u$  sea mayor que el valor calculado con la ecuación 5.3.4.

#### 5.3.5.2 Refuerzo mínimo para vigas sin presfuerzo

En vigas sin presfuerzo debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , sea menor que  $V_{CR}$ . El área de refuerzo mínimo para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v,min} = 0.30\sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo,  $d/2$ .

#### 7.3.4.2 Separación

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

- $850/\sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete
- 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- La mitad de la menor dimensión de la columna

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

- La dimensión transversal máxima de la columna;
- un sector de su altura libre; ni que
- 600 mm

arriba y debajo de ca unión de la columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección, en los nudos se aplicará lo dispuesto en la sección 7.7.1.

#### 7.3.4.3 Detallado

##### a) Estribos y zunchos

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tenga un soporte lateral suministrado por el doblez de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135 grados. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 150 mm (libres) de una barra soportada lateralmente. Cuando seis o más varillas estén repartidas uniformemente sobre una circunferencia se pueden usar anillos circulares rematados como se especifica en el inciso 6.1.4; también pueden usarse zunchos cuyos traslapes y anclajes cumplan con los requisitos del inciso 7.3.4.4.

La fuerza de fluencia que pueda desarrollar la barra de un estribo o anillo no será menor que seis centésimas de la fuerza de fluencia de la mayor barra o el mayor paquete longitudinal que restringe. En ningún caso se usarán estribos o anillos de diámetro menores de 7.9 mm (número 2.5). Los estribos rectangulares se rematarán de acuerdo con lo prescrito en el inciso 6.1.4. El esfuerzo de diseño de los estribos no será superior a 420 MPa, (4200 kg/cm<sup>2</sup>).

##### b) Grapas

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas, cuyos extremos terminen en un doblez a 135 grados alrededor de la barra o paquete

restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que seis diámetros de la barra de la grapa ni menor que 80 mm. Las grapas se colocarán perpendiculares a las barras o paquetes que restringen y a la cara más próxima del miembro en cuestión. La separación máxima de las grapas se determinará con el criterio prescrito antes para estribos.

En las diferentes tablas se muestran los cálculos y condiciones que deben cumplir las columnas para resistir las fuerzas cortantes, en los espacios que estén vacíos de las siguientes tablas la razón es que no aplica el cálculo o la condición indicada. Para la separación de los estribos siempre será la separación menor en el centro y en los extremos sería la separación que rige dividida entre dos, en ningún caso será menor a 60 mm. Además, se presentan imágenes en esta sección los armados propuestos de acero de refuerzo longitudinal, los cuales por tanteo se hicieron coincidir con las áreas de acero existente. También en las imágenes se incluyen los aceros de refuerzo transversales que se necesitan para cumplir con la normatividad actual.

**Tabla 7-24 Revisión de resistencia de la fuerza cortante en columnas Planta Baja**

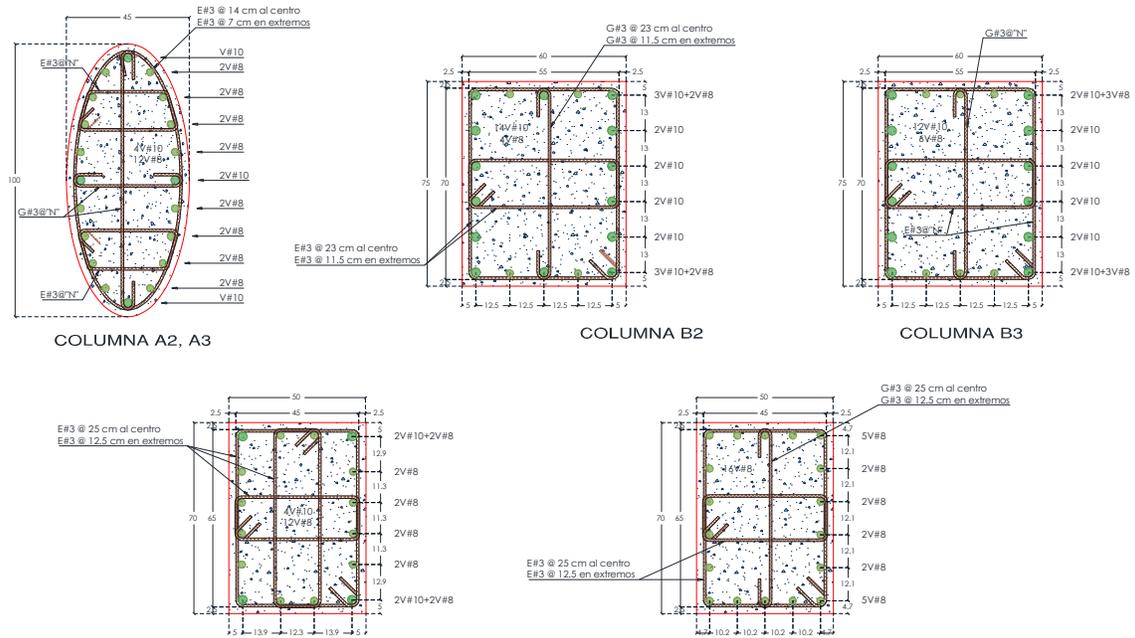
Ejes	b (cm)	h (cm)	Pu (kg)	$F_R(0.7f_cA_g + 2000A_s)$ (kg)	$\rho_2$	$\rho_3$
A2	100	45	273259	524465	0.0095	0.0095
A3	100	45	15160	524465	0.0095	0.0095
B2	60	75	354992	693735	0.0122	0.0145
B3	60	75	87011	678540	0.0115	0.0145
C3	50	70	131976	522690	0.0114	0.0152
D2	50	70	150754	507480	0.0107	0.0093
D3	50	70	96710	507480	0.0107	0.0093

Ejes	$V_{u2}$ (kg)	$V_{u3}$ (kg)	$V_{uT} = \sqrt{V_{u2}^2 + V_{u3}^2}$ (kg)	$V_{u2} < F_R 2 \sqrt{f_c} b d$ (kg)	$V_{u3} < F_R 2 \sqrt{f_c} b d$ (kg)
A2	2028	5728	6076.99	86948	92926
A3	1994	6015	6336.99	86948	92926
B2	2513	5060	---	91296	89665
B3	88201	62861	---	91296	89665
C3	1224	3634	---	70645	68472
D2	3320	4352	---	70645	68472
D3	3245	3061	---	70645	68472

Ejes	Pu (kg)	V <sub>CR2</sub> (kg)	V <sub>CR3</sub> (kg)	V <sub>SR2</sub> (kg)	V <sub>SR3</sub> (kg)	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v3</sub> (cm <sup>2</sup> )
A2	9709	13701.65	13705.42	---	---	2.13	3.55
A3	15160	13847.52	13851.33	---	---	2.13	3.55
B2	78396	22211.27	23916.22	---	---	2.13	2.84
B3	85229	21707.74	24142.80	66493.00	38718.24	5.94	7.92
C3	102116	17789.01	20101.70	---	---	2.84	2.84
D2	115844	18390.22	22511.08	---	---	2.13	2.84
D3	143258	19208.86	23513.17	---	---	2.13	2.84

Ejes	$s = F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta) / V_{SR}$		$s_{(min)} = A_v f_y / 0.30 b v f' c$		Separación		
	S <sub>2</sub> (cm)	S <sub>3</sub> (cm)	S <sub>min2</sub> (cm)	S <sub>min3</sub> (cm)	850/vfy (cm)	48θ <sub>estribo</sub> (cm)	0.5b (cm)
A2	---	---	14	51	33	46	23
A3	---	---	14	51	33	46	23
B2	---	---	23	24	33	46	30
B3	10.03	47.17	15	68	33	91	30
C3	---	---	37	26	33	46	25
D2	---	---	27	26	33	46	25
D3	---	---	27	26	33	46	25

Ejes	Longitud en extremos			Confinamiento	
	h (cm)	H/6 (cm)	60 cm	Centro (cm)	Extremos (cm)
A2	100	71.67	60	E # 3 @ 14 cm	E # 3 @ 7 cm
A3	100	71.67	60	E # 3 @ 14 cm	E # 3 @ 7 cm
B2	75	71.67	60	E # 3 @ 23 cm	E # 3 @ 11.5 cm
B3	76	71.67	60	E # 5 @ 11 cm	No cumple
C3	70	71.67	60	E # 3 @ 25 cm	E # 3 @ 12.5 cm
D2	70	71.67	60	E # 3 @ 25 cm	E # 3 @ 12.5 cm
D3	70	71.67	60	E # 3 @ 25 cm	E # 3 @ 12.5 cm



**Figura 7-37 Propuesta de armados con acero existente de columnas y estribos según lo establecido a las (NTC-DCECC, 2021) Planta Baja**

**Tabla 7-25 Revisión de resistencia de la fuerza cortante en columnas del Nivel 1**

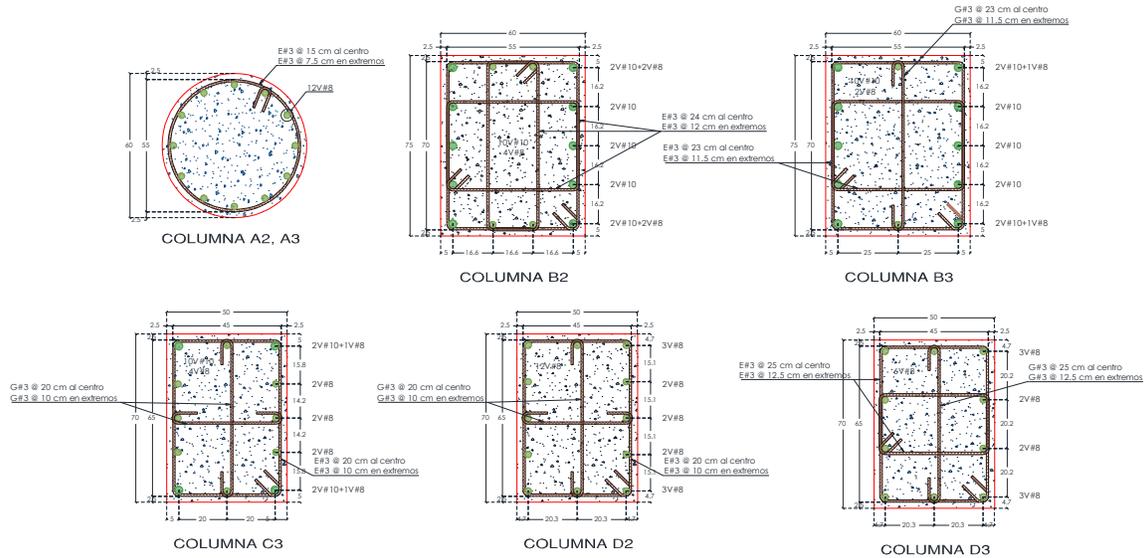
Ejes	b (cm)	h (cm)	d $\Phi$ (cm)	Pu (kg)	$F_R(0.7f_c A_g + 2000A_s)$ (kg)	$p_2$	$p_3$
<b>A2</b>			60	144139	402936	0.0071	0.0071
<b>A3</b>			60	122634	402936	0.0071	0.0071
<b>B2</b>	60	75		219966	648135	0.0102	0.0125
<b>B3</b>	60	75		211113	632940	0.0090	0.0099
<b>C3</b>	50	70		113057	492285	0.0098	0.0102
<b>D2</b>	50	70		113058	477090	0.0080	0.0083
<b>D3</b>	50	70		76022	461880	0.0048	0.0067

Ejes	$V_{u2}$ (kg)	$V_{u3}$ (kg)	$V_{uT} = \sqrt{V_{u2}^2 + V_{u3}^2}$ (kg)	$V_{u2} < F_R 2 \sqrt{f'c} bd$ (kg)	$V_{u3} < F_R 2 \sqrt{f'c} bd$ (kg)
A2	11472	3609	12026.35	62603	62603
A3	11675	3119	12084.02	62603	62603
B2	20154	10356	---	91296	89665
B3	11329	8441	---	91296	89665
C3	9141	8645	---	70645	68472
D2	10008	8618	---	70645	68472
D3	9073	5699	---	70645	68472

Ejes	$P_u$ (kg)	$V_{CR2}$ (kg)	$V_{CR3}$ (kg)	$V_{SR2}$ (kg)	$V_{SR3}$ (kg)	$A_{v2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v3}$ (cm <sup>2</sup> )
A2	5068	10639.83	10639.83	832.35	---	1.42	1.42
A3	21879	10425.25	10425.25	1249.37	---	1.42	1.42
B2	26279	18803.04	20384.80	1350.93	---	2.84	2.84
B3	31610	17796.58	18234.69	---	---	2.13	2.84
C3	78643	15820.11	15491.82	---	---	2.13	2.13
D2	141978	15932.94	15568.72	---	---	2.13	2.13
D3	29941	10816.22	11683.63	---	---	2.13	2.84

Ejes	$s = F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta) / V_{SR}$		$s_{(min)} = A_v f_y / 0.30 b v f'c$		Separación		
	$s_2$ (cm)	$s_3$ (cm)	$s_{min2}$ (cm)	$s_{min3}$ (cm)	850/vfy (cm)	48 $\theta_{estribo}$ (cm)	0.5b (cm)
A2	191.58	---	15	15	33	46	30
A3	127.63	---	15	15	33	46	30
B2	236.08	---	30	24	33	46	30
B3	---	---	23	24	33	46	30
C3	---	---	27	20	33	46	25
D2	---	---	27	20	33	46	25
D3	---	---	27	26	33	46	25

Ejes	Longitud en extremos			Confinamiento	
	h (cm)	H/6 (cm)	60 cm	Centro (cm)	Extremos (cm)
A2	100	55.00	60	E # 3 @ 15 cm	E # 3 @ 7.5 cm
A3	100	55.00	60	E # 3 @ 15 cm	E # 3 @ 7.5 cm
B2	75	55.00	60	E # 3 @ 24 cm	E # 3 @ 12 cm
B3	75	55.00	60	E # 3 @ 23 cm	E # 3 @ 11.5 cm
C3	70	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
D2	70	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
D3	70	55.00	60	E # 3 @ 25 cm	E # 3 @ 12.5 cm



**Figura 7-38 Propuesta de armados con acero existente de columnas y estribos según lo establecido a las (NTC-DCECC, 2021) Nivel 1**

**Tabla 7-26 Revisión de resistencia de la fuerza cortante en columnas del Nivel 2**

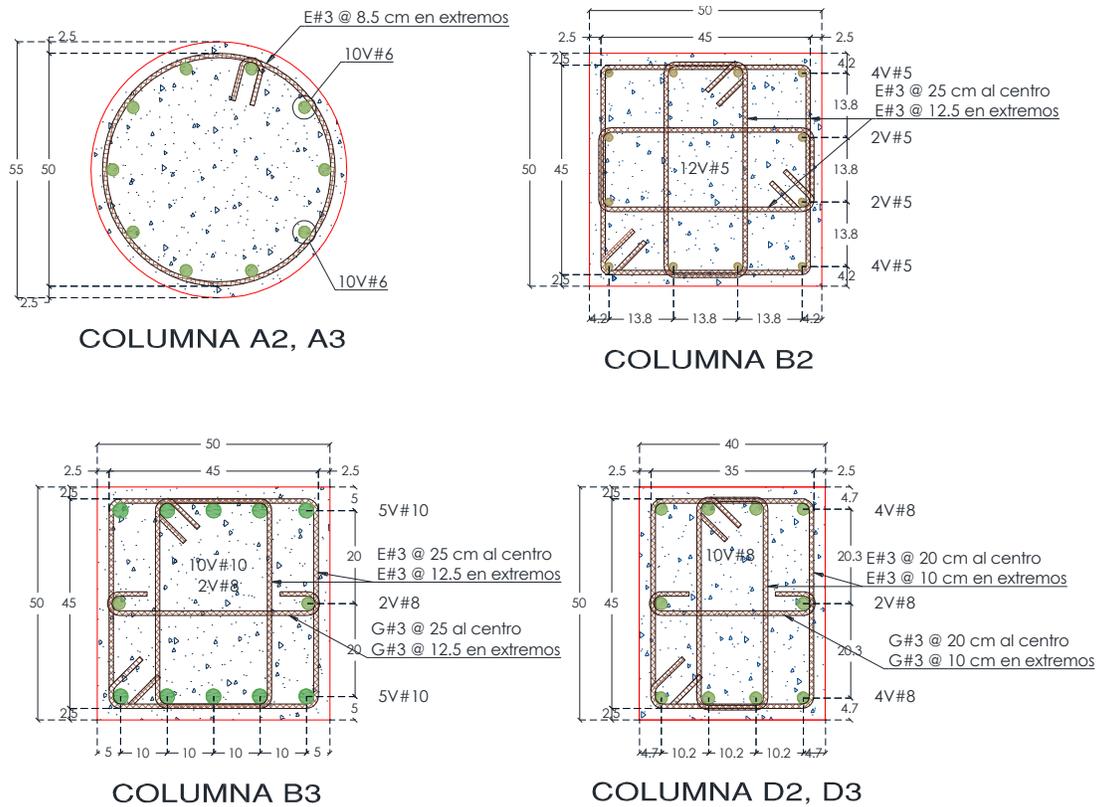
Ejes	b (cm)	h (cm)	d Φ (cm)	Pu (kg)	$F_R(0.7f_c A_g + 2000A_s)$ (kg)	$p_2$	$p_3$
A2			55	93905	304682	0.0042	0.0042
A3			55	80463	304682	0.0042	0.0042
B2	50	50		144158	311250	0.0055	0.0055
B3	50	50		132797	412440	0.0183	0.0170
D2	50	40		63954	296505	0.0121	0.0117
D3	50	40		37438	296505	0.0121	0.0117

Ejes	$V_{u2}$ (kg)	$V_{u3}$ (kg)	$V_{uT} = \sqrt{V_{u2}^2 + V_{u3}^2}$ (kg)	$V_{u2} < F_R 2 \sqrt{f_c} b d$ (kg)	$V_{u3} < F_R 2 \sqrt{f_c} b d$ (kg)
A2	8670	2288	8966.46	52604	52604
A3	9027	1904	9225.44	52604	52604
B2	7673	3529	---	48908	48908
B3	6111	3895	---	48908	48908
D2	1980	5450	---	38040	39127
D3	1753	3451	---	38040	39127

Ejes	Pu (kg)	$V_{CR2}$ (kg)	$V_{CR3}$ (kg)	$V_{SR2}$ (kg)	$V_{SR3}$ (kg)	$A_{V2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{V3}$ (cm <sup>2</sup> )
A2	5585	6976.43	6976.43	---	---	1.42	1.42
A3	5523	6975.17	6975.17	2250.27	2250.27	1.42	1.42
B2	32638	7975.39	7975.39	---	---	2.84	2.84
B3	35052	14701.34	14009.10	---	---	2.84	2.13
D2	74546	10146.09	10324.79	---	---	2.84	2.13
D3	14907	8466.46	8615.58	---	---	2.84	2.13

Ejes	$s = F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta) / V_{SR}$		$s_{(min)} = A_v f_y / 0.30 b v f' c$		Separación		
	$s_2$ (cm)	$s_3$ (cm)	$s_{min2}$ (cm)	$s_{min3}$ (cm)	850/vfy	48 $\theta_{estribo}$ (cm)	0.5b (cm)
A2	---	---	17	17	33	46	28
A3	64.24	64.24	17	17	33	46	28
B2	---	---	37	37	25	46	25
B3	---	---	37	27	33	46	25
D2	---	---	37	34	33	46	20
D3	---	---	37	34	33	46	20

Ejes	Longitud en extremos			Confinamiento	
	h (cm)	H/6 (cm)	60 cm	Centro (cm)	Extremos (cm)
A2	55	55.00	60	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
A3	55	55.00	60	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
B2	50	55.00	60	E # 3 @ 25 cm	E # 3 @ 12.5 cm
B3	50	55.00	60	E # 3 @ 25 cm	E # 3 @ 12.5 cm
D2	50	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
D3	50	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm



**Figura 7-39 Propuesta de armados con acero existente de columnas y estribos según lo establecido a las (NTC-DCECC, 2021) Nivel 2**

**Tabla 7-27 Revisión de resistencia de la fuerza cortante en columnas del Nivel 3**

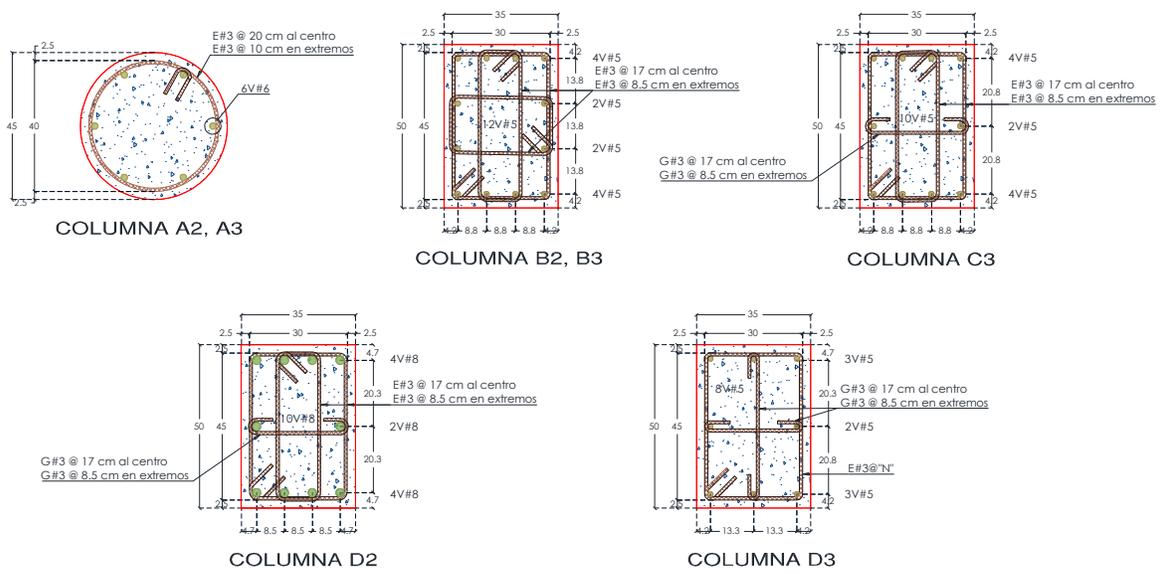
Ejes	b (cm)	h (cm)	d Φ (cm)	Pu (kg)	$F_R(0.7f_c A_g + 2000A_s)$ (kg)	$p_2$	$p_3$
<b>A2</b>			45	49871	200992	0.0039	0.0039
<b>A3</b>			45	49113	200992	0.0039	0.0039
<b>B2</b>	50	35		85936	228563	0.0052	0.0056
<b>B3</b>	50	35		76753	228563	0.0052	0.0056
<b>C3</b>	50	35		36014	222623	0.0042	0.0052
<b>D2</b>	50	35		37354	268943	0.0107	0.0133
<b>D3</b>	50	35		21649	216683	0.0042	0.0039

Ejes	$V_{u2}$ (kg)	$V_{u3}$ (kg)	$V_{uT} = \sqrt{V_{u2}^2 + V_{u3}^2}$ (kg)	$V_{u2} < F_R 2 \sqrt{f'c} bd$ (kg)	$V_{u3} < F_R 2 \sqrt{f'c} bd$ (kg)
A2	4510	682	4561.44	35214	35214
A3	11675	3119	12084.02	35214	35214
B2	3540	2037	---	32606	34236
B3	2503	2057	---	32606	34236
C3	946	4305	---	32606	34236
D2	1183	4846	---	32606	34236
D3	1059	2911	---	32606	34236

Ejes	Pu (kg)	$V_{CR2}$ (kg)	$V_{CR3}$ (kg)	$V_{SR2}$ (kg)	$V_{SR3}$ (kg)	$A_{v2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{v3}$ (cm <sup>2</sup> )
A2	9407	4555.26	4555.26	---	---	1.42	1.42
A3	6605	4501.31	4501.31	7173.31	---	1.42	1.42
B2	33796	5708.93	5467.60	---	---	2.84	2.84
B3	32507	5683.01	5442.78	---	---	2.84	2.84
C3	1661	4415.25	5062.51	---	---	2.84	2.13
D2	28171	7122.44	8585.23	---	---	2.84	2.13
D3	8447	4534.31	4754.08	---	---	2.13	2.13

Ejes	$s = F_R A_v f_y d (\sin\theta + \cos\theta) / V_{SR}$		$s_{(min)} = A_v f_y / 0.30 b v f'c$		Separación		
	$s_2$ (cm)	$s_3$ (cm)	$s_{min2}$ (cm)	$s_{min3}$ (cm)	850/vfy	48 $\theta_{estribo}$ (cm)	0.5b (cm)
A2	---	---	20	20	25	46	22.5
A3	16.63	---	20	20	33	46	22.5
B2	---	---	37	52	21	46	17.5
B3	---	---	37	52	21	46	17.5
C3	---	---	37	39	21	46	17.5
D2	---	---	37	39	21	46	17.5
D3	---	---	27	39	21	46	17.5

Ejes	Longitud en extremos			Confinamiento	
	h (cm)	H/6 (cm)	60 cm	Centro (cm)	Extremos (cm)
A2	45	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
A3	45	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
B2	50	55.00	60	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
B3	50	55.00	60	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
C3	50	55.00	60	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
D2	50	55.00	60	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
D3	50	55.00	60	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm



**Figura 7-40 Propuesta de armados con acero existente de columnas y estribos según lo establecido a las (NTC-DCECC, 2021) Nivel 3**

*Tabla 7-28 Revisión de resistencia de la fuerza cortante en columnas del Nivel 4*

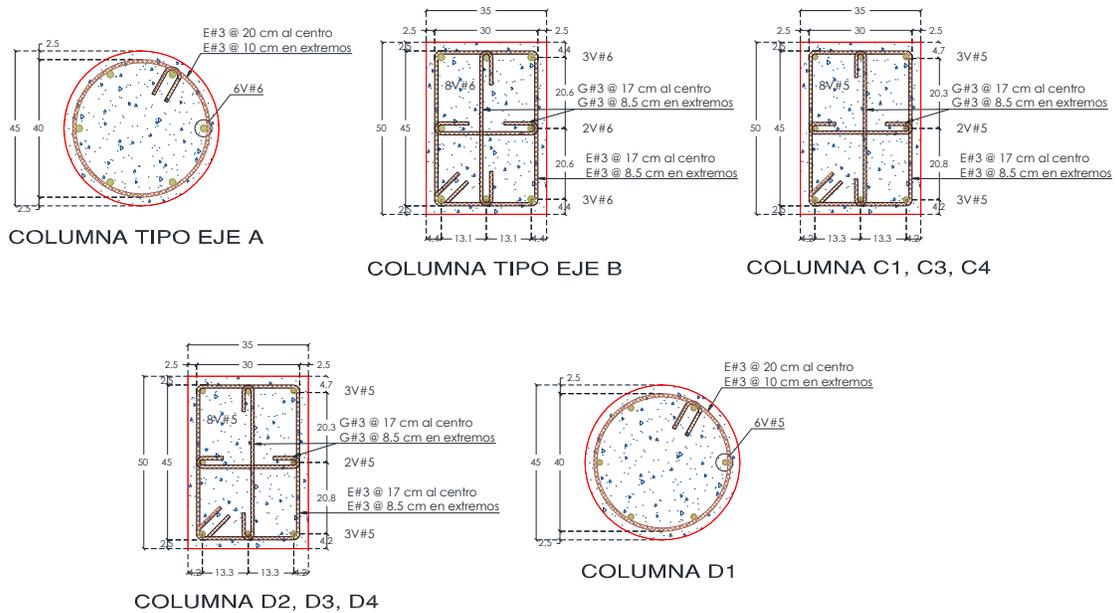
<b>Ejes</b>	<b>b</b> <b>(cm)</b>	<b>h</b> <b>(cm)</b>	<b>d Φ</b> <b>(cm)</b>	<b>Pu</b> <b>(kg)</b>	<b><math>F_R(0.7f_cA_g + 2000A_s)</math></b> <b>(kg)</b>	<b><math>p_2</math></b>	<b><math>p_3</math></b>
<b>A1</b>			45	25572	200992	0.0039	0.0039
<b>A2</b>			45	21774	200992	0.0039	0.0039
<b>A3</b>			45	20646	200992	0.0039	0.0039
<b>A4</b>			45	17913	200992	0.0039	0.0039
<b>A5</b>			45	19377	200992	0.0039	0.0039
<b>A6</b>			45	18189	200992	0.0039	0.0039
<b>A7</b>			45	17875	200992	0.0039	0.0039
<b>A8</b>			45	17936	200992	0.0039	0.0039
<b>A9</b>			45	18176	200992	0.0039	0.0039
<b>A10</b>			45	22459	200992	0.0039	0.0039
<b>B1</b>	50	35		30214	227138	0.0060	0.0056
<b>B2</b>	50	35		48127	227138	0.0060	0.0056
<b>B3</b>	50	35		40666	227138	0.0060	0.0056
<b>B4</b>	50	35		40293	227138	0.0060	0.0056
<b>B5</b>	50	35		31715	227138	0.0060	0.0056
<b>B6</b>	50	35		35231	227138	0.0060	0.0056
<b>B7</b>	50	35		36685	227138	0.0060	0.0056
<b>B8</b>	50	35		36823	227138	0.0060	0.0056
<b>B9</b>	50	35		36749	227138	0.0060	0.0056
<b>B10</b>	50	35		33317	227138	0.0060	0.0056
<b>C1</b>	50	35		24457	216683	0.0042	0.0039
<b>C3</b>	50	35		15300	216683	0.0042	0.0039
<b>C4</b>	50	35		15260	216683	0.0042	0.0039
<b>D1</b>	50	35		23193	329541	0.0015	0.0015
<b>D2</b>	50	35		17834	216683	0.0042	0.0039
<b>D3</b>	50	35		8535	216683	0.0042	0.0039
<b>D4</b>	50	35		14517	216683	0.0042	0.0039

Ejes	$V_{u2}$ (kg)	$V_{u3}$ (kg)	$V_{uT} = \sqrt{V_{u2}^2 + V_{u3}^2}$ (kg)	$V_{u2} < F_R 2 \sqrt{f' c} b d$ (kg)	$V_{u3} < F_R 2 \sqrt{f' c} b d$ (kg)
A1	7186	1529	7346.59	35214	35214
A2	3477	483	3510.55	35214	35214
A3	3861	353	---	35214	35214
A4	3860	576	---	35214	35214
A5	3997	337	---	35214	35214
A6	4076	414	---	35214	35214
A7	3796	450	---	35214	35214
A8	4456	382	---	35214	35214
A9	3588	843	---	35214	35214
A10	7336	1573	---	35214	35214
B1	4347	2625	---	32606	34236
B2	3274	1379	---	32606	34236
B3	2204	1558	---	32606	34236
B4	2337	2549	---	32606	34236
B5	3449	1104	---	32606	34236
B6	2450	890	---	32606	34236
B7	3347	996	---	32606	34236
B8	2600	957	---	32606	34236
B9	3342	1640	---	32606	34236
B10	4831	1366	---	32606	34236
C1	5631	3442	---	32606	34236
C3	427	4037	---	32606	34236
C4	928	5635	---	32606	34236
D1	2450	3597	---	32606	34236
D2	834	6616	---	32606	34236
D3	565	3075	---	32606	34236
D4	416	0.1	---	32606	34236

<b>Ejes</b>	<b>Pu</b>	<b>V<sub>CR2</sub></b>	<b>V<sub>CR3</sub></b>	<b>V<sub>SR2</sub></b>	<b>V<sub>SR3</sub></b>	<b>A<sub>v2</sub></b>	<b>A<sub>v3</sub></b>
	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(kg)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>A1</b>	9271	4552.64	4552.64	2793.95	0.00	1.42	1.42
<b>A2</b>	8500	4537.80	4537.80	---	---	1.42	1.42
<b>A3</b>	8402	4535.91	4535.91	---	---	1.42	1.42
<b>A4</b>	2010	4412.84	4412.84	---	---	1.42	1.42
<b>A5</b>	8395	4535.77	4535.77	---	---	1.42	1.42
<b>A6</b>	4631	4463.31	4463.31	---	---	1.42	1.42
<b>A7</b>	1011	4393.62	4393.62	---	---	1.42	1.42
<b>A8</b>	5297	4476.13	4476.13	---	---	1.42	1.42
<b>A9</b>	7554	4519.58	4519.58	---	---	1.42	1.42
<b>A10</b>	9782	4562.48	4562.48	2940.31	---	1.42	1.42
<b>B1</b>	21577	5380.97	5611.91	---	---	2.13	2.13
<b>B2</b>	26583	5480.15	5715.34	---	---	2.13	2.13
<b>B3</b>	18400	5318.02	5546.25	---	---	2.13	2.13
<b>B4</b>	16192	5274.26	5500.61	---	---	2.13	2.13
<b>B5</b>	17612	5302.40	5529.96	---	---	2.13	2.13
<b>B6</b>	16657	5283.48	5510.23	---	---	2.13	2.13
<b>B7</b>	15469	5259.93	5485.68	---	---	2.13	2.13
<b>B8</b>	18579	5321.55	5549.94	---	---	2.13	2.13
<b>B9</b>	4856	5049.66	5266.37	---	---	2.13	2.13
<b>B10</b>	17545	5301.08	5528.59	---	---	2.13	2.13
<b>C1</b>	11032	4579.65	4801.62	1051.58	---	2.13	2.13
<b>C3</b>	3991	4456.12	4672.10	---	---	2.13	2.13
<b>C4</b>	3395	4445.66	4661.14	---	973.97	2.13	2.13
<b>D1</b>	92693	8159.37	8159.37	---	---	1.42	1.42
<b>D2</b>	3947	4455.35	4671.30	---	1944.67	2.13	2.13
<b>D3</b>	1411	4410.86	4624.65	---	---	2.13	2.13
<b>D4</b>	14517	4640.80	4865.74	---	---	2.13	2.13

Ejes	$s = F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta) / V_{SR}$		$S_{(min)} = A_v f_y / 0.30 b v f' c$		Separación		
	S <sub>2</sub> (cm)	S <sub>3</sub> (cm)	S <sub>min2</sub> (cm)	S <sub>min3</sub> (cm)	850/vfy	48Ø <sub>estribo</sub> (cm)	0.5b (cm)
A1	42.69	0.00	20	20	25	46	22.5
A2	---	---	20	20	25	46	22.5
A3	---	---	20	20	25	46	22.5
A4	---	---	20	20	25	46	22.5
A5	---	---	20	20	25	46	22.5
A6	---	---	20	20	25	46	22.5
A7	---	---	20	20	25	46	22.5
A8	---	---	20	20	25	46	22.5
A9	---	---	20	20	25	46	22.5
A10	40.57	---	20	20	25	46	22.5
B1	---	---	27	39	25	46	17.5
B2	---	---	27	39	25	46	17.5
B3	---	---	27	39	25	46	17.5
B4	---	---	27	39	25	46	17.5
B5	---	---	27	39	25	46	17.5
B6	---	---	27	39	25	46	17.5
B7	---	---	27	39	25	46	17.5
B8	---	---	27	39	25	46	17.5
B9	---	---	27	39	25	46	17.5
B10	---	---	27	39	25	46	17.5
C1	191.41	---	27	39	21	46	17.5
C3	---	---	27	39	21	46	17.5
C4	---	137.78	27	39	21	46	17.5
D1	---	---	20	20	21	46	22.5
D2	---	69.00	27	39	25	46	17.5
D3	---	---	27	39	25	46	17.5
D4	---	---	27	39	25	46	17.5

Ejes	Longitud en extremos			Confinamiento	
	h (cm)	H/6 (cm)	60 cm	Centro (cm)	Extremos (cm)
<b>A1</b>	45	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A2</b>	45	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A3</b>	45	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A4</b>	45	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A5</b>	45	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A6</b>	45	55.00	60	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A7</b>	45	55.00	61	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A8</b>	45	55.00	62	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A9</b>	45	55.00	63	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>A10</b>	45	55.00	64	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>B1</b>	50	55.00	65	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B2</b>	50	55.00	66	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B3</b>	50	55.00	67	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B4</b>	50	55.00	68	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B5</b>	50	55.00	69	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B6</b>	50	55.00	70	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B7</b>	50	55.00	71	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B8</b>	50	55.00	72	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B9</b>	50	55.00	73	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>B10</b>	50	55.00	74	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>C1</b>	50	55.00	75	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>C3</b>	50	55.00	76	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>C4</b>	50	55.00	77	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>D1</b>	45	55.00	78	E # 3 @ 20 cm	E # 3 @ 10 cm
<b>D2</b>	50	55.00	79	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>D3</b>	50	55.00	80	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm
<b>D4</b>	50	55.00	81	E # 3 @ 17 cm	E # 3 @ 8.5 cm



**Figura 7-41 Propuesta de armados con acero existente de columnas y estribos según lo establecido a las (NTC-DCECC, 2021) Nivel 4**

Cabe recalcar que debido a que el edificio fue construido antes de 1976 las (NRSECCS, 2017) se tendría que desprestigiar la contribución de los estribos a cortante y para confinamiento. Se ha demostrado que los estribos a 90° no funcionan, por esta razón, aunque el edificio no tenga daño se tiene que reforzar con algún tipo de encamisado de acero o de concreto, ya que al realizar la revisión por cortante en las columnas no van a tener la resistencia suficiente sin tomar en cuenta los estribos.

## 7.12 Revisión de demandas de acero en traveses

Para la revisión de las traveses se aplicaron las (NTC-DCEC, 2017) Capítulo 5 Estados Límite de falla. Las vigas se revisaron a partir de los diagramas de momento flexionante para revisar las demandas de acero de refuerzo por flexión, teniendo como límites con lo establecido en la sección 5.1.4.1 Refuerzo mínimo y la sección 5.1.4.2 Refuerzo máximo de las (NTC-DCEC, 2017). A continuación, se presentan las ecuaciones a utilizar:

$$A_{smin} = 0.70 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$A_{smax} = 0.75A_{sb}$$

$$A_s = \left[ 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] \frac{f'_c}{f_y} b d$$

Para la revisión del refuerzo de todas las traveses se utilizó el programa de ayuda de diseño de traveses que aparece en el programa comercial ETABS, en las siguientes imágenes se presentan los diagramas del acero de refuerzo por cada marco. Para cada trabe viene indicado el acero superior e inferior.

Es importante mencionar que estas demandas de acero no se pueden comparar con las demandas originales de diseño debido a que no se cuenta con memoria de cálculo ni planos estructurales, por lo que se recomienda realizar las pruebas necesarias para obtener los armados de las traveses.

En las siguientes figuras se muestran los diagramas de las demandas de acero de refuerzo longitudinal con sus respectivos valores. En las figuras donde se presenten casillas en color rojo indica que en ese tramo no cumple con lo establecido a la norma.

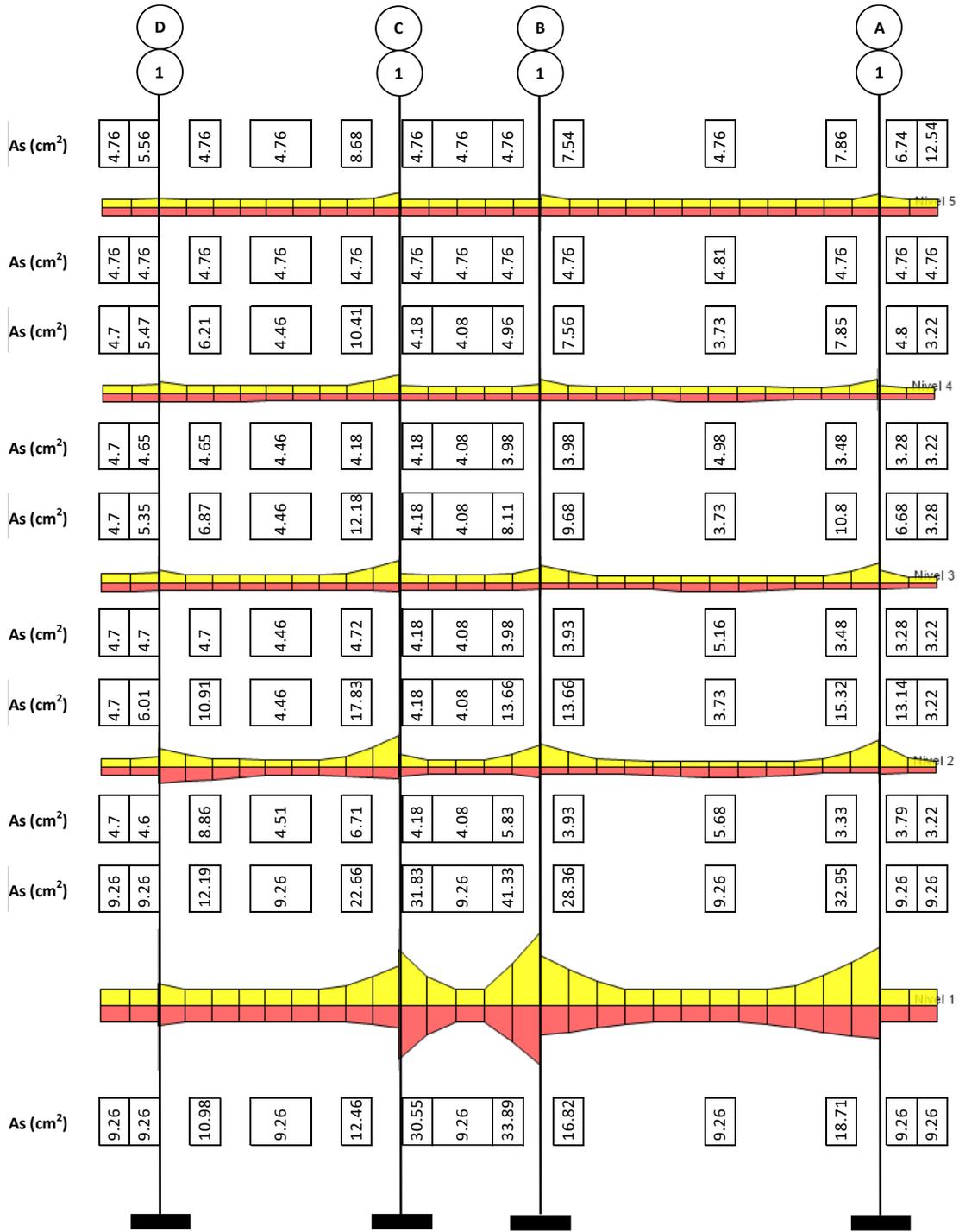


Figura 7-42 Demandas de acero de traves (NTC-DCEC, 2017) del marco 1

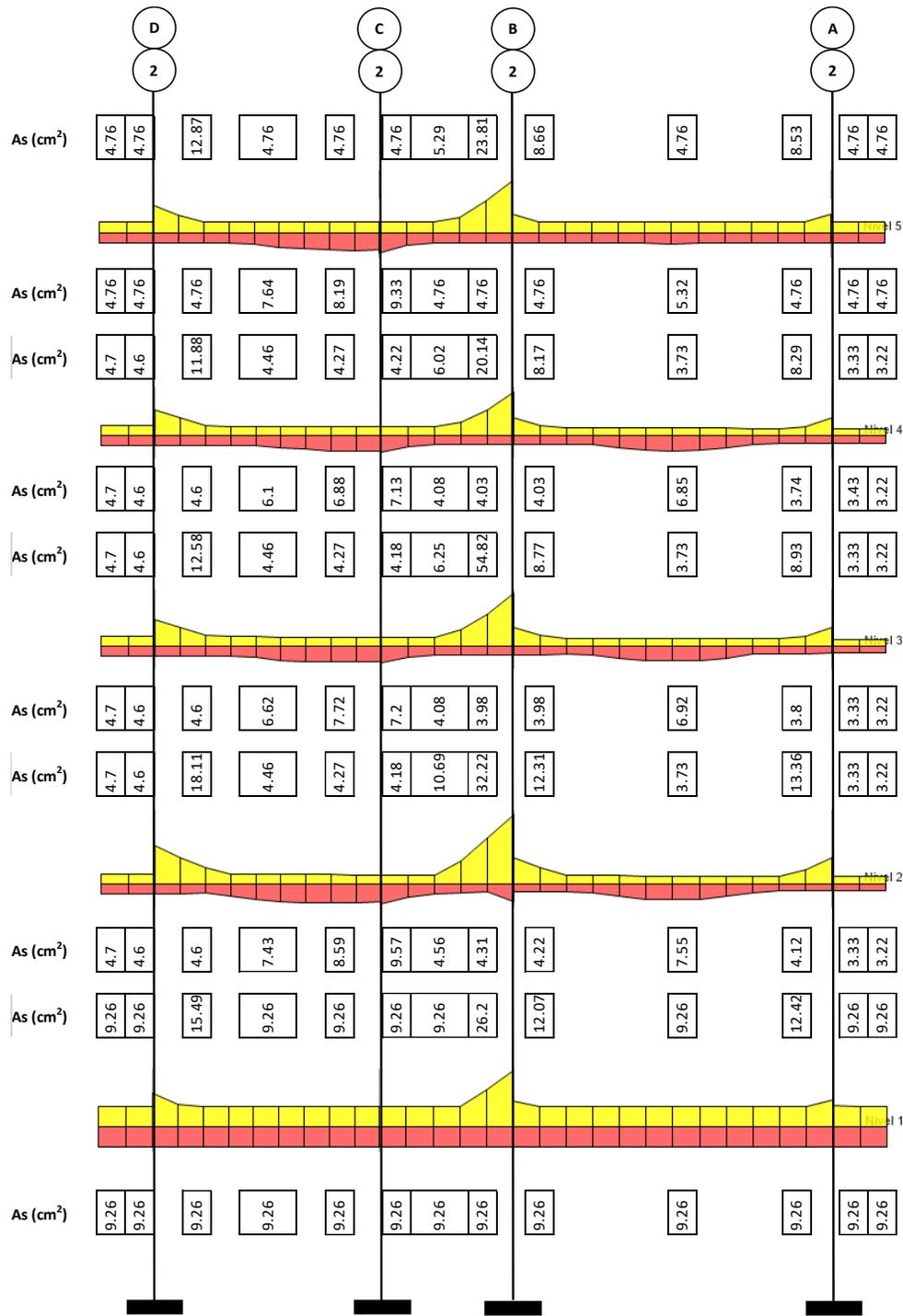


Figura 7-43 Demandas de acero de traves (NTC-DCEC, 2017) del marco 2

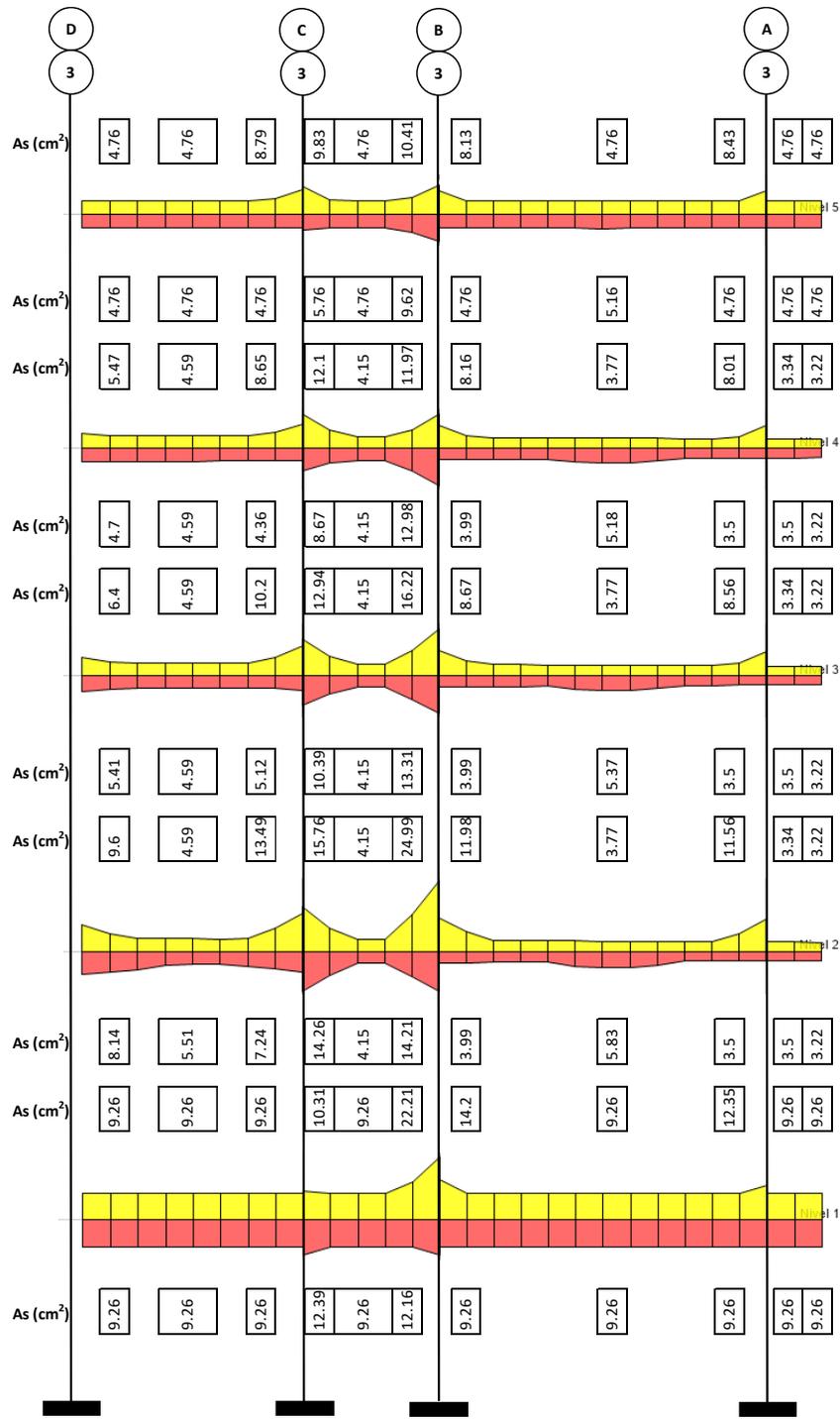


Figura 7-44 Demandas de acero de traves (NTC-DCEC, 2017) del marco 3

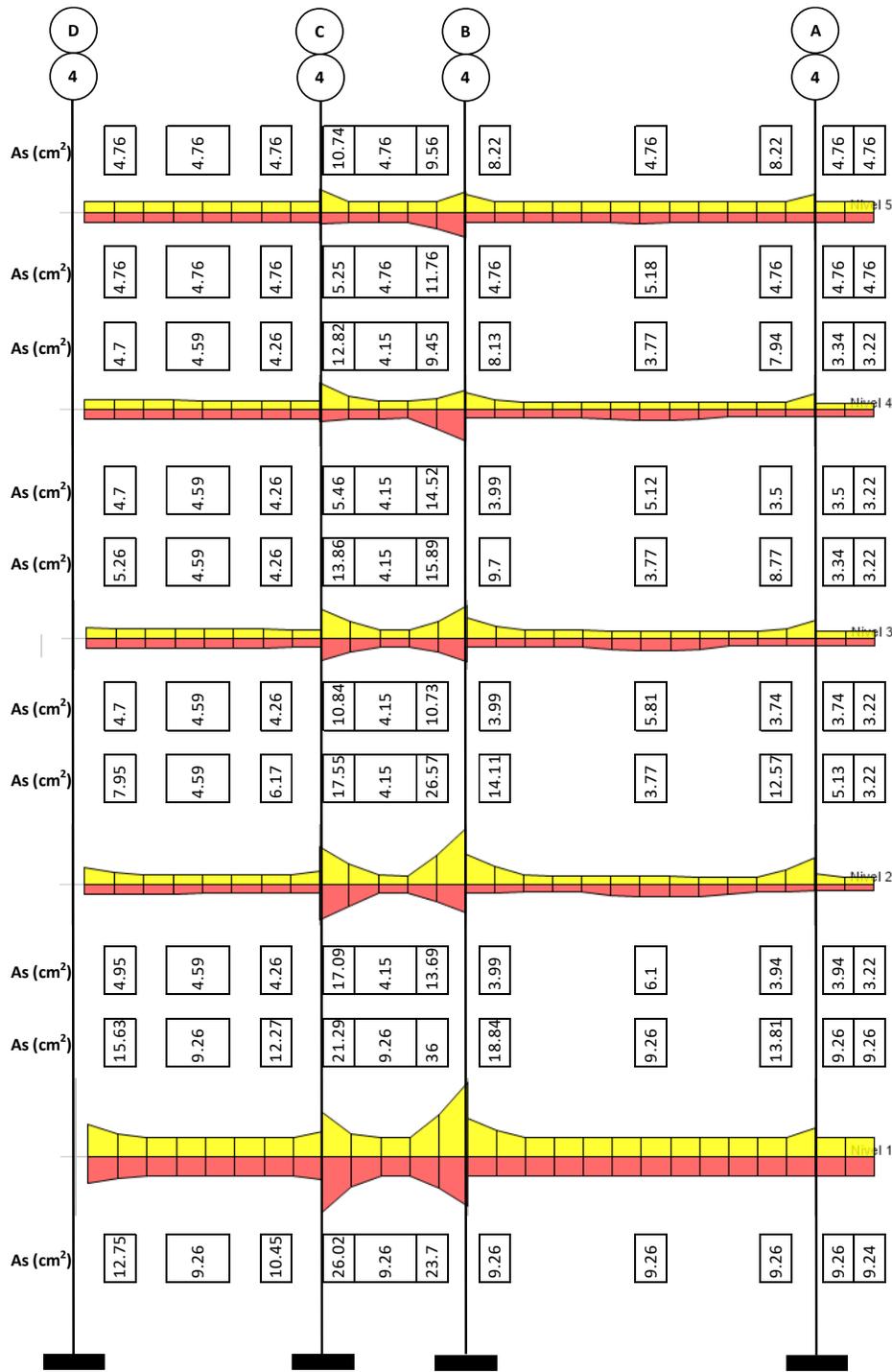


Figura 7-45 Demandas de acero de traves (NTC-DCEC, 2017) del marco 4

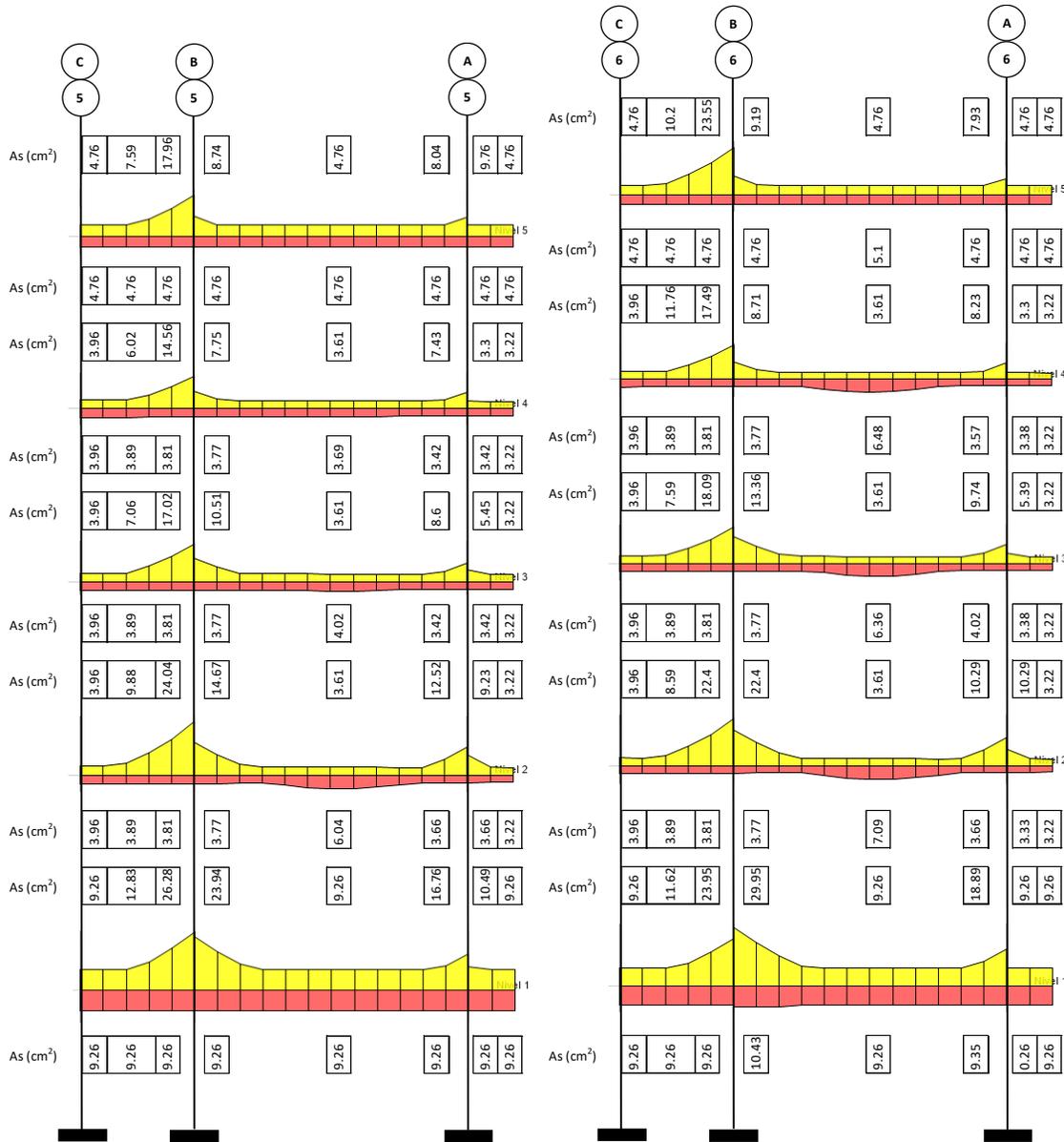


Figura 7-46 Demandas de acero de traves (NTC-DCEC, 2017) del marco 5 y 6

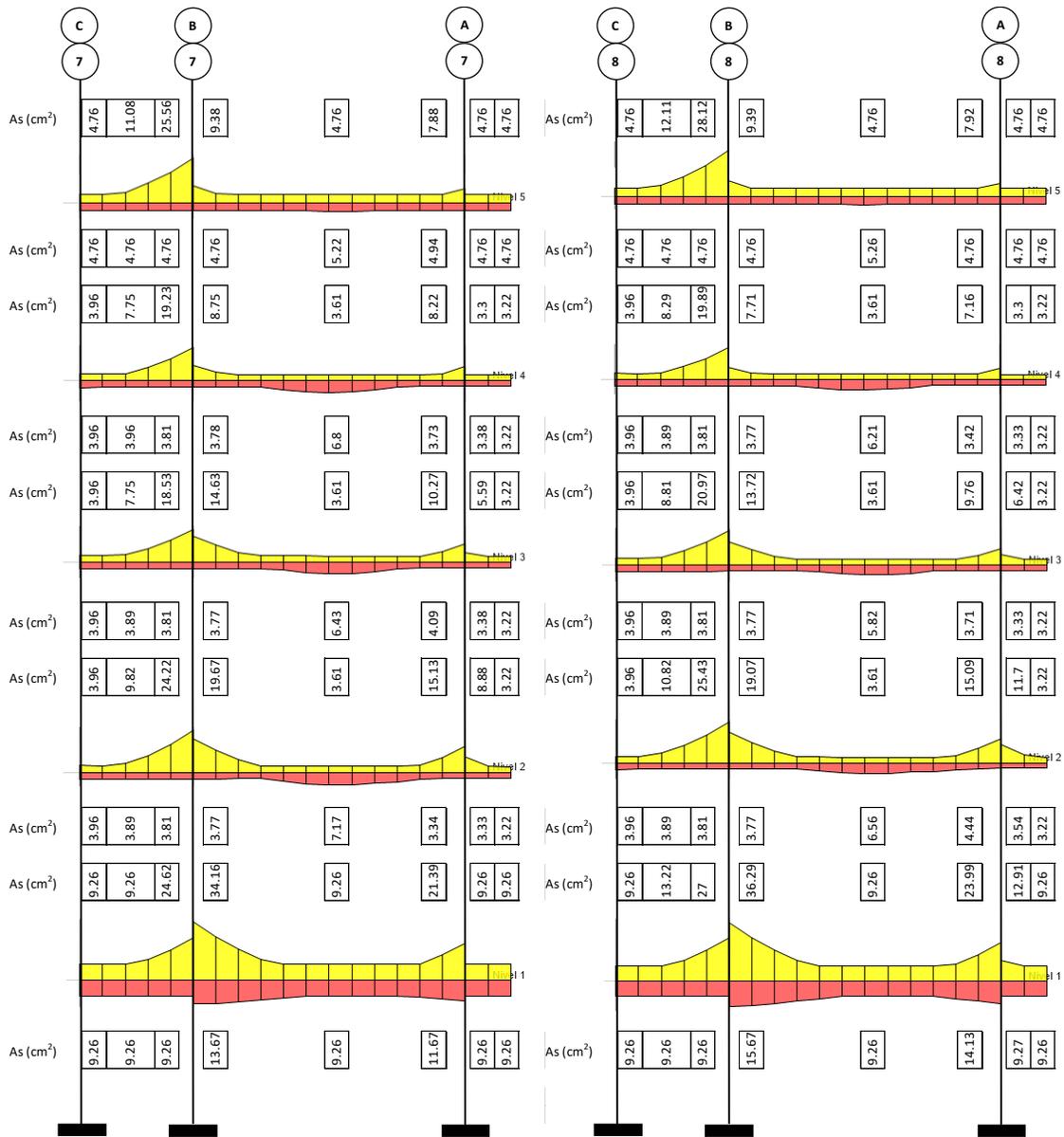


Figura 7-47 Demandas de acero de traves (NTC-DCEC, 2017) del marco 7 y 8

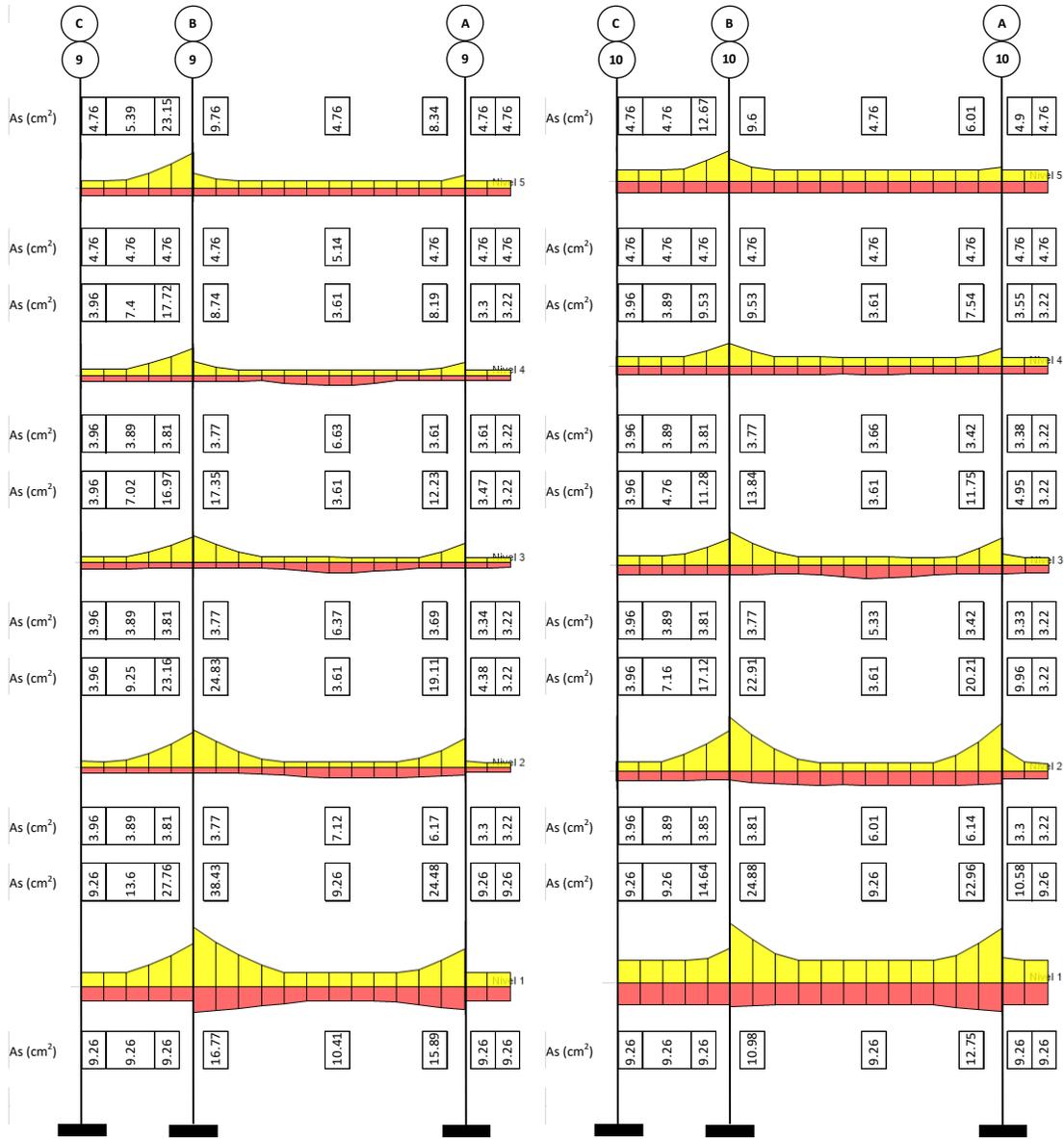


Figura 7-48 Demandas de acero de traves (NTC-DCEC, 2017) del marco 9 y 10

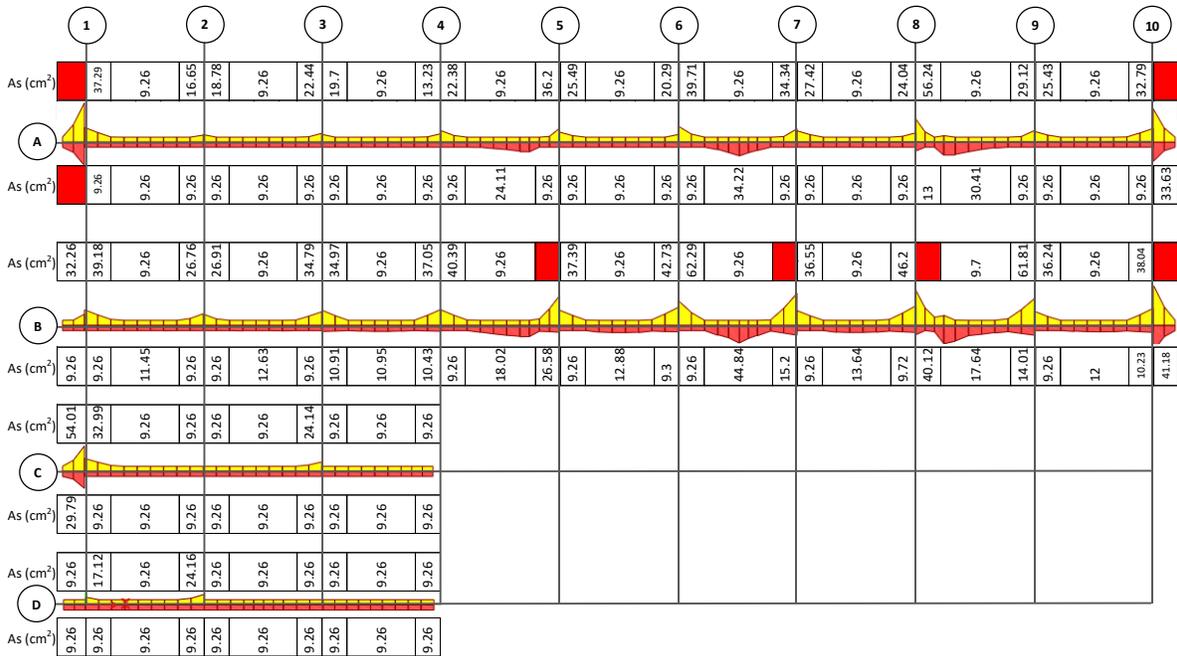


Figura 7-49 Demandas de acero de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 1

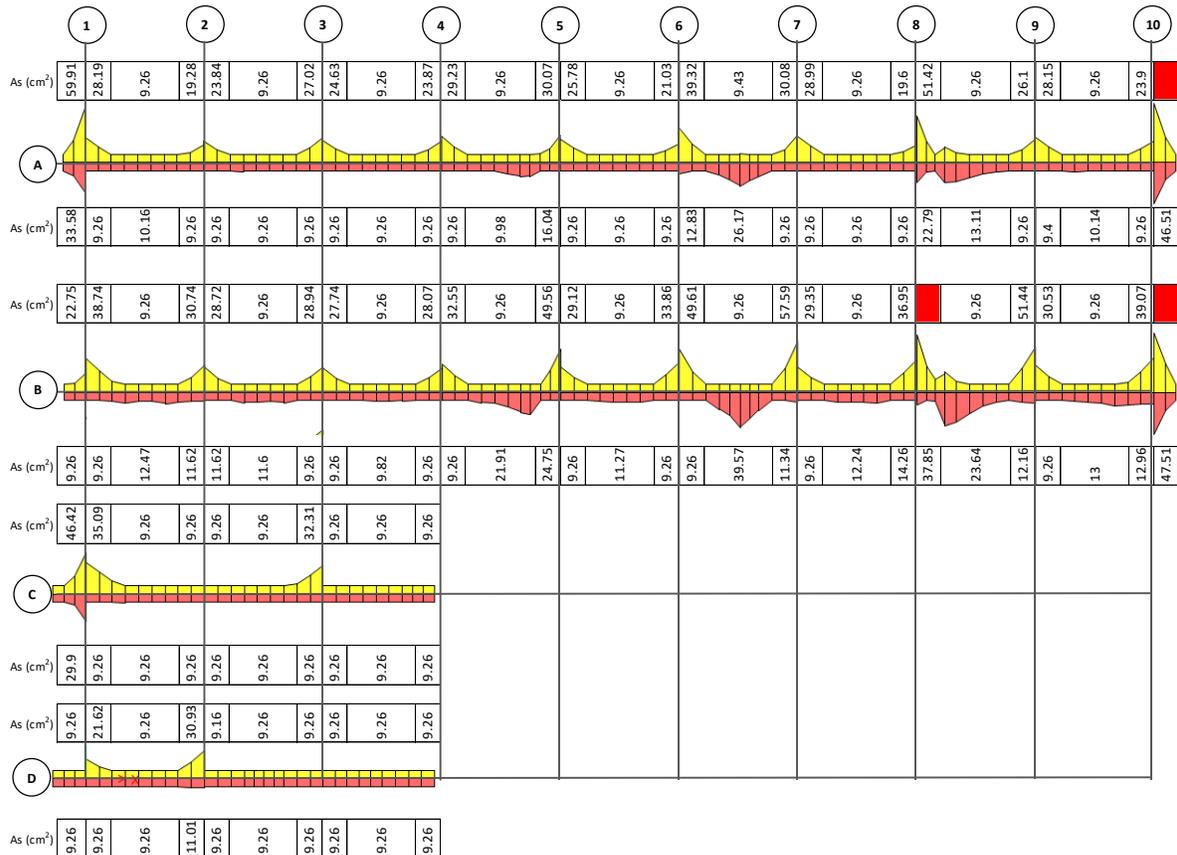


Figura 7-50 Demandas de acero de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 2

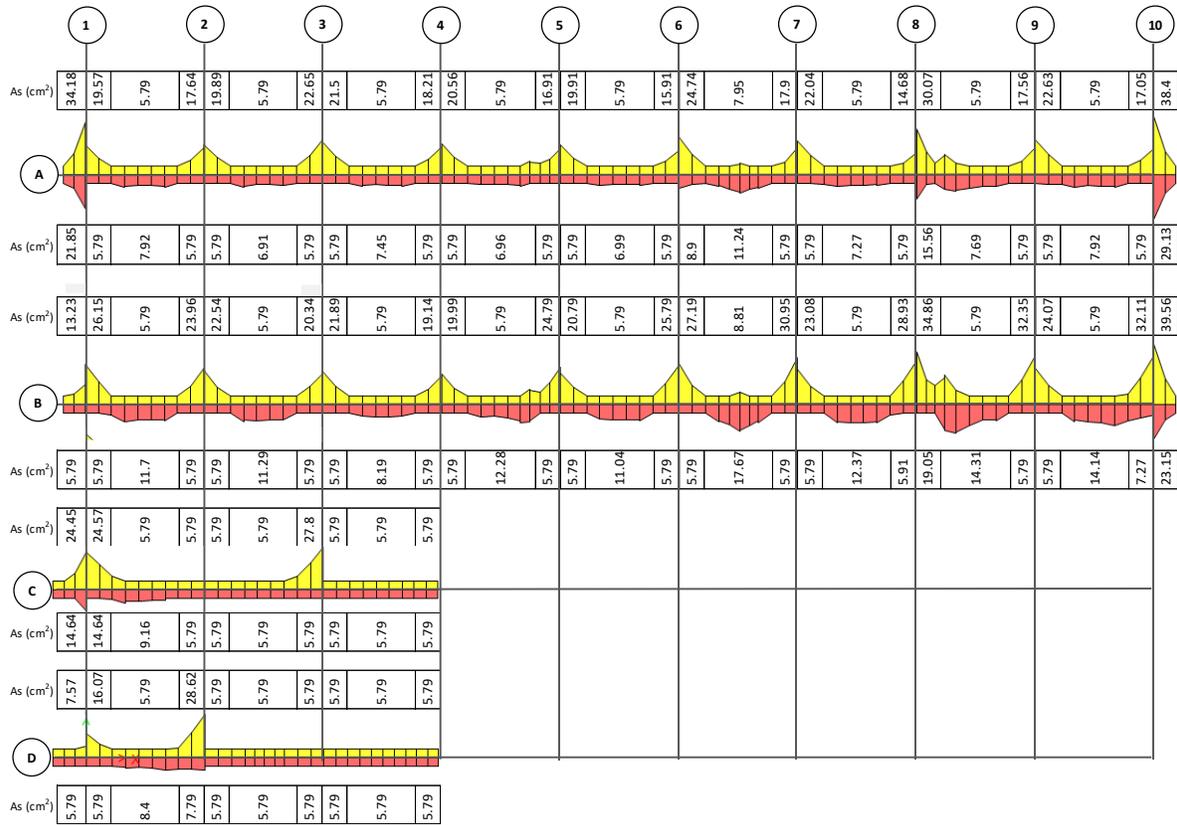


Figura 7-51 Demandas de acero de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 3

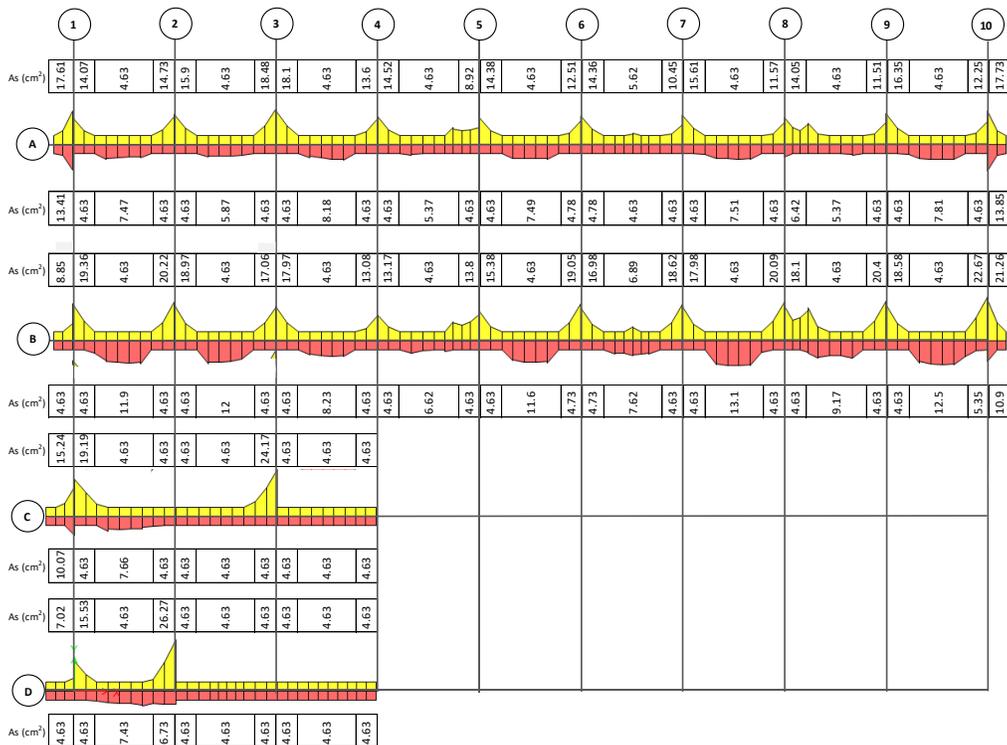


Figura 7-52 Demandas de acero de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 4

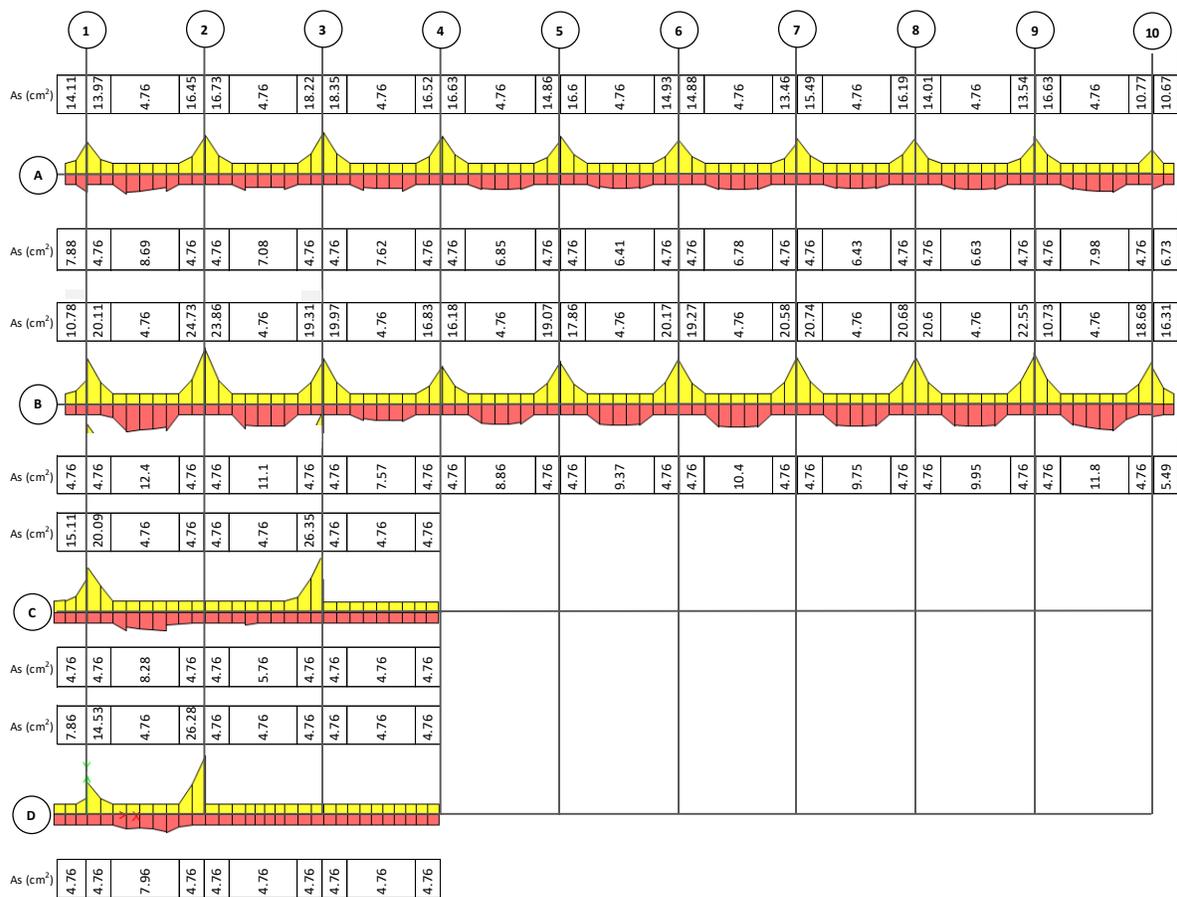


Figura 7-53 Demandas de acero de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 5

### 7.12.1 Revisión de la fuerza cortante en vigas

De acuerdo con las (NTC-DCEC, 2017) para el cálculo de la fuerza cortante que toma el concreto para elementos sin presfuerzo para vigas con relación claro a peralte total,  $L/h$ , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto,  $V_{CR}$ , se calculara con el criterio siguiente:

Si  $p < 0.015$

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

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = F_R 0.16\sqrt{f'_c}bd$$

Donde:

- $F_R$  Factor de resistencia
- $p$  cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión
- $f'_c$  resistencia especificada del concreto a compresión
- $b$  ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L
- $d$  peralte efectivo

Debido a que las ecuaciones para calcular el cortante que toma el concreto depende la cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión se tomarán las áreas de acero calculadas mostradas anteriormente. Cabe recalcar que debido a que el edificio fue construido antes de 1976 las (NRSECDS, 2017) indican que se despreciaría la contribución de los estribos a cortante y para confinamiento. A continuación, se presentan las demandas de acero transversal de las vigas.

En las siguientes figuras se muestran los diagramas de las demandas de acero de refuerzo transversal con sus respectivos valores. En las figuras donde se presenten casillas con "FC" indica que en ese tramo falla por cortante.



Figura 7-54 Demandas de acero transversal (NTC-DCEC, 2017) del marco 1

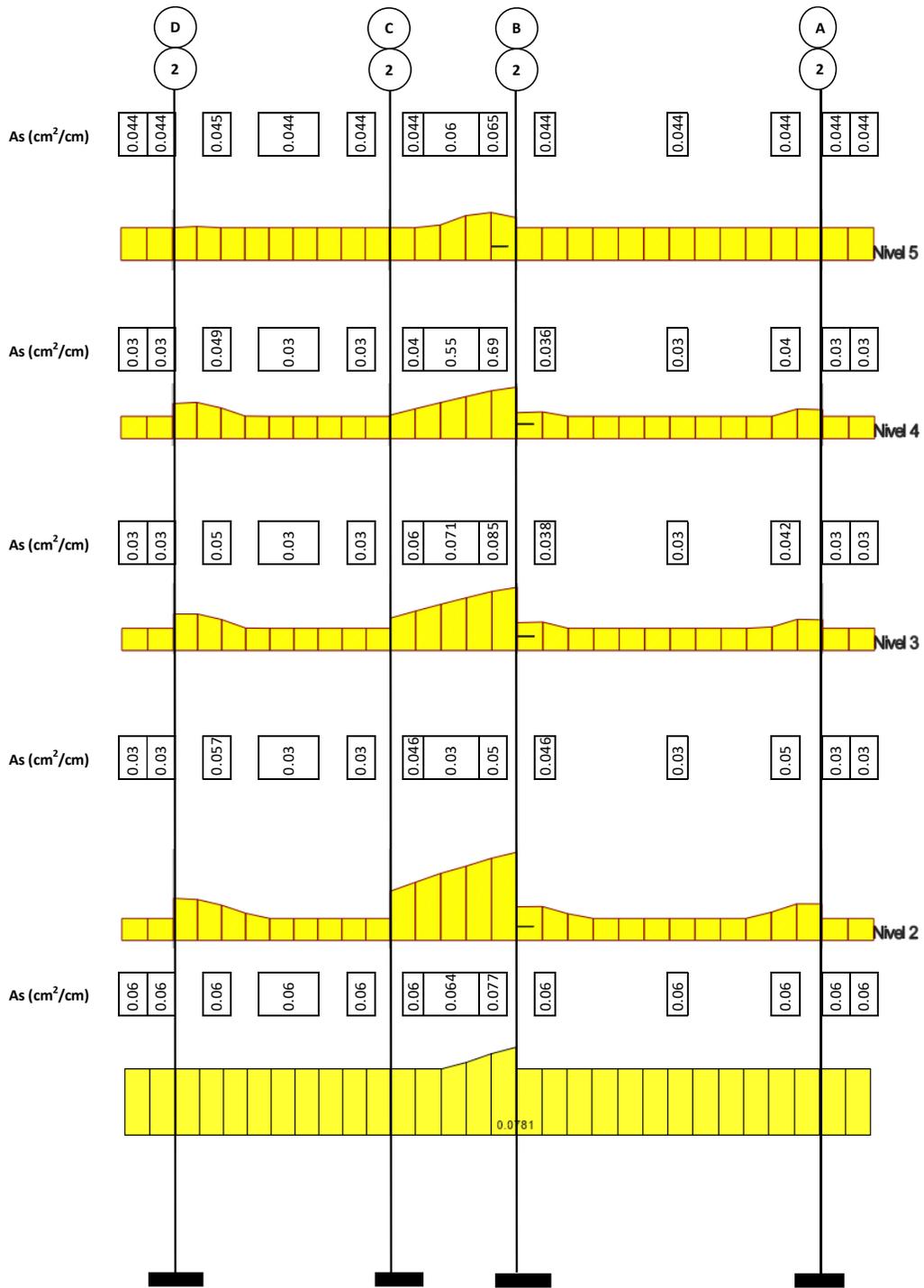


Figura 7-55 Demandas de acero transversal (NTC-DCEC, 2017) del marco 2

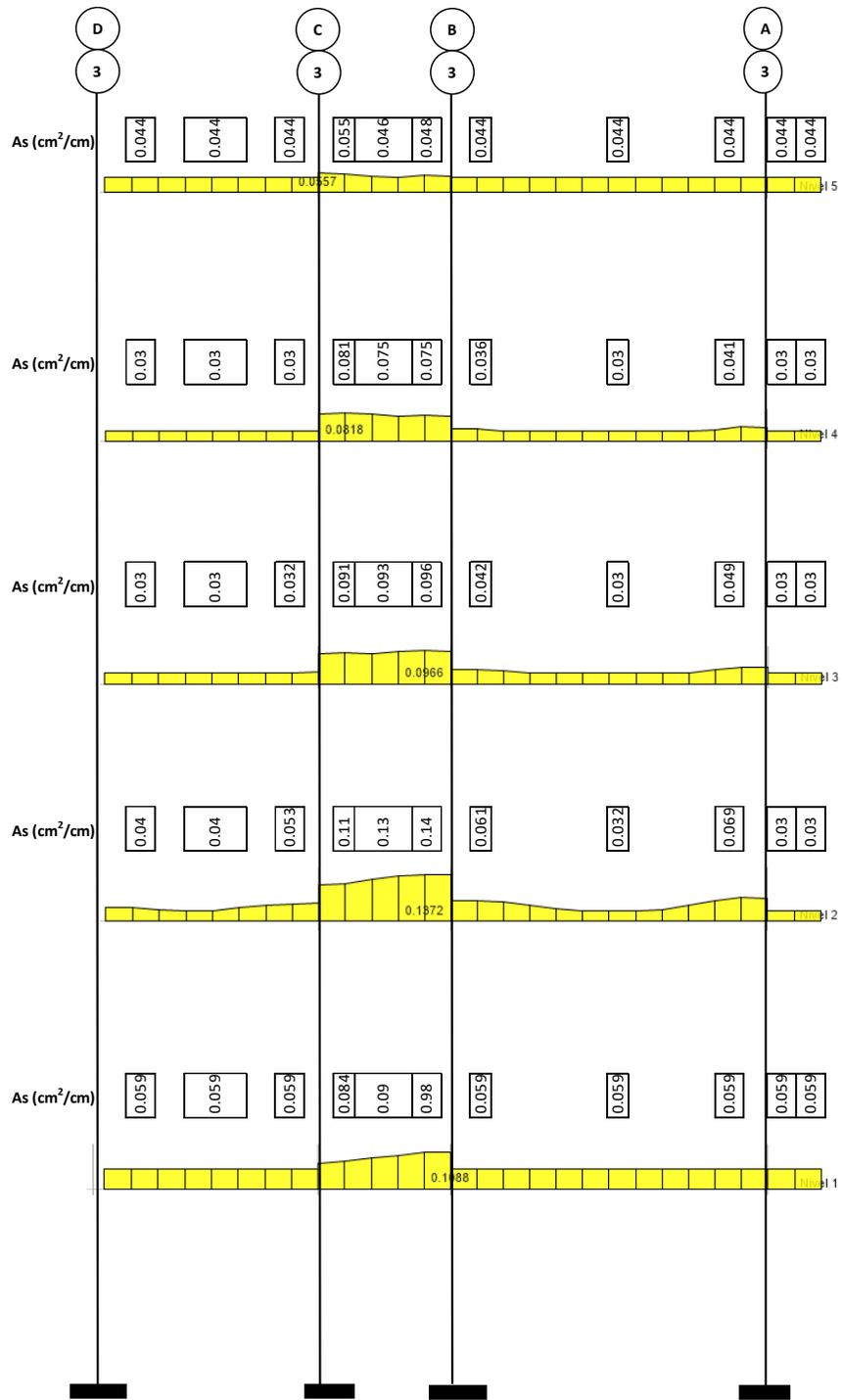


Figura 7-56 Demandas de acero transversal (NTC-DCEC, 2017) del marco 3



Figura 7-57 Demandas de acero transversal (NTC-DCEC, 2017) del marco 4

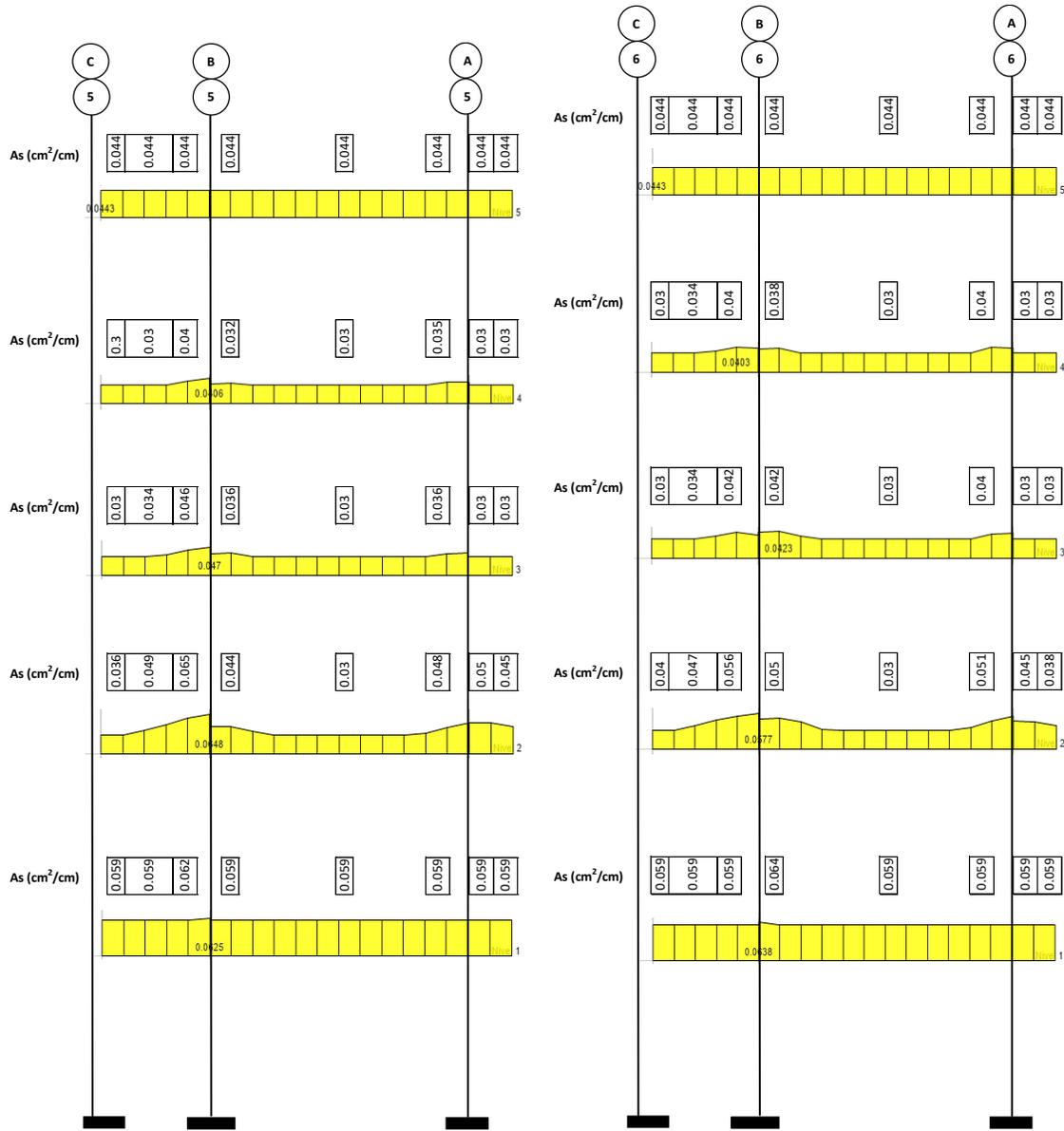


Figura 7-58 Demandas de acero transversal (NTC-DCEC, 2017) del marco 5 y 6

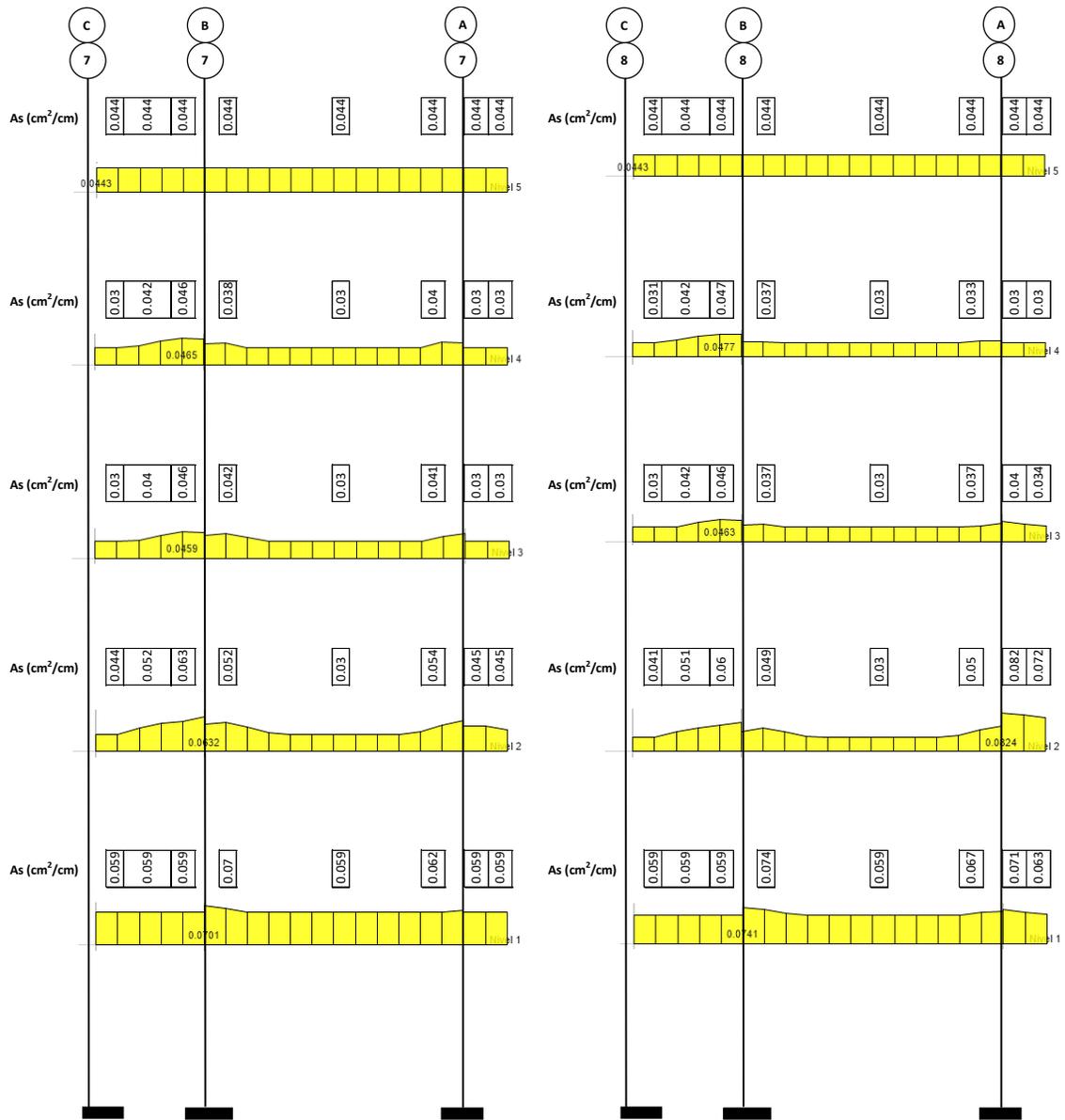


Figura 7-59 Demandas de acero transversal (NTC-DCEC, 2017) del marco 7 y 8

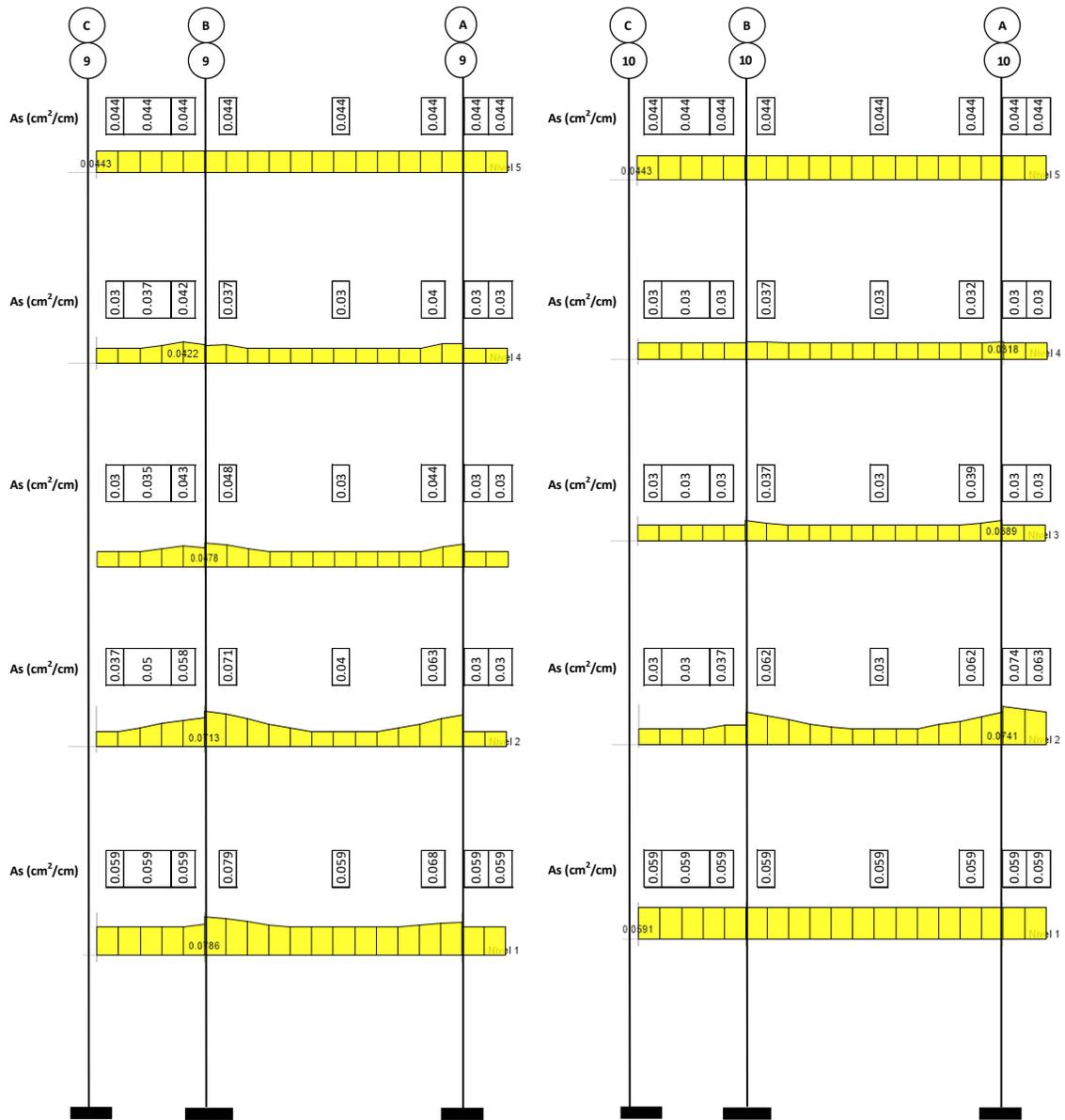


Figura 7-60 Demandas de acero transversal (NTC-DCEC, 2017) del marco 9 y 10

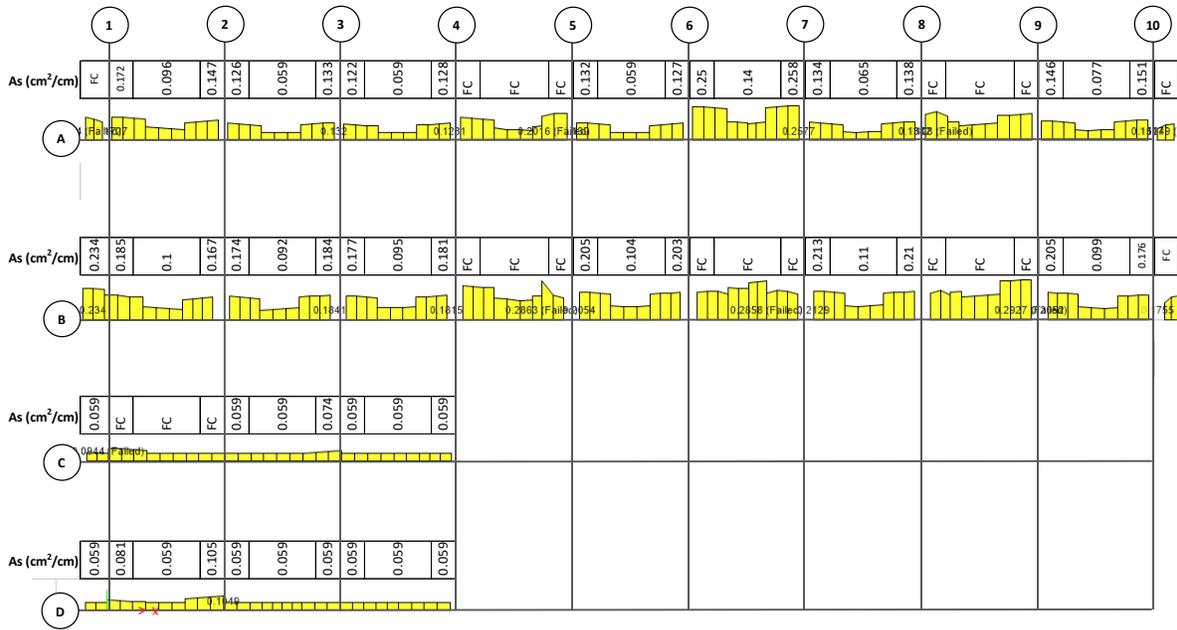


Figura 7-61 Demandas de acero transversal de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 1

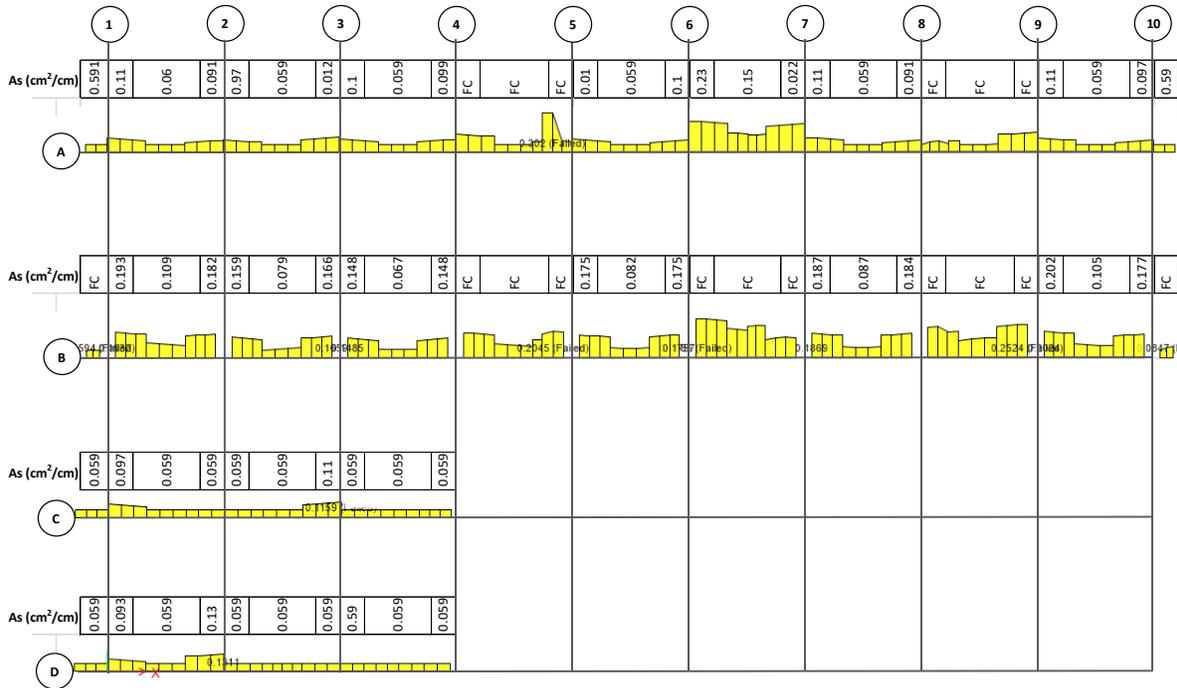


Figura 7-62 Demandas de acero transversal de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 2

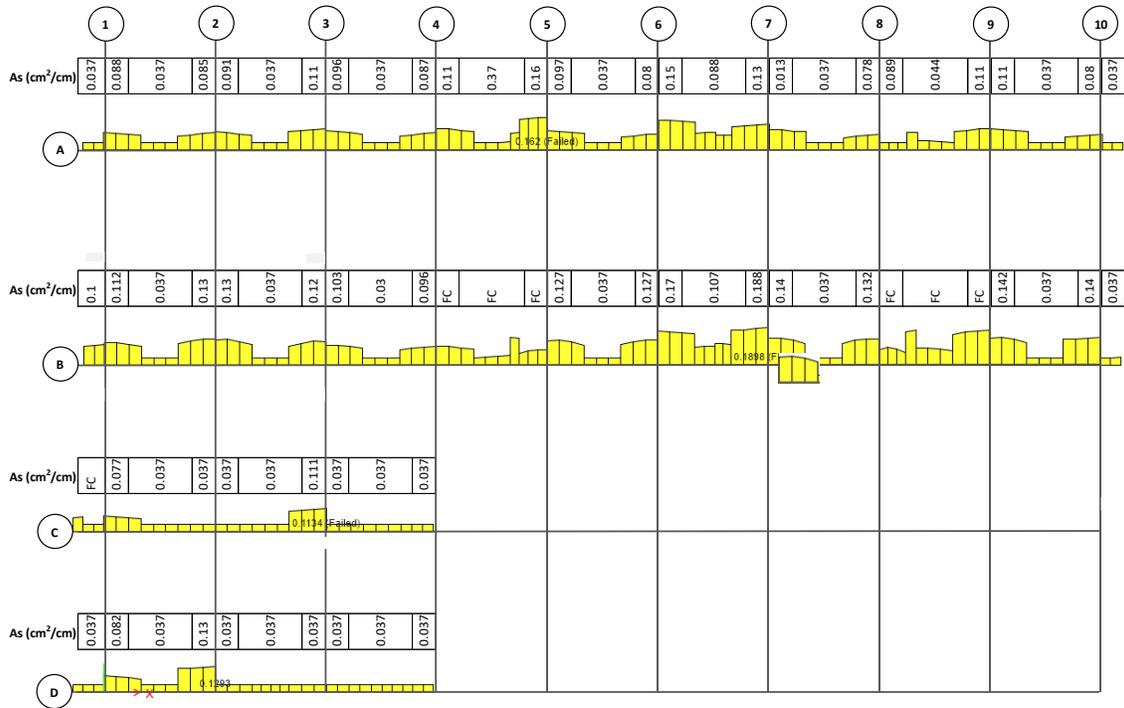


Figura 7-63 Demandas de acero transversal de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 3

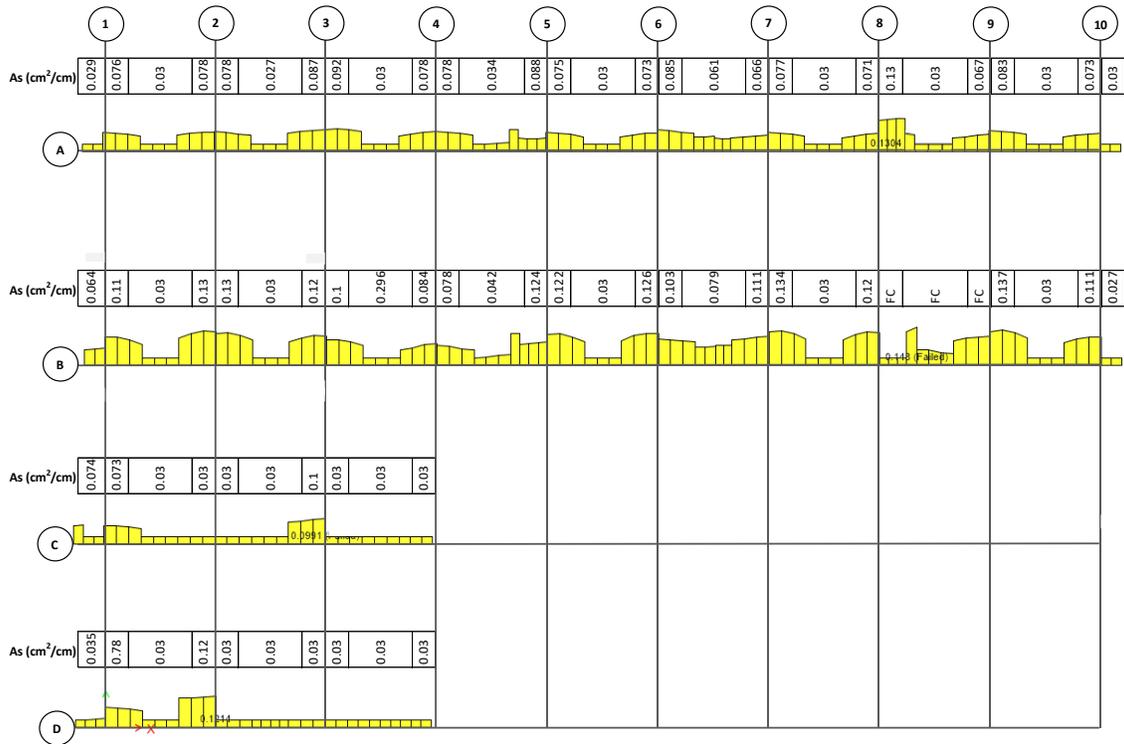


Figura 7-64 Demandas de acero transversal de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 4

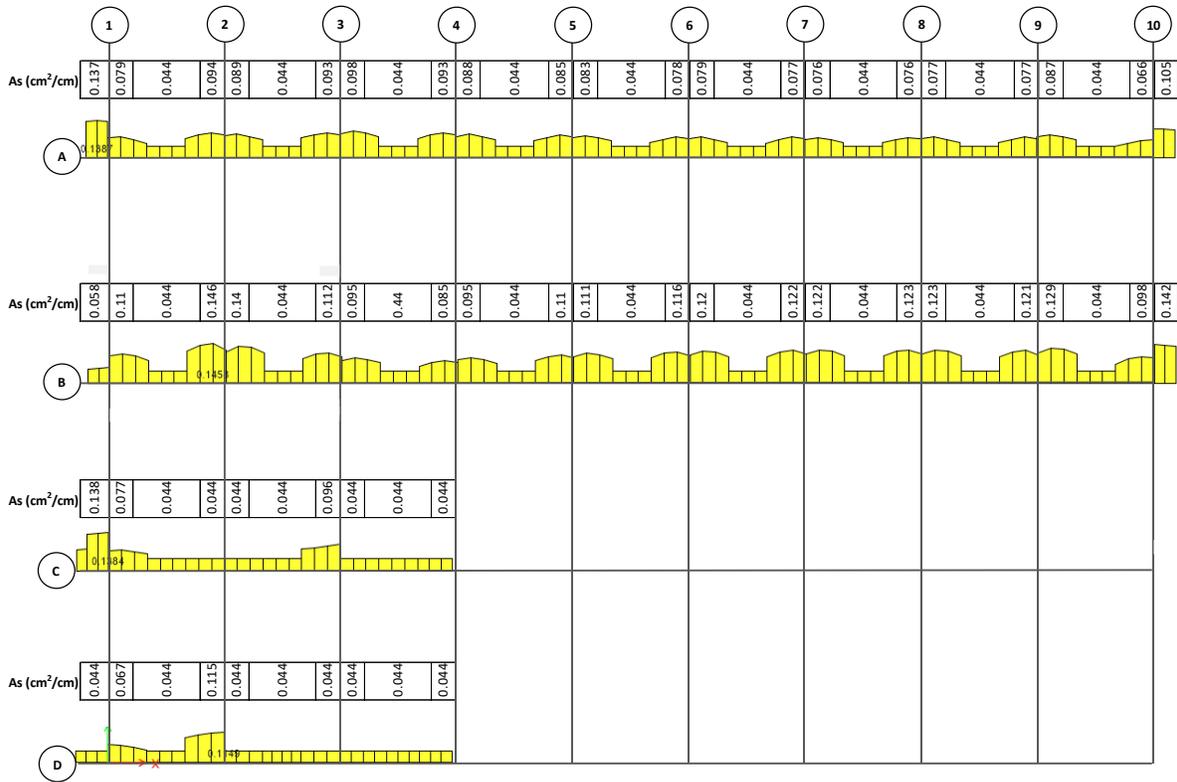
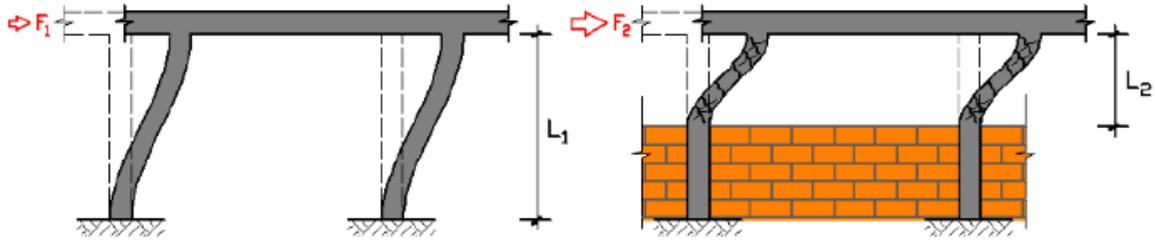


Figura 7-65 Demandas de acero transversal de traves longitudinales (NTC-DCEC, 2017) del Nivel 5

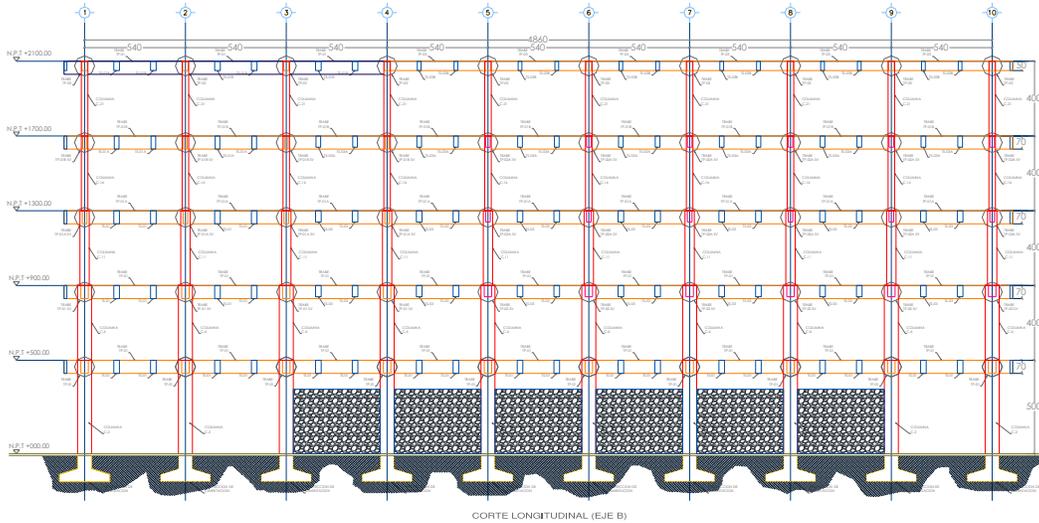
### 7.13 Revisión de muros mampostería de piedra braza

Debido a la geometría de los muros de mampostería de piedra braza se revisará el efecto de columna corta ya que dichos muros tienen una altura parcial esto debido a que se colocaron ventanas sobre los muros como se muestra en la Figura 7-67. En este caso se debe poner atención en los cambios de rigidez que se presentan en el sistema ya que la presencia de los muros de mampostería de piedra braza puede dañar a las columnas como se puede observar en la Figura 7-66.

Para revisar el efecto se propuso revisar cual es la resistencia a cortante  $v'_m$  de los muros y determinar cuál es la contribución total de los muros para resistir el cortante de entrepiso, esto con la finalidad de determinar si los muros fallarán primero por lo que en ese caso no dañarán a las columnas, de ser el caso de que los muros tienen la capacidad de resistir toda la fuerza cortante del entrepiso esto podría causar algún daño a las columnas.



**Figura 7-66 Efecto de columna corta**



**Figura 7-67 Localización de muros de mampostería de piedra braza**

Para calcular la resistencia de los muros de piedra braza en planta baja se aplicó a lo establecido a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, NTCMC (CDMX, 2020). La expresión, para cada muro, es:

$$V_{mR} = F_R [(0.5v_m A_T + 0.3P) \cdot f] \leq 1.5F_R v_m A_T f \quad (1)$$

donde

$F_R$  factor de resistencia; se toma igual 1.0

$v'_m$  resistencia a cortante media de la mampostería obtenida de muertes a compresión diagonal;

$A_T$  área transversal del muro (área en planta = longitud por espesor del muro, se incluyen los castillos);

$P$  carga vertical que actúa sobre el muro considerando acciones permanentes, variables con intensidad instantánea, y accidentales que conduzcan al menor valor y sin multiplicar por el factor de carga;

$f$  factor que toma en cuenta la relación de aspecto del muro para calcular la resistencia al agrietamiento por tensión diagonal.

$$f = \begin{cases} 1.5 & \text{si } \frac{H}{L} \leq 0.2 \\ 1.0 & \text{si } \frac{H}{L} \geq 1.0 \end{cases} \quad (2)$$

$H$  altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral;

$L$  longitud efectiva del muro.

Se consideró la contribución de los seis muros de 465 cm de longitud con una altura de 345 cm que se localizan en el eje B entre los ejes 3 y 9.

Se propone una resistencia a cortante de  $F_R v'_m = 0.04 \text{ MPa}$  ( $0.4 \text{ kg/cm}^2$ ); para mampostería de piedras naturales, este valor ya incluye un factor de reducción, esto se debe a que se está retomando el antiguo diseño por esfuerzos permisibles usado históricamente para este tipo de estructuras, contenido en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1942 y 1966. Desde las primeras NTC-DCEM de 1977 se incluyeron estos los esfuerzos resistentes que “ya incluyen el factor de reducción,  $F_R$ ” (NTC-DCEM, 2020).

Haciendo las operaciones para el muro que se localiza en el eje B entre los ejes 3 y 4 en planta baja resulta:

$$A_T = t \cdot L = 90 \times 465 = 41,850 \text{ cm}^2 ; y$$

$$P = 305,616 \text{ kg}$$

$H/L = 345/465 = 0.74$  se interpola para encontrar el valor del factor obteniendo  $f = 1.161$ . Por lo tanto

$V_{mR,nominal} = 1[(0.5 \times 0.4 \times 41,850 + 0.3 \times 305,616) \cdot 1.161] = 102,147.3 \text{ kg}$  que es mayor que  $1.5F_R v'_m A_T f = 29,153 \text{ kg}$ , por lo que se tomará el valor menor para la revisión de la resistencia a cortante que soporta el muro.

Para los cinco muros restantes se realizó el mismo procedimiento el cual se resume en la Tabla 7-29.

**Tabla 7-29 Fuerza cortante que toman los muros de mampostería de piedra braza**

Ubicación de muro	$P$ kg	$V_{mR} = F_R[(0.5v'_m A_T + 0.3P) \cdot f]$ kg	$1.5F_R v'_m A_T f$ kg
Eje B entre ejes 4 y 5	197,822	78,639	29,153
Eje B entre ejes 5 y 6	228,144	89,202	29,153
Eje B entre ejes 6 y 7	232,350	92,594	29,153
Eje B entre ejes 7 y 8	237,880	90,528	29,153
Eje B entre ejes 8 y 9	337,719	127,377	29,153

Se puede observar que para los cinco muros de mampostería de piedra braza no se cumple con la condición que se estable en la fórmula (1) por lo que solo se tomará para la revisión que el aporte para resistir la fuerza cortante de entrepiso de los muros será de  $V_{mR} = 29,153 \times 5 = 174,918 \text{ kg}$  el cual se compara con la fuerza cortante actuante de entrepiso debido al sismo  $517.36 \text{ ton}$ , por lo que podemos concluir que los muros no causarán daños a las columnas adyacentes ya que los muros fallarán antes ya que no tiene la capacidad de resistir toda la fuerza cortante, por lo que no se presentará un cambio de rigidez considerable de los muros que afecten a las columnas.

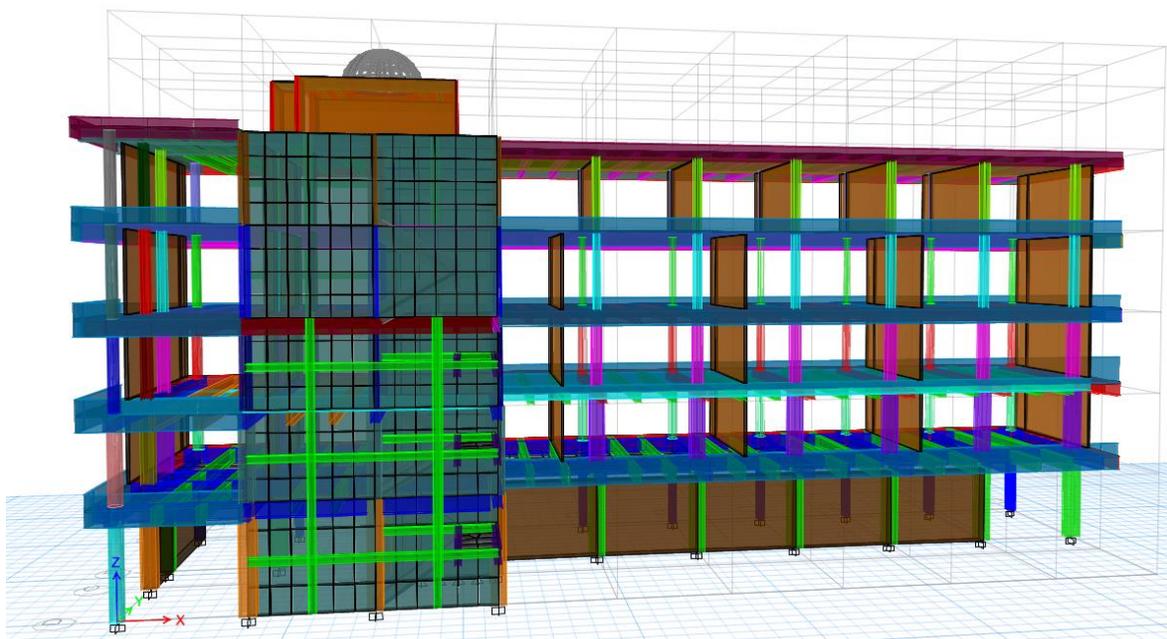
## 7.14 Cimentación de la estructura

En este caso se omitió revisar la cimentación, esto debido al buen comportamiento que ha tenido la estructura a lo largo de su vida útil, en gran parte gracias a que el edificio está ubicado en zona de lomas. Los diferentes eventos sísmicos que se han presentado no le han causado daños, ni han evitado que el edificio deje de estar en uso. Independientemente de lo mencionado normativamente se debería considerar.

## 7.15 Modelo calibrado a partir del estudio (Arzate M. , 2019)

Al finalizar el modelo del Edificio B se analizaron los valores obtenidos del análisis modal espectral y se compararon los periodos naturales de vibrar. Debido a la diferencia se modificaron los valores nominales de resistencia de algunas columnas de concreto reforzado las cuales se obtuvieron de las pruebas no destructivas realizadas para estimar la resistencia del concreto por medio de un instrumento de medición denominado esclerómetro que se menciona en el estudio (Arzate M. , 2019) y se presentan en la Tabla 7-30. Se modificaron las cargas accidentales y las cargas muertas que se presentan en la Tabla 7-31, la Tabla 7-32 y la Tabla 7-33.

Cabe recalcar que se realizó este modelo solo como guía, el modelo matemático que rige es el al que se aplicó las (NRSECDs, 2017).



*Figura 7-68 Modelo calibrado Edificio B (ETABS)*

*Tabla 7-30 Resistencias estimadas medidas con esclerómetro edificio B FI, (Arzate M. , 2019)*

Nivel	Ejes	Valor promedio con esclerómetro	Resistencia kg/cm <sup>2</sup>
PB	2 A	21.9	214.7
	6 A	25.7	251.8
	9 A	33.3	327.0
	2 B	28.5	279.6
	1 D	22.0	215.8
N1	1 D	25.8	253.1
	8 B	28.3	278.0
	8 A	12.8	125.1
	7 B	16.8	165.1
N2	1 D	11.6	113.5
	4 B	28.2	278.0
	4 A	17.6	172.7
N3	1 D	12.2	119.4
	1 A	20.7	202.7
	8 A	11.9	116.5
N4	1 D	18.8	183.9
	3 B	17.3	169.2
	3 A	24.7	242.0
	2 A	13.0	127.5
	10 B	35.8	350.7
	9 B	21.8	213.4

**Tabla 7-31 Peso por cargas muertas modelo calibrado (entrepiso)**

Concepto	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Losa de concreto reforzado de 10 cm de espesor	240
Plafón e instalaciones	30
Firme de mortero de 3 cm de espesor	66
Loseta	15
<i>Total de carga muerta en entrepiso</i>	<i>351</i>

**Tabla 7-32 Peso por cargas muertas modelo calibrado (azotea)**

Concepto	Carga (kg/m <sup>2</sup> )
Losa de concreto reforzado de 11 cm de espesor	240
Plafón e instalaciones	30
Firme de mortero de 3 cm de espesor	66
Relleno e impermeabilización	150
<i>Total de carga muerta en azotea</i>	<i>486</i>

**Tabla 7-33 Peso por cargas vivas en kg/m<sup>2</sup>**

<i>Concepto</i>	<i>Entrepisos</i>	<i>Pasillos y escaleras</i>	<i>Azotea</i>
Carga viva accidental	200	200	100

Al realizar la calibración del modelo se obtuvieron los periodos los cuales se comparan con los periodos obtenidos del estudio (Arzate M. , 2019). En la dirección este-oeste se tienen periodos parecidos en los tres casos, sin embargo, para la dirección norte-sur se tiene una diferencia del 13 por ciento entre los periodos con vibración ambiental y los obtenidos con ETABS. La diferencia que se presenta entre los periodos con SAP2000 y ETABS se debe a las consideraciones que se tomaron para realizar los modelos que pueden ser cargas y elementos que aportan rigidez. Las correlaciones logradas entre las propiedades dinámicas obtenidas de los modelos matemáticos elásticos y los valores experimentales muestran que se puede lograr una adecuada concordancia, siempre y cuando se consideren todos los elementos estructurales y los llamados no estructurales que contribuyen significativamente en la rigidez y masa de la estructura, de lo contrario se pueden presentar diferencias significativas entre dichas características (Muriá, 1995).

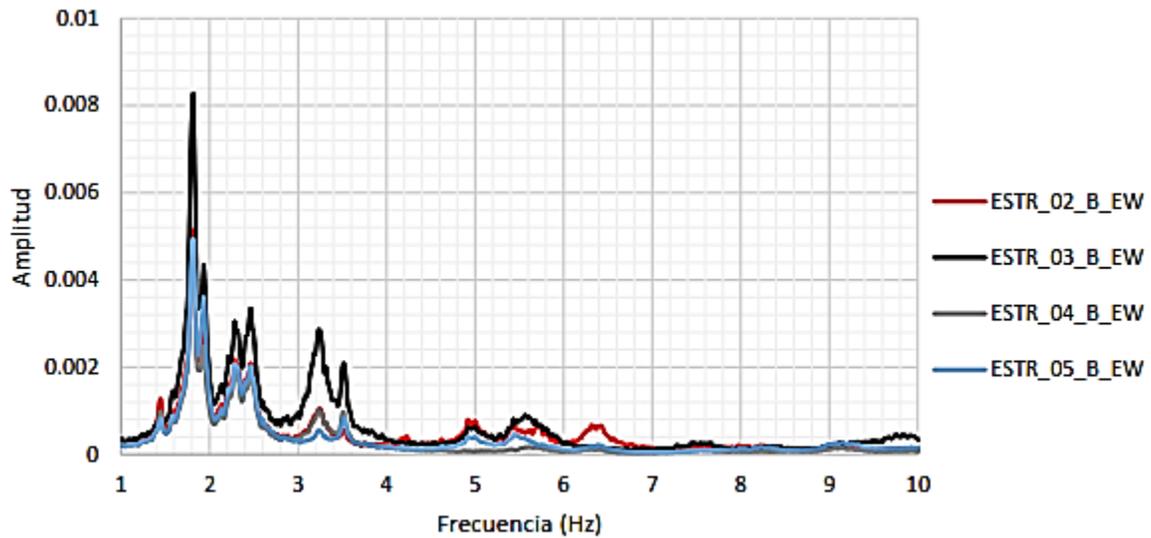
La diferencia que se presenta del 13 por ciento se considera aceptable debido a que en el estudio "Propiedades dinámicas de edificios de la Ciudad de México" (Muriá, 1995), el cual menciona recomendaciones básicas para identificar las propiedades dinámicas de los edificios a partir de mediciones de vibración ambiental y registros sísmicos. Se presentan las propiedades dinámicas de 60 edificios de la Ciudad de México medidas entre 1986 y 1994, de los cuales se desarrollaron 13 modelos de los edificios medidos a fin de comparar las características dinámicas calculadas y experimentales. Al comparar los periodos fundamentales calculados con los modelos matemáticos y los identificados experimentalmente, las diferencias entre ellos son inferiores al 17 por ciento.

**Tabla 7-34 Comparación de periodos de vibrar de los diferentes estudios**

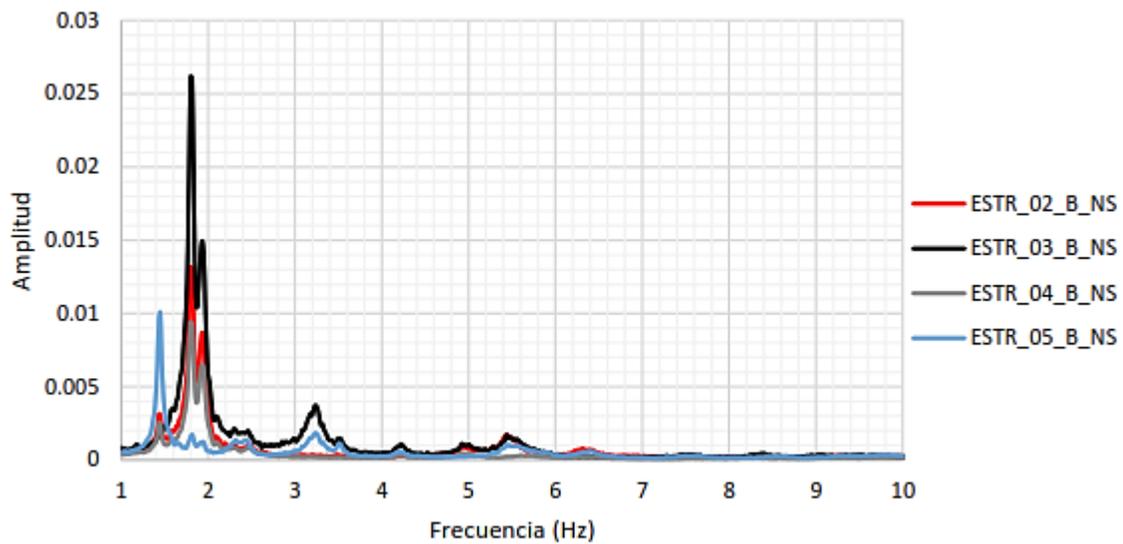
<b>Periodos con vibración ambiental (s)</b>		<b>Periodos con SAP2000 (CSI. 2018) (s)</b>		<b>Periodos con ETABS Ultimate 19.1.0 (s)</b>	
<b>Este - Oeste</b>	<b>Norte - Sur</b>	<b>Este - Oeste</b>	<b>Norte - Sur</b>	<b>Este - Oeste</b>	<b>Norte - Sur</b>
0.55	0.55	0.55	0.49	0.52	0.65
0.43	0.24	0.19	0.3	0.17	0.44
0.41	0.2	0.14	0.17	0.15	0.21
0.28	0.18		0.15		
0.2					
0.18					

Para obtener los periodos estructurales con vibración ambiental a partir de los sismómetros se obtuvieron archivos los cuales se le realizaron un procesamiento mediante el método espectral, el cual consiste en obtener la transformada rápida de Fourier, espectros de potencia, espectros de fase y espectros de coherencia.

La Figura 7-69 y la Figura 7-70 muestran las gráficas de los valores promediados obtenidos al aplicar la FFT a cada señal obtenida de todas las lecturas hechas de las estaciones 2 a 5 en dirección este-oeste y norte-sur en el edificio B de la FI, UNAM.



*Figura 7-69 Valores promediados de FFT de las estaciones 2 a 5 en dirección este-oeste edificio BFI, UNAM (Arzate M. , 2019)*



*Figura 7-70 Valores promediados de FFT de las estaciones 2 al 5 en dirección norte-sur edificio BFI, UNAM (Arzate M. , 2019)*

## CAPÍTULO 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se evaluó y se revisó la seguridad estructural del Edificio B con la información disponible del mismo, con lo cual se concluye que el edificio no cumple con la normatividad en vigor, sin embargo, el comportamiento observado a la fecha ha sido satisfactorio, esto debido principalmente a la zona geotécnica en la cual se localiza en Zona I Lomas. Por lo anterior se recomienda un monitoreo detallado periódico y especialmente después de sismos de intensidad media a severa.

Al realizar la revisión del Edificio B aplicando las (NRSECDS, 2017) se llega a la conclusión de que debido a la clasificación de daño y su impacto en el comportamiento de la edificación se etiqueta con código “Verde” ya que es una edificación sin daño estructural y daño no estructural nulo.

En cuanto a la revisión del estado límite de prevención de colapso la revisión para ambas direcciones no rebasa la distorsión permisible por lo cual cumple con lo establecido en la norma, mientras que para el estado límite de limitación de daños la estructura rebasa las distorsiones permisibles en ambos casos y para las dos direcciones, este incumplimiento se debe a que las normativas vigentes se han ido actualizando y las demandas en cuanto a seguridad han ido aumentando debido a los sismos de gran intensidad que se han presentado hasta la actualidad. Al no cumplir totalmente con la normativa podría decirse que la estructura es vulnerable ante sismos frecuentes, aunque la estructuración del edificio en forma de L no es muy recomendable este no ha presentado daños. Lo anterior se debe principalmente a las características de la zona donde está desplantado ya que los movimientos sísmicos generados hasta la actualidad no han demandado fuertemente a la estructura. Es de interés mencionar que la respuesta de la estructura depende de características del movimiento del suelo y de las propiedades dinámicas de sistema estructural.

A pesar de que no cumple con las distorsiones, las (NRSECDS, 2017) establecen que si las distorsiones de los entrepisos para el sismo de diseño exceden 0.006 se deberá rehabilitar la estructura lo cual no es el caso para el Edificio B.

La revisión de las demandas de acero en las columnas se realizó con lo establecido en las (NTC-DCEC, 2017) De las 55 columnas que se revisaron 17 columnas cumplen con las demandas de acero, 35 columnas no cumplen con las demandas de acero y para 11 columnas que además de no cumplir con las demandas de acero es necesario aumentar su sección. Solo se revisaron 55 columnas debido a que no se cuenta con información de las columnas restantes, además no se cuenta con información de las cuantías de acero de trabes y losas, por lo que es recomendable obtener los planos estructurales y la memoria de cálculo originales, en caso de no contar con ellos se tendría que hacer las pruebas necesarias para obtener las cuantías de acero. Para las columnas que no cumplen con las demandas de acero una opción sería el reforzamiento con fibras de carbono, esto dependería del criterio de reforzamiento.

En cuanto a lo que indican las (NRSECDS, 2017) debido a que es un edificio que se construyó antes de 1976, se despreció la contribución de los estribos de las columnas y de las vigas para la revisión por cortante y para confinamiento ya que en esos años se colocaban estribos con ganchos a 90° lo cual se ha demostrado en estudios experimentales son ineficientes para resistir el cortante actuante en los elementos de concreto armado, debido a esto se han presentado casos donde se bota el concreto. A esta condición que quizás sea muy conservadora lo que se tendría que hacer es reforzar todas las columnas debido a que cuando se tenga que revisar el cortante de las columnas ninguna de estas cumpliría ya que es como si no se tuvieran estribos y por lo tanto solo se tendría al concreto para resistir el cortante, además de que por confinamiento tampoco cumpliría. Por esta razón debido a las Normas forzosamente el edificio se tendría que rehabilitar para cumplir con la revisión del

cortante. Una opción o recomendación sería reforzar las columnas con encamisados con concreto o ángulos de acero. Es el mismo caso para las trabes de concreto.

Si bien existe un estudio del Edificio B, este se realizó con las (NTC-DCEC, 2004), el cual ya no sería válido en la actualidad, en este trabajo se volvió a realizar la revisión estructural aplicando las mismas normas con el fin de comparar las demandas de acero de refuerzo longitudinal con las que resulten de la evaluación con la (NTC-DCECC, 2021), por lo que al realizar la comparativa se necesita un promedio del 25% más de acero de refuerzo longitudinal en columnas de una norma con respecto a la otra.

Otra comparación importante sería el refuerzo transversal por cortante, debido a que en las (NTC-DCEC, 2004) se tiene la oportunidad de considerar algún porcentaje que aporten los estribos reales de los elementos de concreto para resistir las fuerzas cortantes actuantes, esto no se podría hacer con la normatividad actual, ya que se despreciaría el aporte de los estribos para resistir la fuerza cortante por las razones antes mencionadas en este documento. Por lo que se puede concluir que los cambios en las normativas tienen un gran impacto directamente en el costo, que al final será lo que decidirá si la rehabilitación es la mejor solución para poder cumplir con la normatividad actual.

Se tiene la opción para la rehabilitación del edificio aplicar diferentes revisiones a las que indican las NTC solo y solo si la metodología que se ocupe cuente con las bases necesarias para tomar criterios diferentes a las (NRSECCS, 2017).

En planta baja se revisaron los muros de mampostería de piedra braza que interactúan con las columnas de concreto, debido a su geometría se tuvo que revisar si se podría presentar el efecto de columna corta, al revisar el módulo a cortante de los muros se concluye que el cortante que aportan es menor a la fuerza cortante que actúa debido al sismo, por lo que la rigidez que aportan no causará daños a las columnas, es por eso que no han causado daños debido a los sismos en su tiempo de vida de la estructura.

Cabe mencionar que para el análisis modal espectral se utilizaron los espectros obtenidos del sitio web <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/default.aspx>, para realizar análisis de esta estructura en el futuro es recomendable verificar los espectros para poder realizar los estudios correspondientes.

## CAPÍTULO 9 BIBLIOGRAFÍA

ACI 318SUS-14, 2015. Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural. *Una norma y un informe del ACI*.

Arzate M. , A., 2019. *Propiedades dinámicas de edificios escolares como parámetro de evaluación de la salud estructural empleando registros de vibraciones ambientales*, CDMX: UNAM.

Cruz A, V., 2017. *¿Qué ocurrió el 19 de septiembre de 2017 en México?*, s.l.: s.n.

Guzmán, M., 2022. *Apuntes de Estructuras de Concreto* , CDMX: s.n.

Muriá, V. y. G. A., 1995. *Propiedades Dinámicas de Edificios de la Ciudad de México* , s.l.: s.n.

NRSECDs, 2017. Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo de 19 de Septiembre de 2017. 4 12.

NTC-CADE, 2017. Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, 9 Junio, pp. 3-120.

NTC-DCEC, 2004. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Edificios de Concreto. 06 06.

NTC-DCEC, 2017. Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, 9 Junio, pp. 3-120.

NTC-DCECC, 2021. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, 15 diciembre.

NTC-DCEM, 2020. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería con Comentarios. 19 Octubre, pp. 1-134.

NTCDS, 2004. Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo.

NTC-DSC, 2020. Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo. *Gaceta Oficial de la Ciudad de México*, 9 Junio, pp. 3-120.

NTCM, 2004. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, 6 octubre, pp. 4-53.

RCSUDF, 1942. Reglamento de las Construcciones y de los Servicios Urbanos en el Distrito Federal. 6 Junio.

SSN, 2017. Sismo de Tehuantepec (2017-09-07 23:49 Mw 8.2). 07 09.

Torres Á, C., 2017. *Efectos de Sitio en la Cd. de México durante el Sismo del 19 de septiembre de 2017*, s.l.: s.n.

Zumaya M., M. A., 2011. *Dictamen técnico de seguridad estructural de una edificio escolar de concreto reforzado, seis niveles, superficie de 4,310 m<sup>2</sup>. Diseñado y construido entre los años 1952 y 1954, en la zona del Pedregal de la Ciudad de México*, CDMX: UNAM.

# CAPÍTULO 10 ANEXO

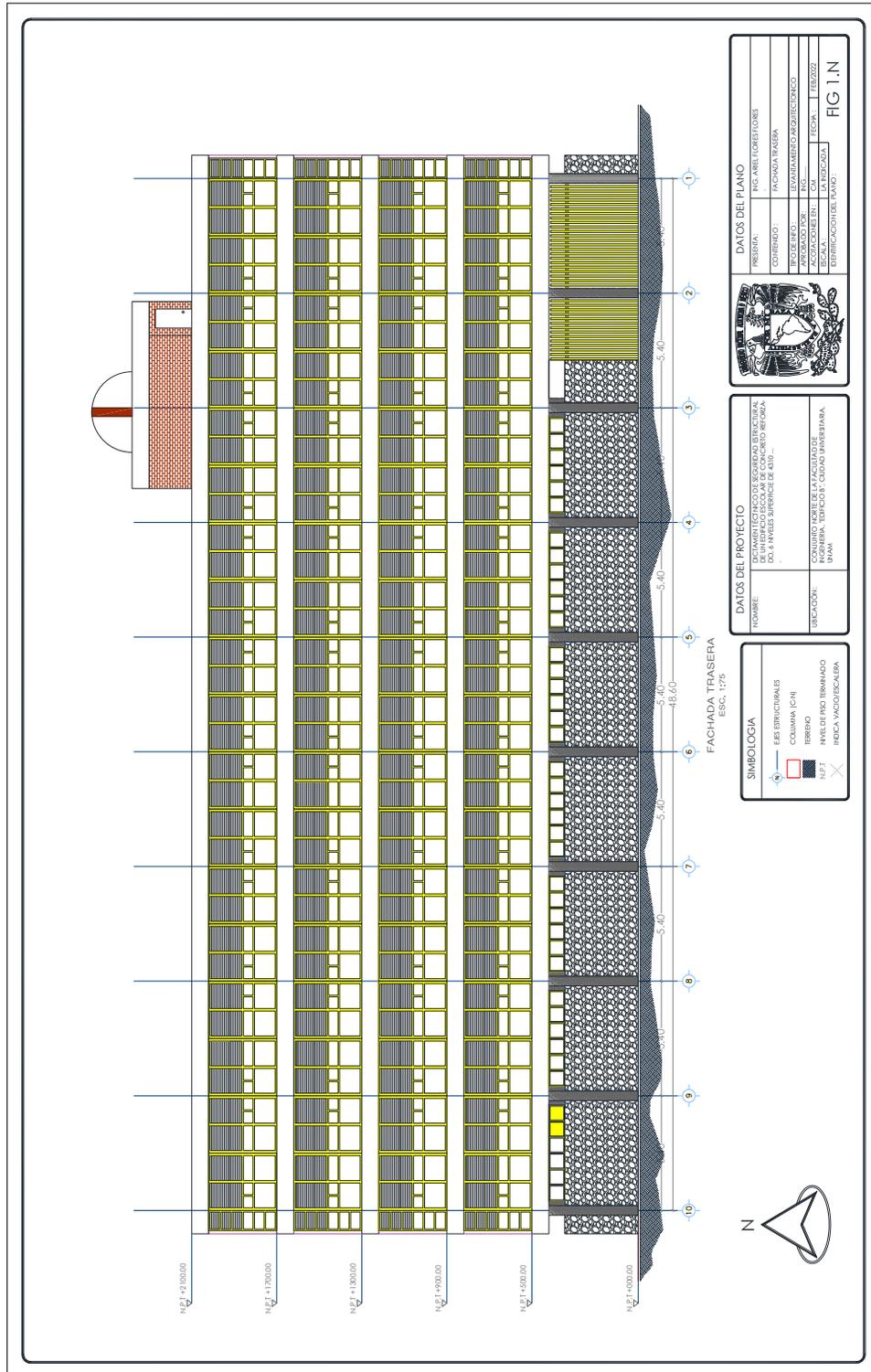
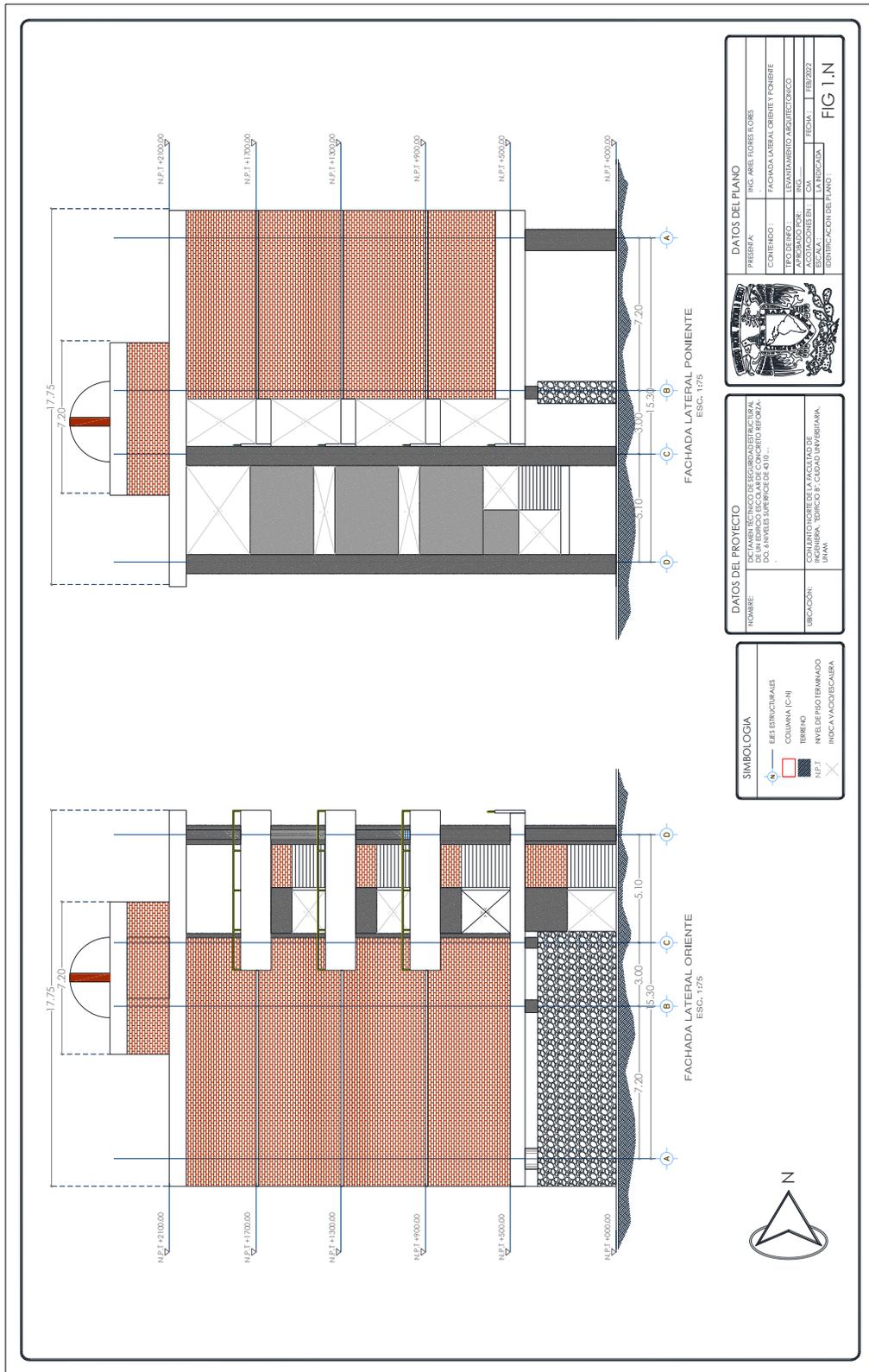


Figura 10-1 Fachada sur





DATOS DEL PLANO	
PRESENIA:	ING. ARIEL FORRESTIORS
TITULO:	FACHADA LATERAL ORIENTE Y PONIENTE
TIPO DE DIBUJO:	LEVANTAMIENTO ARQUITECTONICO
APROBADO POR:	ING.
ACCIONES DE EJECUCION:	CONSTRUCCION
FECHA:	28/02/22
IDENTIFICACION DEL PLANO:	FIG 1.N



DATOS DEL PROYECTO	
TITULO:	ESCALAS TECNICO DE ESCORSO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO, 8 ANIVELES SUPERIORES DE 4110...
UBICACION:	COLUMNA 10, TERRENO 10, AV. DE PROTERMIADO 10, INDICA A DERECHA

SIMBOLOGIA	
	E-E ESTRUCTURALES
	COLUMNA (C-N)
	TERRENO
	NIVE DE PROTERMIADO
	INDICA A DERECHA

Figura 10-3 Fachadas laterales





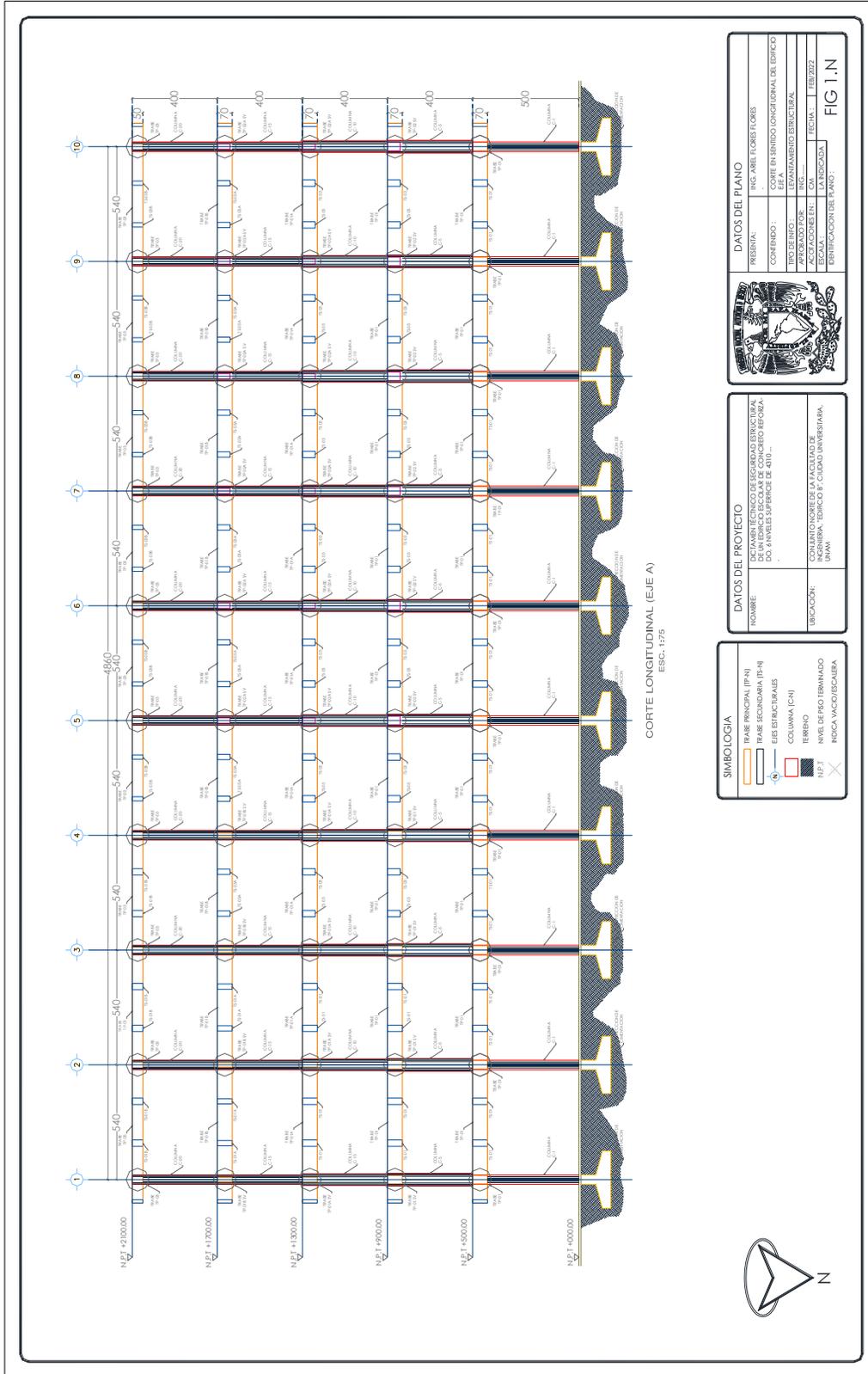


Figura 10-6 Corte longitudinal eje A

<b>DAIOS DEL PLANO</b>	
PRESENIA:	ING. ABEL FLORES
CONTENIDO:	PLANO EN SECCION LONGITUDINAL DEL EDIFICIO EJE A
TIPO DE TRABAJO:	LEVANTAMIENTO ESTRUCTURAL
PROYECTADO POR:	ING. ABEL FLORES
REVISADO POR:	ING. ABEL FLORES
ESCALA:	1:75
FECHA:	18/03/2021
IDENTIFICACION DE PLANO:	FIG. 1. N

<b>DAIOS DEL PROYECTO</b>	
NOMBRE:	DECLARACION TECNICA DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN INVENTARIO DE OBRAS DE REFORZAMIENTO DE LOS NIVELES SUPERIORES DE 401.
UBICACION:	CONSEJO REGIONAL DE FACULTADES DE INGENIERIA, EDIFICIO F, CIUDAD UNIVERSITARIA, UNAM

<b>SIMBOLOGIA</b>	
	TRABE PRINCIPAL (IP-N)
	TRABE SECUNDARIA (IS-N)
	EJE ESTRUCTURAL
	COLUMNA (CH)
	TERRENO
	NIVEL DE PROYECTO TERMINADO
	INDICA VACIO/ESCALA



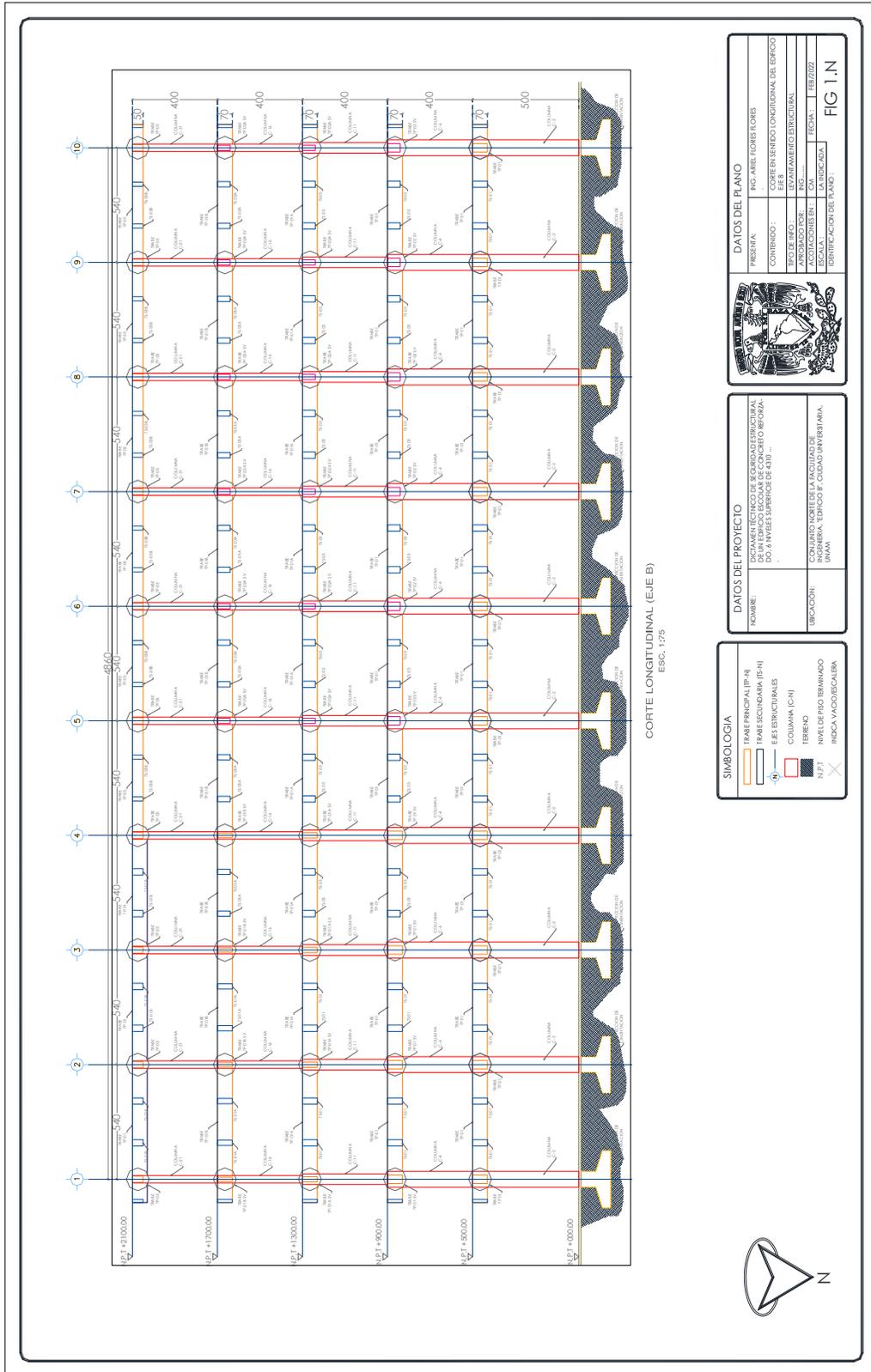


Figura 10-7 Corte longitudinal eje B

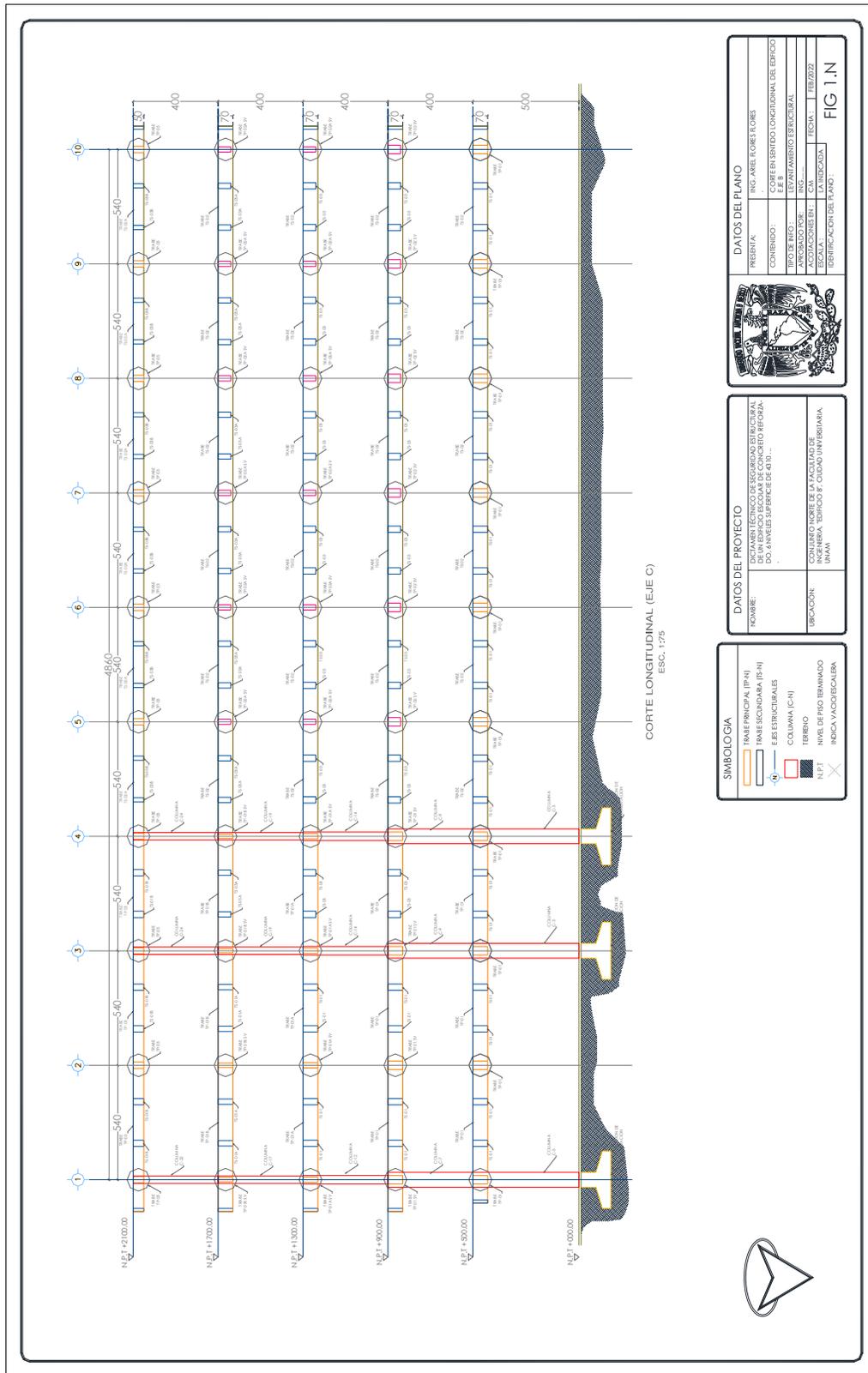


Figura 10-8 Corte longitudinal eje C

<b>DAIOS DEL PLANO</b>	
FRESNIA	ING. ABEL FLORES FLORES
CONTENIDO:	COMO EN SENTIDO LONGITUDINAL DE EDIFICIO
TRAZO DE OBRAS:	E.F.B.
ANEXOADO POR:	INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA
ASOCIACIONES EN:	C.A.
ESCALA:	LATITUDINARIA
FECHA:	FEB. 2022
FIG. 1. N	

<b>DAIOS DEL PROYECTO</b>	
NOMBRE:	DISEÑO DE UNO DE LOS EDIFICIOS DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, EDIFICIO B' CIUDAD UNIVERSITARIA, UNAM.
UBICACION:	CONJUNTO NOROCCIDENTAL DE LA FACULTAD DE INGENIERIA, EDIFICIO B' CIUDAD UNIVERSITARIA, UNAM.

<b>SIMBOLOGIA</b>	
	TRABE PRINCIPAL (I-P-N)
	TRABE SECUNDARIA (I-S-N)
	COLUMNA (C-H)
	NIVEL DE PISO TERMINADO
	NIVEL DE PISO TERMINADO
	INDICIA VACIO/CALETA



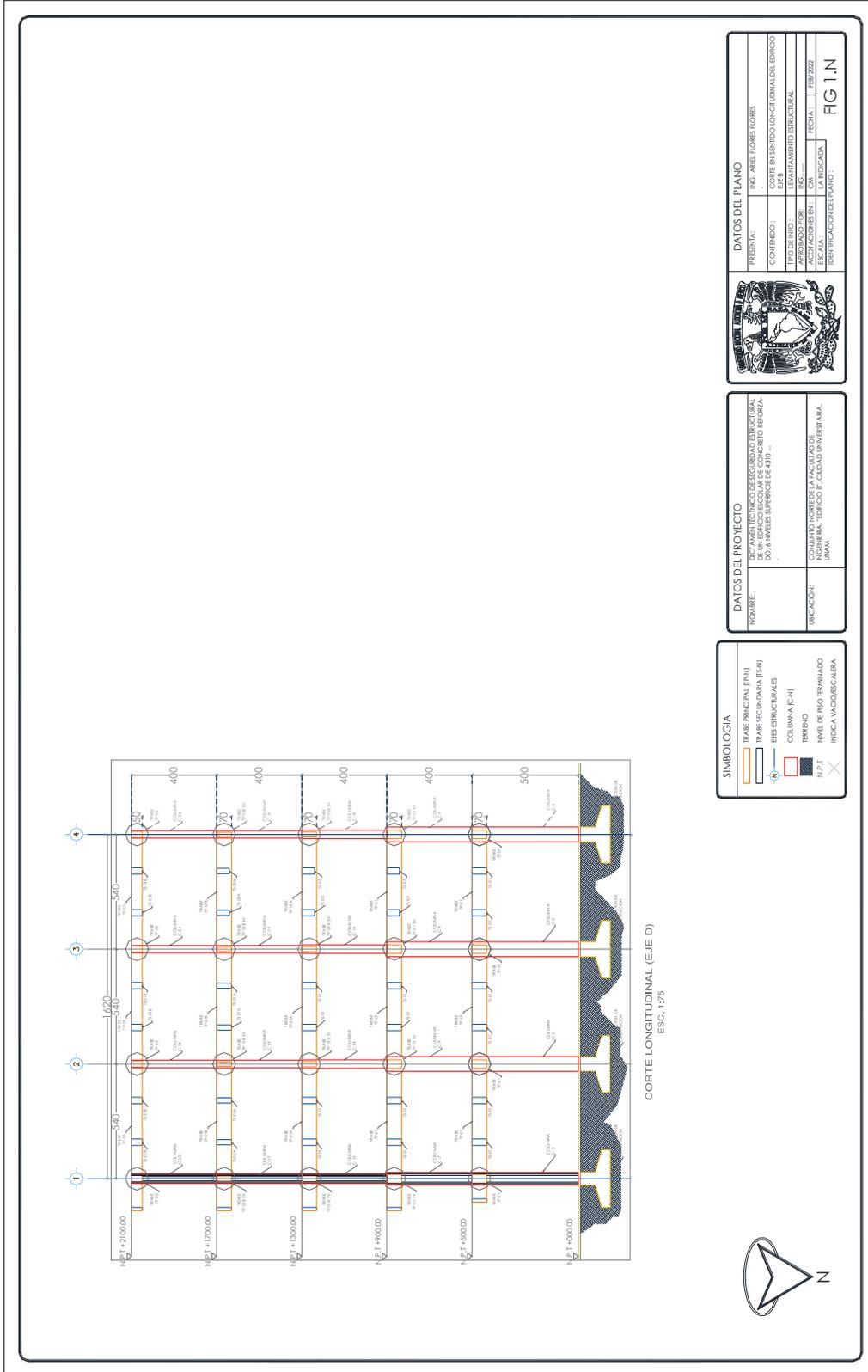


Figura 10-9 Corte longitudinal eje