



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
REFORZADO CON EFECTOS DE TORSIÓN Y PLANTA
BAJA DÉBIL**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

FRANCISCO GUZMÁN MARTÍNEZ

DIRECTOR DE TESINA: DR. ARMANDO RAFAEL HERMOSILLO ARTEAGA
CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

NOVIEMBRE 2024



Agradecimientos

A mis padres.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería.

A todos mis profesores, en especial al Dr. Armando Rafael Hermosillo Arteaga por su apoyo y orientación en la realización de este trabajo.

Al CONAHCYT por el apoyo económico otorgado durante mis estudios de posgrado.

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO CON EFECTOS DE TORSIÓN Y PLANTA BAJA DÉBIL

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS Y ALCANCES	2
Objetivo general	2
Objetivos particulares	2
1 ANTECEDENTES.....	3
1.1 Sismicidad en México	3
1.2 Estructuras irregulares.....	4
1.3 Efectos de torsión	4
1.4 Estructuras con planta baja débil	5
2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	7
2.1 Uso del inmueble	7
2.2 Localización.....	7
2.3 Estructuración.....	8
3 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	12
3.1 Normatividad vigente	12
3.2 Análisis de cargas.....	12
3.2.1 Tipos de acciones.....	12
3.2.2 Factores de carga.....	13
3.2.3 Combinaciones de carga	14
3.3 Propiedades mecánicas de los materiales	14
3.4 Agrietamiento de las secciones	15
3.5 Software empleado.....	15
4 ANÁLISIS SÍSMICO	16
4.1 Espectro para diseño por sismo.....	16
4.2 Efectos de torsión	19
4.3 Irregularidad estructural	21
4.4 Edificio estructurado con marcos	21
4.4.1 Irregularidades en planta	22
4.4.1.1 Irregularidad por torsión.....	22
4.4.1.2 Fuerte irregularidad por torsión.....	25
4.4.1.3 Forma geométrica irregular en planta	25
4.4.1.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma	25
4.4.1.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma	28
4.4.2 Irregularidades en elevación	28
4.4.2.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación	28
4.4.2.2 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	29

4.4.2.3	Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral	31
4.4.3	Correcciones para estructuras irregulares	33
4.4.4	Revisión de desplazamientos laterales	34
4.5	Edificio estructurado con marcos y muros.....	37
4.5.1	Irregularidades en planta	38
4.5.1.1	Irregularidad por torsión.....	38
4.5.2	Irregularidades en elevación.....	39
4.5.2.1	Irregularidad por reducciones bruscas en rigidez lateral	39
4.5.3	Correcciones para estructuras irregulares	40
4.5.4	Revisión de desplazamientos laterales	40
5	MODELACIÓN NUMÉRICA	43
6	DISEÑO ESTRUCTURAL	50
6.1	Diseño de losas	50
6.2	Diseño de vigas	58
6.3	Diseño de columnas	70
6.4	Diseño de muros.....	81
7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	89
	REFERENCIAS.....	90

INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo se ha planteado realizar el análisis sísmico de un edificio de concreto reforzado y exponer, en forma de memoria de cálculo, el diseño estructural del mismo.

El primer capítulo es relativo a los antecedentes, en él se abordan brevemente conceptos de sismicidad en México, se describe que son las irregularidades estructurales y porque es importante evitar estas patologías. Se hace mención del concepto de piso blando o piso débil, el cual es una de las irregularidades estructurales más comunes.

En el segundo capítulo se hace la descripción completa de la estructura analizada, el uso proyectado y la ubicación hipotética donde se construirá. Para el edificio estudiado se han propuesto dos estructuraciones, la primera de ellas a base de marcos de concreto de ductilidad baja, y la segunda formada por un sistema dual de marcos y muros de concreto de ductilidad baja.

En el capítulo tres se presentan los criterios de análisis y diseño estructural, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias 2023 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que corresponden a la normatividad vigente en la Ciudad de México. Se describen los tipos, factores y combinaciones de carga, así como las propiedades mecánicas de los materiales empleados en el análisis y diseño estructural

El análisis sísmico de la edificación se presenta en el capítulo cuatro. En primera instancia se ilustra la forma de obtener los espectros de diseño por sismo, la forma de considerar los efectos de torsión y la forma de clasificar el nivel de irregularidad estructural según la normatividad vigente. Posteriormente se presentan los análisis por sismo para las dos estructuraciones propuestas. Se observa que la configuración conformada solo por marcos de concreto es ineficiente o poco práctica debido a que requiere elementos estructurales robustos o de gran tamaño para cumplir con los niveles de desempeño establecidos en la normatividad.

En el capítulo cinco se ilustra brevemente la forma de modelar la estructura en el software de análisis estructural.

El diseño estructural se presenta en el capítulo seis. Los elementos diseñados corresponden a la estructuración conformada por el sistema dual de marcos y muros de concreto. Se presenta el diseño detallado de los elementos losa, viga, columna y muro más críticos o con mayores demandas.

Finalmente, el capítulo siete corresponde a las conclusiones y recomendaciones del trabajo.

OBJETIVOS Y ALCANCES

Objetivo general

- Realizar el análisis sísmico y el diseño estructural de un edificio de concreto reforzado, cuya geometría, en planta y elevación, generan dos condiciones de irregularidad: por torsión y por cambios bruscos en la rigidez lateral. De forma hipotética, el edificio se ubica en la zona geotécnica lacustre de la Ciudad de México y su destino es de viviendas.

Objetivos particulares

- Hacer uso de la normatividad vigente en la Ciudad de México. Emplear la última versión de las Normas Técnicas Complementarias 2023 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
- Proponer alternativas de solución para disminuir los efectos de torsión y planta baja débil de la edificación.

1 ANTECEDENTES

1.1 Sismicidad en México

El término *sismicidad* hace referencia a la medida de la actividad sísmica de algún lugar específico según su frecuencia e intensidad.

La sismicidad de México está fundamentalmente relacionada con la dinámica de placas tectónicas. El país se encuentra en la convergencia de varias placas importantes: Placa Norteamericana, de Cocos, de Rivera, del Pacífico y del Caribe. La interacción entre estas placas provoca una intensa actividad sísmica.

La subducción de la Placa de Cocos bajo la Placa Norteamericana es una de las principales fuentes de terremotos en México. Esta subducción ocurre a lo largo de la Costa del Pacífico, generando una actividad sísmica significativa en los estados de Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima y Jalisco.

La Ciudad de México, aunque no se encuentre sobre la Costa del Pacífico, se ha convertido en un receptor sísmico debido a que se encuentra lo suficientemente cercana para experimentar sus efectos. La naturaleza lacustre del terreno de la ciudad genera efectos con mayor daño que en otros lugares (SGM, 2017).



Imagen 1.1.1 Zonas sísmicas de México. Fuente: SGM, 2017.

1.2 Estructuras irregulares

Una estructura o edificación *regular* se puede definir como aquella que tiene una distribución simétrica o casi simétrica de masas y rigideces. La estructura tiene una geometría simple y repetitiva.

El trabajo de los ingenieros estructuristas consiste en garantizar la seguridad de una edificación. Para ello, es necesario conocer su comportamiento ante los sismos. Frecuentemente, los ingenieros suelen realizar el análisis sísmico haciendo uso de hipótesis simplificadoras que permiten idealizar estructuras complejas en modelos que buscan aproximar el comportamiento real de la edificación.

Cuando una edificación cuenta con *irregularidades estructurales*, su respuesta ante los sismos se aleja de las hipótesis en las que se basan los modelos de análisis estructural, incrementando la incertidumbre. Por ende, la irregularidad incrementa la vulnerabilidad ante sismos (SMIS, 2023).

Por estas razones, es deseable que las estructuras cumplan con los requisitos de regularidad estipulados en las normas antisísmicas. Para la Ciudad de México, el capítulo 5 de la Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo 2023 define los siguientes casos de irregularidad:

Irregularidad en planta por:

- *Torsión*
- Forma geométrica
- Flexibilidad excesiva en el diafragma
- Discontinuidad en el diafragma

Irregularidad en elevación por:

- Reducciones geométricas
- *Reducciones bruscas de rigidez lateral*

1.3 Efectos de torsión

En las estructuras que presentan irregularidades o asimetrías tanto en planta como en elevación, los efectos de torsión pueden tener una influencia significativa. En términos de equilibrio, la fuerza sísmica que actúa en cada piso se localiza en el centro de masa, mientras que la resistencia estructural se concentra en el centro de torsión. Si existe una excentricidad entre estos dos puntos, el nivel será sometido a una combinación de fuerza y momento de torsión, cuyo impacto debe considerarse en el diseño.

La NTC-Sismo 2023 define como excentricidad natural o estática, e_s , a la distancia entre el centro de rigidez y el centro de masa de cada piso. Para fines de diseño, la normativa establece que 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 sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad \text{NTC-Sismo 2023 (2.3.1.a)}$$

$$e_s - e_a \quad \text{NTC-Sismo 2023 (2.3.1.b)}$$

Donde:

- e_s es la excentricidad torsional calculada en cada entrepiso.
- e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis medida perpendicularmente a la acción sísmica.

El factor 1.5 que multiplica a e_s en la ecuación 2.3.1.a toma en cuenta de manera aproximada los efectos estáticos en dinámicos. Cuando se realiza un análisis dinámico este factor vale 1.0.

La excentricidad accidental en el i -ésimo entrepiso se calcula con la siguiente expresión, en donde b_i es dimensión perpendicular a la dirección de análisis y n el número de pisos.

$$e_{ai} = \left[0.05 + \frac{0.05(i-1)}{(n-1)} \right] b_i \quad \text{NTC-Sismo 2023 (2.3.2)}$$

La expresión anterior hace variar la excentricidad accidental en función de la ubicación vertical del entrepiso. e_a toma valores desde 5% hasta 10% de la dimensión b_i . Los efectos calculados de la torsión accidental se suponen como dinámicos en todos los casos, por lo que no requieren de amplificación.

En el caso de un análisis modal espectral, los efectos de torsión accidental se pueden sumar algebraicamente a los resultados de un análisis que solo considere la excentricidad estática e_s .

1.4 Estructuras con planta baja débil

Piso blando o *piso débil* son términos utilizados en ingeniería estructural para describir un tipo de vulnerabilidad en edificaciones. Se refiere a una condición en la que un entrepiso de un edificio es sensiblemente más débil que los niveles superiores o inferiores en términos de resistencia y rigidez.

La Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo 2023 establece que existe un piso blando cuando el edificio presenta un caso de irregularidad en altura por *cambios bruscos en la rigidez lateral*. Los esquemas más usuales bajo los que se puede presentar esta configuración son debido a:

- Diferencia de altura de los entrepisos. Frecuentemente se presenta en pisos de edificios que buscan albergar volúmenes mayores por razones técnicas o simbólicas.
- Interrupción de elementos estructurales verticales en el piso como columnas o muros.
- Interacción de la estructura principal con elementos no estructurales que tienen una rigidez lateral importante.
- Construcción sobre terrenos inclinados.

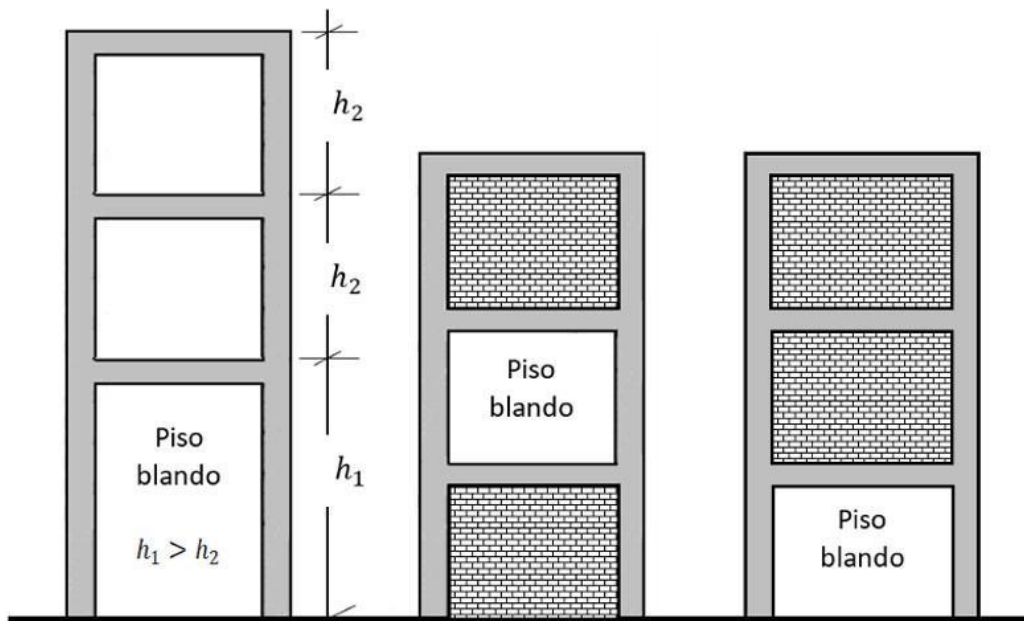


Imagen 1.4.1 Diferentes configuraciones de piso débil. Fuente: Mota, 2020.

La planta baja débil puede ser un problema en zonas sísmicas, ya que durante un sismo la planta baja puede ser sometida a fuerzas laterales de gran magnitud que pueden causar daños o colapso.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1 Uso del inmueble

El destino de la estructura será habitación para viviendas.

Para fines de diseño sísmico, la estructura pertenece al Subgrupo B1 indicado en el artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

De acuerdo con lo establecido por el reglamento, el Grupo B comprende edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales. El Subgrupo B1 contempla construcciones de más de 15 m de altura construidas en la Zona III, tal como la estructura analizada.

2.2 Localización

Para fines del presente trabajo se ha propuesto como ubicación del predio a Avenida División del Norte, Colonia del Valle, Centro, Ciudad de México, CDMX, México. Las coordenadas del sitio son:

Latitud: 19.3845497

Longitud: -99.1608564

En la imagen 2.2.1 elaborada a partir del Atlas de Riesgo de la Ciudad de México, se puede visualizar la ubicación del predio elegido de acuerdo con la Zonificación Geotécnica de la CDMX. Se observa que el predio se sitúa dentro de la Zona III o Zona Lacustre.

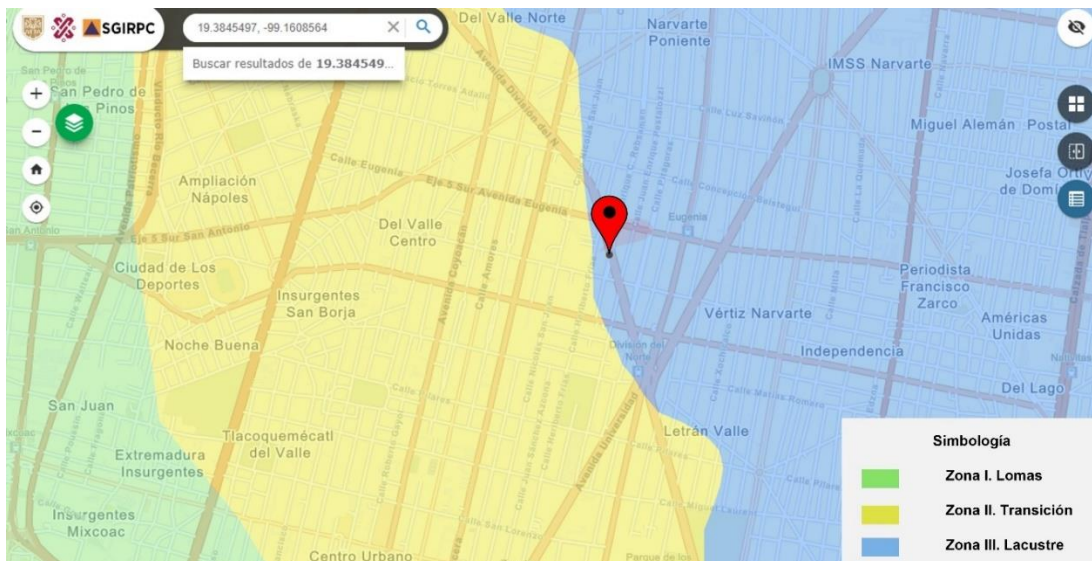


Imagen 2.2.1 Ubicación del predio de acuerdo con la Zonificación Geotécnica de la CDMX. Fuente: elaboración propia a partir del Atlas de Riesgo de la CDMX.

2.3 Estructuración

Edificio estructurado con marcos

- El sistema estructural elegido son marcos de concreto reforzado de ductilidad baja.
- La planta tipo posee forma trapezoidal. En dirección horizontal cuenta con una dimensión total de 25 m, en dirección vertical posee una altura menor de 4 m y una altura mayor de 12 m.
- En dirección horizontal, los marcos localizados sobre los Ejes 1 y 2 forman un total de 5 crujeías, cada una con dimensiones de 5 m. Sobre el Eje 5 se tiene un total de 3 crujeías.
- En dirección vertical, sobre el A solo se cuenta con una crujeía con dimensiones de 4 m. Sobre los ejes C, D, E y F los marcos forman un total de 4 crujeías, cada una con dimensiones de 4 m.
- El sistema de piso está formado por losas macizas de concreto reforzado perimetralmente apoyadas.
- La edificación cuenta con 7 niveles. Cada nivel posee una altura de entrepiso de 3.5 m a excepción de la planta baja, la cual tiene una altura de 6 m.
- El destino de piso para los niveles 1-6 es de habitaciones y para el nivel 7 azotea con pendiente no mayor que 5%.

En la imagen 2.3.1 se muestra la planta tipo, las imágenes 2.3.2 y 2.3.3 corresponden a las elevaciones sur y oeste.

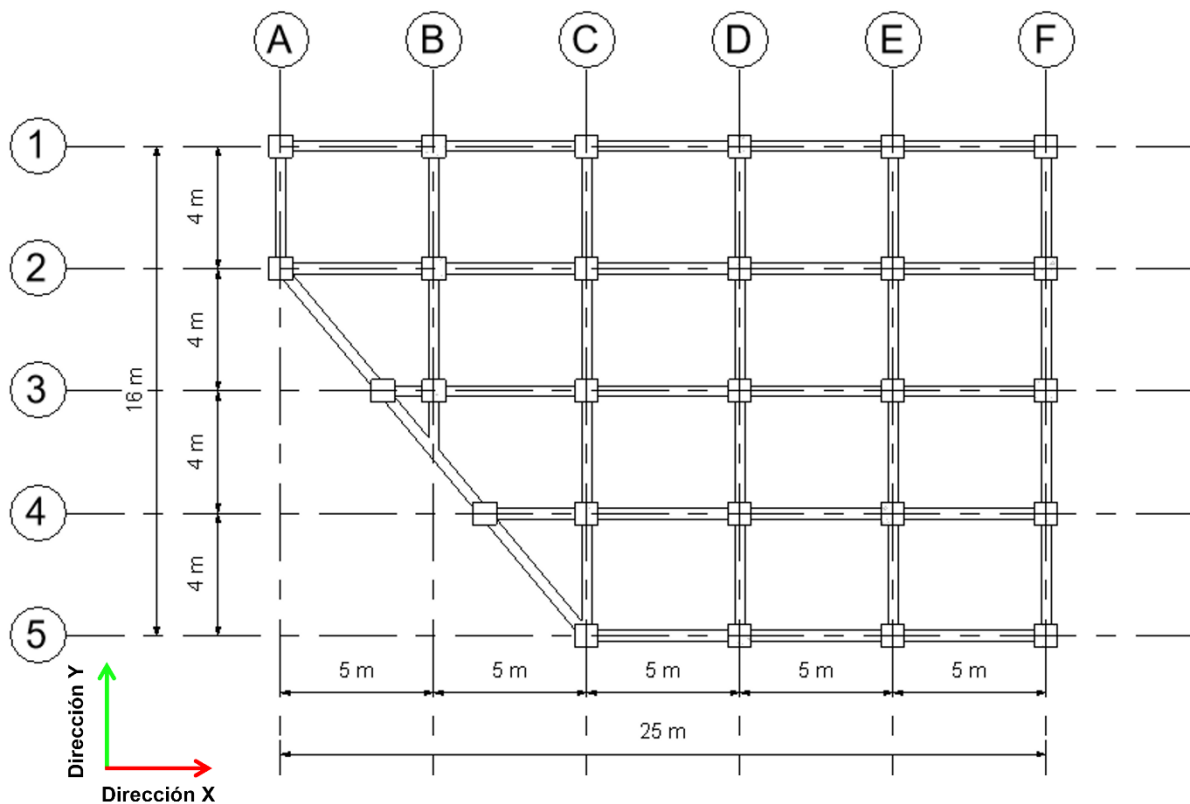


Imagen 2.3.1 Planta tipo para el edificio estructurado con marcos. Fuente: elaboración propia.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

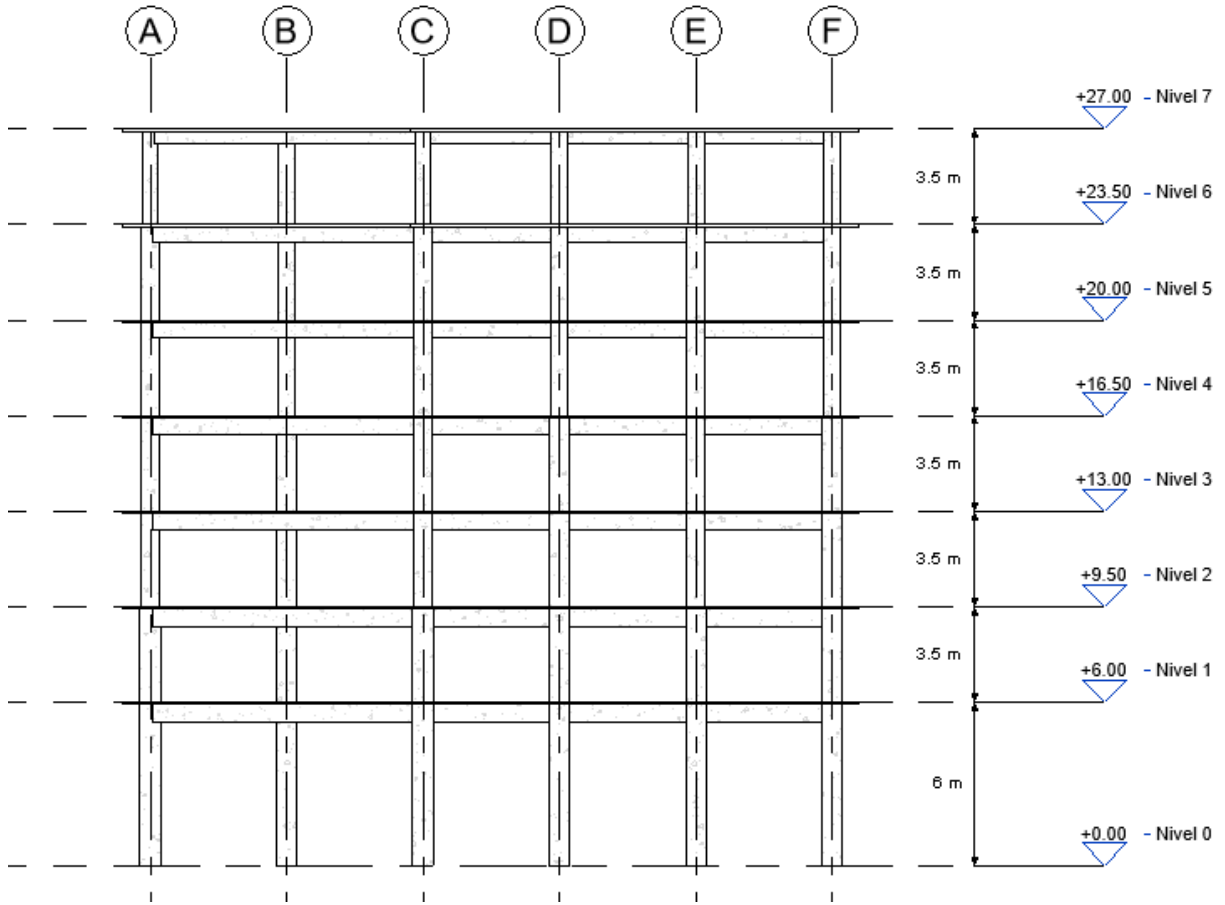


Imagen 2.3.2 Elevación sur. Fuente: elaboración propia.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

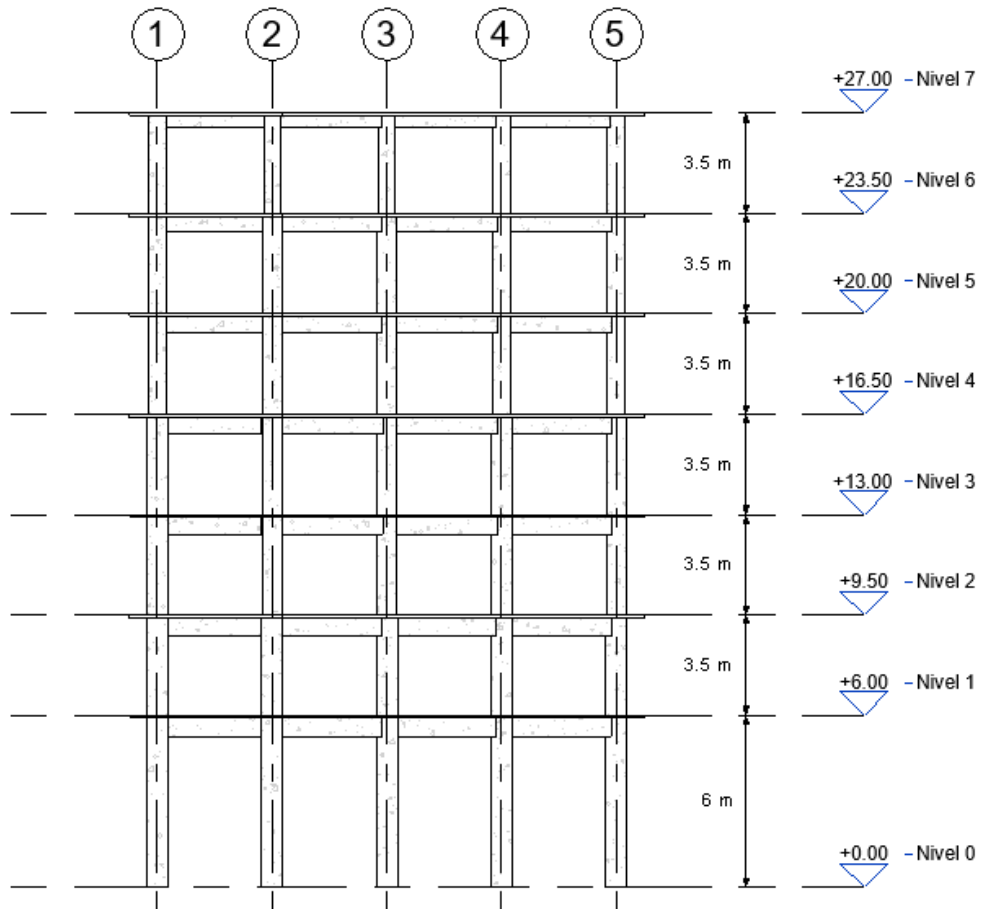


Imagen 2.3.3 Elevación oeste. Fuente: elaboración propia.

DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Edificio estructurado con marcos y muros

Para esta configuración, se han incorporado muros de concreto en las posiciones resaltadas en la vista en planta mostrada en la imagen 2.3.4.

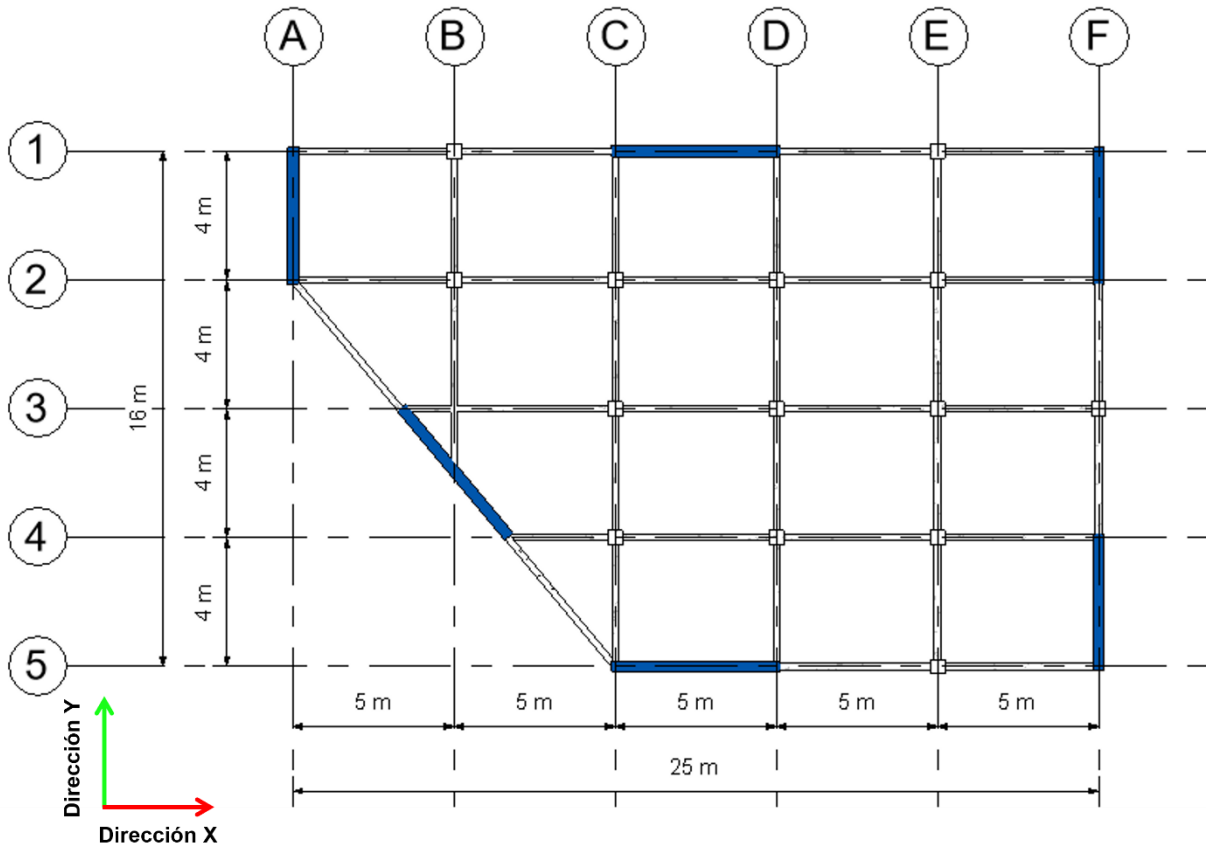


Imagen 2.3.4 Planta tipo para el edificio estructurado con marcos y muros. Fuente: elaboración propia.

3 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 Normatividad vigente

El análisis y diseño estructural se realizó conforme a la normatividad vigente en la Ciudad de México, es decir, se emplearon las Normas Técnicas Complementarias 2023 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Particularmente se hizo uso de las siguientes normas técnicas:

- Norma Técnica Complementaria Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-Criterios 2023).
- Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto 2023).
- Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo (NTC-Sismo 2023).

3.2 Análisis de cargas

3.2.1 Tipos de acciones

De acuerdo con el inciso 2 de la NTC-Criterios 2023, las acciones se clasifican de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras en tres tipos:

- a) *Acciones permanentes*: aquellas que obran de forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.
- b) *Acciones variables*: aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.
- c) *Acciones accidentales*: aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves.

Para el diseño estructural, se consideraron como acciones permanentes al peso propio de los elementos estructurales y las sobrecargas muertas comprendidas por el peso propio de acabados, muros divisorios, instalaciones y plafones con los valores mostrados en las tablas 3.2.1 y 3.2.2.

Tabla 3.2.1 Valores de sobrecarga para destino de piso habitación.

<i>Destino de piso: Habitación</i>		
Acabados	50	kg _f /m ²
Muros divisorios	70	kg _f /m ²
Instalaciones	30	kg _f /m ²
Plafones	10	kg _f /m ²
Sobrecarga	40	kg _f /m ²

Sobrecarga Muerta	$SCM = 200 \text{ kg}_f / \text{m}^2$
-------------------	---------------------------------------

CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

Tabla 3.2.2 Valores de sobrecarga para destino de piso azotea.

<i>Destino de piso: Azotea</i>		
Impermeabilizante	80	kg _f /m ²
Instalaciones	20	kg _f /m ²
Plafones	10	kg _f /m ²
Sobrecarga	40	kg _f /m ²

Sobrecarga Muerta	$SCM = 150 \text{ kg}_f / \text{m}^2$
-------------------	---------------------------------------

Los valores de carga viva media W , carga viva accidental W_a y carga viva máxima W_m consideradas en el diseño son los valores recomendados en la Tabla 6.1.2.2 de la NTC-Criterios 2023:

Tabla 3.2.3 Valores de cargas vivas para destino de piso habitación. Fuente: NTC-Criterios, 2023.

<i>Destino de piso: Habitación</i>	
Carga viva media	$W = 80 \text{ kg}_f / \text{m}^2$
Carga viva accidental	$W_a = 100 \text{ kg}_f / \text{m}^2$
Carga viva máxima	$W_m = 190 \text{ kg}_f / \text{m}^2$

Tabla 3.2.4 Valores de cargas vivas para destino de piso azoteas con pendiente no mayor que 5%. Fuente: NTC-Criterios, 2023.

<i>Destino de piso: Azotea</i>	
Carga viva media	$W = 15 \text{ kg}_f / \text{m}^2$
Carga viva accidental	$W_a = 70 \text{ kg}_f / \text{m}^2$
Carga viva máxima	$W_m = 100 \text{ kg}_f / \text{m}^2$

3.2.2 Factores de carga

Los factores de carga F_c se asignan siguiendo las siguientes reglas descritas en el inciso 3.4 de las NTC-Criterios 2023. Para estructuras del Grupo B:

- Acciones permanentes y acciones variables con intensidad máxima:* se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.
- Acciones permanentes, acciones variables con intensidad instantánea y accidentales:* se aplicará un factor de carga de 1.1 a todas las acciones que intervengan en la combinación.
- Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9.
- Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

3.2.3 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga empleadas en el diseño se muestran en la tabla 3.2.5.

Tabla 3.2.5 Combinaciones de carga.

<i>Nombre</i>	<i>Combinación</i>	<i>Tipo</i>
00-Servicio	$1.0(P P + S C M) + 1.0(W_m)$	<i>Linear Add</i>
01-Resistencia-Gravitacional	$1.3(P P + S C M) + 1.5(W_m)$	<i>Linear Add</i>
02-Resistencia-Accidental	$1.1(P P + S C M + W_a \pm S_x \pm 0.3 S_y)$	<i>Linear Add</i>
03-Resistencia-Accidental	$1.1(P P + S C M + W_a \pm 0.3 S_x \pm S_y)$	<i>Linear Add</i>
04-Envolvente	$1.0(\text{Combinaciones } 01, 02 \text{ y } 03)$	<i>Envelope</i>

3.3 Propiedades mecánicas de los materiales

Se propone emplear los siguientes materiales, con las propiedades mecánicas descritas a continuación:

Concreto estructural Clase 1A

Las propiedades mecánicas se calculan de acuerdo con la Tabla 2.2.1 de la NTC-Concreto 2023. Las tablas 3.3.1 y 3.3.2 muestra los valores empleados en el diseño estructural.

Tabla 3.3.1 Propiedades mecánicas del concreto de acuerdo con la Tabla 2.2.1 de la NTC-Concreto, 2023.

• Resistencia a la compresión	$f_c' = 300 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$
• Resistencia media a la tensión	$\bar{f}_t = 1.5\sqrt{f_c'} = 1.5\sqrt{(300 \text{ kg}_f / \text{cm}^2)}$ $\bar{f}_t = 25.98 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$
• Resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura	$\bar{f}_f = 2.0\sqrt{f_c'} = 2.0\sqrt{(300 \text{ kg}_f / \text{cm}^2)}$ $\bar{f}_f = 34.64 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$
• Peso volumétrico en estado fresco	$\gamma > 2,200 \text{ kg}_f / \text{m}^3$
• Módulo de elasticidad, agregado calizo	$E_c = 14,000\sqrt{f_c'} = 14,000\sqrt{(300 \text{ kg}_f / \text{cm}^2)}$ $E_c = 242,487 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$
• Contracción por secado	$\epsilon_{cf} = 0.001$
• Coeficiente de flujo plástico	$C_f = 2$

Acero para refuerzo Grado 42

Tabla 3.3.2 Propiedades mecánicas del acero para refuerzo.

• Esfuerzo de fluencia	$f_y = 4,200 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$
• Módulo de elasticidad	$E_s = 2.039 \times 10^6 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$

3.4 Agrietamiento de las secciones

De acuerdo con la NTC-Concreto 2023, para realizar un análisis elástico con cargas factorizadas, tanto el correspondiente al estado límite de falla como al de servicio, se debe considerar el efecto del agrietamiento del concreto. Para ello, se han reducido los momentos de inercia de las secciones transversales de trabes, columnas y muros con los valores indicados en la Tabla 3.3.4.3.a de la NTC-Concreto 2023.

Tabla 3.4.1 Momentos de inercia para análisis elásticos con cargas factorizadas

• Vigas y muros agrietados	$I = 0.35I_g$
• Columnas agrietadas	$I = 0.50I_g$

3.5 Software empleado

- El análisis estructural se realizó con el programa ETABS Ultimate versión de evaluación.
- Los croquis de armado se realizaron con el programa Revit 2023.

4 ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 Espectro para diseño por sismo

La estructura analizada se diseñó con un análisis dinámico modal espectral conforme a lo establecido en el inciso 7 de las NTC-Sismo 2023.

Las acciones sísmicas de diseño se determinaron a partir del espectro de diseño obtenido del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID 2023):

Latitud: 19.3845497

Longitud: -99.1608564

- Se asumió el factor de corrección por hiperestaticidad $k_1 = 1.0$, aceptando que el sistema estructural posee tres o más crujeas resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.
- Nivel de diseño sísmico: *sismo base de diseño*.
- Fracción de amortiguamiento respecto al crítico: 5%.

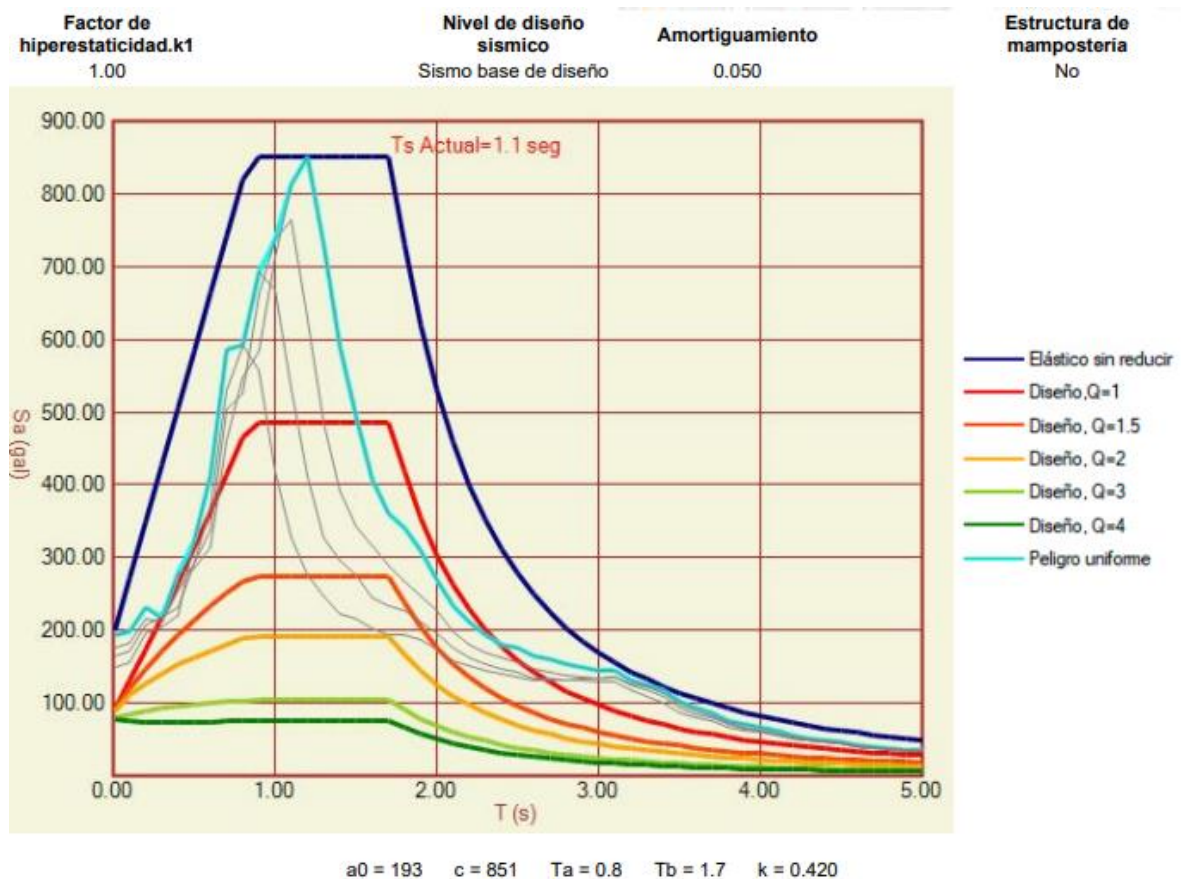


Imagen 4.1.1 Espectros para diseño sísmico. Fuente: SASID, 2023.

Los parámetros obtenidos del SASID son:

$$Q = 2; \quad T_s = 1.1 \text{ s}$$

$$a_0 = 193 \text{ cm/s}^2; \quad c = 851 \text{ cm/s}^2; \quad T_a = 0.8 \text{ s}; \quad T_b = 1.7 \text{ s}; \quad k = 0.420$$

Según el inciso 1.3 de la NTC-Sismo 2023, la Ciudad de México se divide en tres zonas sísmicas de acuerdo con el periodo dominante del terreno:

- a) Zona A. Correspondiente a la zona de la ciudad para la que el periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés, T_s , es igual o menor que 0.5 s.
- b) Zona B. Correspondiente a la zona de la ciudad para la que $0.5 < T_s \leq 1.0 \text{ s}$.
- c) Zona C. Correspondiente a la zona de la ciudad para la que T_s es mayor que 1.0 s.

El sitio donde se supone que se construirá la estructura posee un periodo dominante $T_s = 1.1 \text{ s}$, por lo tanto, el sitio pertenece a la Zona C.

Conforme a los objetivos de diseño establecidos en la NTC-Sismo 2023, para estructuras pertenecientes al Grupo B, se debe revisar el cumplimiento de tres niveles de desempeño:

- 1) Limitación de Daño No Estructural (LDNE): Revisión de distorsiones.
- 2) Seguridad de Vida (SV): Revisión de distorsiones y diseño por resistencia.
- 3) Prevención de Colapso (PC): Revisión optativa con evaluación basada en desempeño.

La Tabla 3.1.1 de la NTC-Sismo 2023 establece la forma de determinar los espectros de diseño para los objetivos de diseño. Para estructuras del grupo B, los espectros de diseño se establecen de la siguiente forma:

- 1) Limitación de Daño No Estructural (LDNE): Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica base de diseño multiplicado por K_s .
- 2) Seguridad de Vida (SV): Espectro elástico de S_a para intensidad sísmica base de diseño dividido por Q' y $R' = R$.
- 3) Prevención de Colapso (PC): Evaluación basada en desempeño con acelerogramas.¹

¹ De acuerdo con la NTC-Sismo 2023, la evaluación basada en desempeño es una revisión optativa. En este trabajo solo se revisó el cumplimiento de los niveles de desempeño de LDNE y SV.

El factor K_s se calcula como:

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6} & \text{Zona A} \\ \frac{1}{[6-4(T_s-0.5)]} & \text{Zona B} \\ \frac{1}{4} & \text{Zona C} \end{cases} \quad \text{NTC-Sismo 2023 (3.1.1)}$$

$$K_s = \frac{1}{4} = 0.25$$

El factor de comportamiento sísmico Q' es función del periodo natural de vibrar del sistema estructural, T , y se calcula con la siguiente expresión:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{1}{k} \frac{T}{T_a}} & \text{Si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{1}{k}} & \text{Si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}} & \text{Si } T > T_b \end{cases} \quad \text{NTC-Sismo 2023 (3.2.1)}$$

Los valores de k , T_a y T_b se obtuvieron del SASID.

- El coeficiente entre desplazamientos máximos del suelo y la estructura es $k = 0.420$
- Los periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de pseudo-aceleración son $T_a = 0.8 \text{ s}$ y $T_b = 1.7 \text{ s}$.
- La variable p se calcula como:

$$p = k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2 \quad \text{NTC-Sismo 2023 (3.1.2b)}$$

Para el cálculo del factor de sobre-resistencia total, R , se aplican la siguiente ecuación:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad \text{NTC-Sismo 2023 (3.3.1a)}$$

- En donde R_0 es un factor de sobre-resistencia básico que se toma igual a $R_0 = 1.75$ para sistemas estructurales de concreto con $Q < 3$.
- El factor de corrección por hiperestaticidad se asumió $k_1 = 1.0$, dado que el sistema estructural posee tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis.

- k_2 es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, el cual es función del periodo natural de vibrar del sistema estructural, T , y se calcula con la ecuación:

$$k_2 = 0.5 \left[1 - \left(\frac{T}{T_a} \right)^{\frac{1}{2}} \right] > 0 \quad \text{NTC-Sismo 2023 (3.3.1a)}$$

El factor de reducción por sobre-resistencia que debe usarse para establecer las acciones de diseño para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida es:

$$R' = R \quad \text{NTC-Sismo 2023 (3.3.2a)}$$

La imagen 4.1.2 muestra los espectros usados en el diseño sísmico de la estructura:

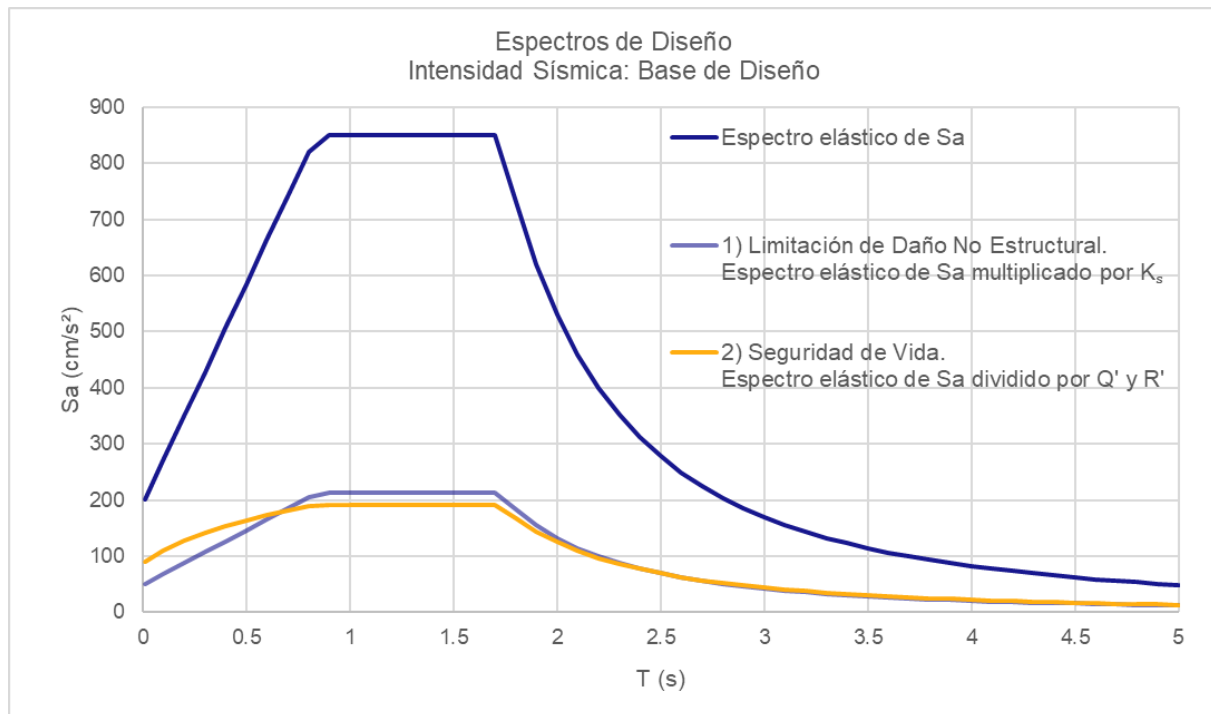


Imagen 4.1.2 Espectros para diseño sísmico. Fuente: elaboración propia a partir de datos del SASID.

4.2 Efectos de torsión

Para fines de diseño, la NTC-Sismo 2023 establece que 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 sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad \text{NTC-Sismo 2023 (2.3.1.a)}$$

$$e_s - e_a \quad \text{NTC-Sismo 2023 (2.3.1.b)}$$

Donde:

- e_s es la excentricidad torsional 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.
- e_a es la excentricidad accidental en la dirección de análisis medida perpendicularmente a la acción sísmica.

Dado que en el presente trabajo se realizó un análisis dinámico modal espectral en ETABS, el software calcula de forma automática la excentricidad torsional e_s , de tal forma que solo es necesario incorporar la excentricidad accidental e_a en cada diafragma.

La excentricidad accidental en el i -ésimo entrepiso se calcula con la siguiente expresión, en donde b_i es dimensión perpendicular a la dirección de análisis y n el número de pisos.

$$e_{ai} = \left[0.05 + \frac{0.05(i-1)}{(n-1)} \right] b_i \quad \text{NTC-Sismo 2023 (2.3.2)}$$

Para la estructura analizada, las excentricidades accidentales se calculan a continuación:

Dirección X:

Dado que todas las plantas son idénticas, la dimensión perpendicular a la dirección de análisis es la misma en todos los casos. Para la dirección X se tomó como dimensión de la dirección perpendicular $b_i = 16 \text{ m}$.

Dirección Y:

La dimensión perpendicular a la dirección Y es $b_i = 25 \text{ m}$.

Las excentricidades accidentales calculadas en cada diafragma para las dos direcciones de análisis son:

Tabla 4.2.1 Excentricidades accidentales por diafragma.

Dirección X		Dirección Y	
Nivel	e_a [m]	Nivel	e_a [m]
1	0.80	1	1.25
2	0.93	2	1.46
3	1.07	3	1.67
4	1.20	4	1.88
5	1.33	5	2.08
6	1.47	6	2.29
7	1.60	7	2.50

4.3 Irregularidad estructural

El inciso 2.2 de la NTC-Sismo 2023 establece que, con fines de diseño y para los niveles de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida, se penalizarán las acciones de diseño y las distorsiones límite de las estructuras irregulares.

La norma estipula que las estructuras se deberán clasificar en una de las siguientes categorías:

- 1) Regular.
- 2) Irregular.
- 3) Fuertemente irregular.

Conforme a lo establecido en el capítulo 5 de la norma, se define a continuación el nivel de irregularidad que posee la estructura analizada, así como las modificaciones a las acciones de diseño y/o distorsiones límite consideradas en su análisis y revisión.

4.4 Edificio estructurado con marcos

Las dimensiones propuestas para los elementos estructurales del edificio a base de marcos son las siguientes:

Nivel	Columnas	Vigas
1	75 x 75 cm	35 x 75 cm
2	75 x 75 cm	35 x 75 cm
3	70 x 70 cm	35 x 70 cm
4	70 x 70 cm	35 x 70 cm
5	65 x 65 cm	30 x 65 cm
6	65 x 65 cm	30 x 65 cm
7	60 x 60 cm	20 x 50 cm

A continuación, se evalúa el nivel de irregularidad estructural del edificio de acuerdo con el capítulo 5 de la NTC-Sismo 2023. El apartado 4.4.1 corresponde a las irregularidades en planta, mientras que el apartado 4.4.2 a las irregularidades en elevación.

4.4.1 Irregularidades en planta

4.4.1.1 Irregularidad por torsión

“Se considerará que una estructura es irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 15 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis” (NTC-Sismo 2023 5.2.1.1).

$$1.15\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right) < \Delta_1 < 1.3\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$$

A continuación, se ejemplifica el inciso descrito para la planta del primer nivel de la estructura. Los desplazamientos Δ_1 y Δ_2 se obtuvieron directamente del programa de análisis ETABS para el caso de carga correspondiente al sismo base de diseño (SV). Las figuras muestran de forma esquemática los desplazamientos de los nodos de la planta.

Dirección X:

Desplazamiento máximo en la planta: $\Delta_1 = 1.4986 \text{ cm}$

Desplazamiento mínimo en la planta: $\Delta_2 = 1.2236 \text{ cm}$

Desplazamiento promedio: $\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} = \frac{1.4986 \text{ cm} + 1.2236 \text{ cm}}{2} = 1.3611 \text{ cm}$

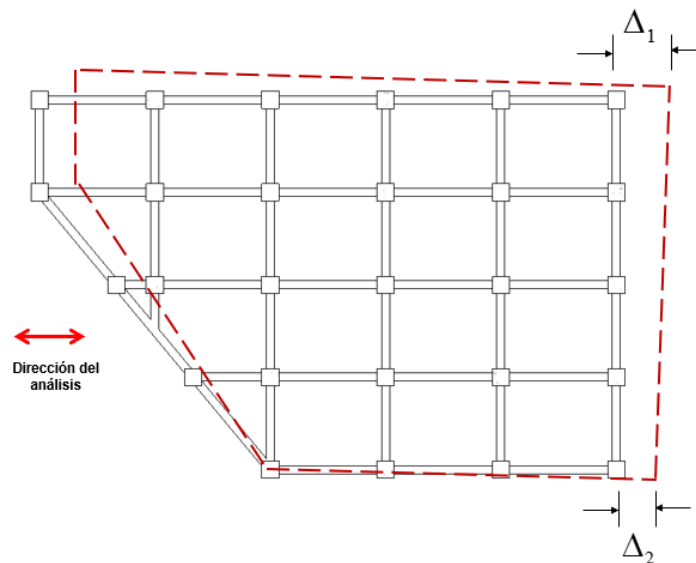


Imagen 4.4.1 Representación esquemática de los desplazamientos en planta, en dirección X. Fuente: elaboración propia.

Verificando la condición descrita se tiene:

$$1.15 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) < \Delta_1 < 1.3 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

$$1.15(1.3611 \text{ cm}) < 1.4986 \text{ cm} < 1.30(1.3611 \text{ cm})$$

$$1.5653 \text{ cm} < 1.4986 \text{ cm} < 1.7694 \text{ cm}$$

(No se cumple la condición).

Dirección Y:

Desplazamiento máximo en la planta: $\Delta_1 = 1.8234 \text{ cm}$

Desplazamiento mínimo en la planta: $\Delta_2 = 1.1552 \text{ cm}$

Desplazamiento promedio: $\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} = \frac{1.8234 \text{ cm} + 1.1552 \text{ cm}}{2} = 1.4893 \text{ cm}$

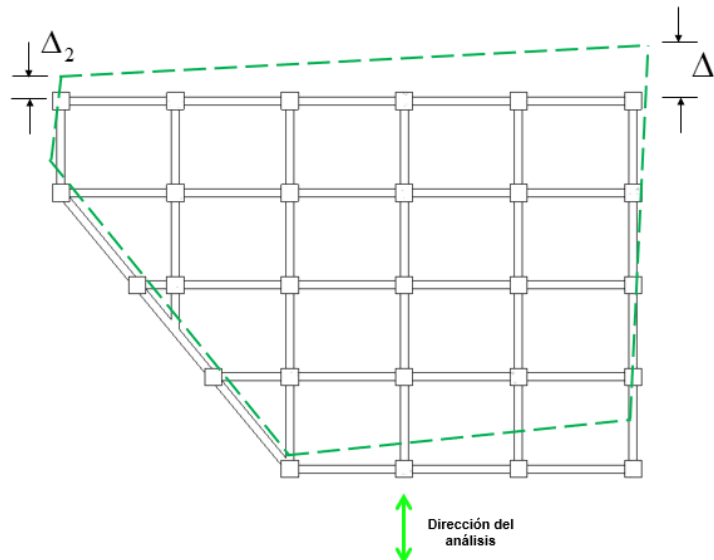


Imagen 4.4.2 Representación esquemática de los desplazamientos en planta, en dirección Y. Fuente: elaboración propia.

Verificando la condición descrita se tiene:

$$1.15 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) < \Delta_1 < 1.3 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

$$1.15(1.4893 \text{ cm}) < 1.8234 \text{ cm} < 1.30(1.4893 \text{ cm})$$

$$1.7127 \text{ cm} < 1.8234 \text{ cm} < 1.9361 \text{ cm}$$

(Se cumple la condición).

Se observa que para la dirección de análisis Y, la condición se cumple, por lo tanto, la estructura se clasifica como *irregular en torsión* y se deberá reducir el límite permisible para las distorsiones de entrepiso.

A manera de resumen se presentan las tablas 4.4.1 y 4.4.2. En ellas se muestran, para cada nivel de la estructura, los desplazamientos máximos, los desplazamientos promedio y los límites descritos en la condición para las dos direcciones de análisis. Se observa que, para la dirección X, ninguno de los desplazamientos máximos Δ_1 es mayor que el 15% del desplazamiento promedio. En cambio, para la dirección Y, todos los desplazamientos Δ_1 son mayores que el 15% del desplazamiento promedio, pero en ningún caso se rebasa el 30% del desplazamiento promedio.

Tabla 4.4.1 Resumen: Irregularidad por torsión, en dirección X.

Dirección X					
Nivel	$\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$ [cm]	$1.15 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$ [cm]	Δ_1 [cm]	$1.30 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$ [cm]	$1.15 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) < \Delta_1 < 1.3 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
1	1.3611	1.5653	1.4986	1.7694	No cumple
2	2.2117	2.5435	2.4460	2.8752	No cumple
3	3.0442	3.5008	3.3757	3.9575	No cumple
4	3.8100	4.3815	4.2327	4.9530	No cumple
5	4.5876	5.2757	5.1030	5.9639	No cumple
6	5.2213	6.0045	5.8148	6.7877	No cumple
7	5.9803	6.8773	6.6659	7.7744	No cumple

Tabla 4.4.2 Resumen: Irregularidad por torsión, en dirección Y.

Dirección Y					
Nivel	$\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$ [cm]	$1.15 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$ [cm]	Δ_1 [cm]	$1.30 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$ [cm]	$1.15 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) < \Delta_1 < 1.3 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
1	1.4893	1.7127	1.8234	1.9361	Cumple
2	2.3828	2.7402	2.9228	3.0976	Cumple
3	3.2540	3.7421	3.9945	4.2302	Cumple
4	4.0535	4.6615	4.9766	5.2696	Cumple
5	4.8782	5.6099	5.9893	6.3417	Cumple
6	5.5511	6.3838	6.8134	7.2164	Cumple
7	6.3986	7.3584	7.8558	8.3182	Cumple

4.4.1.2 Fuerte irregularidad por torsión

“Se considerará que una estructura es fuertemente irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 30 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis” (NTC-Sismo 2023 5.2.2.1).

$$\Delta_1 > 1.30 \left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$$

En el inciso 4.4.1.1 se comprobó que ninguna planta presenta un desplazamiento lateral que exceden en más de 30% el desplazamiento lateral promedio, por lo tanto, la estructura no es fuertemente irregular en torsión.

(No se cumple la condición).

4.4.1.3 Forma geométrica irregular en planta

“Se considerará con fines estructurales que una estructura es irregular geoméricamente en planta cuando tiene entrantes o salientes de dimensiones mayores que 40 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente” (NTC-Sismo 2023 5.2.3.1).

Para la estructura analizada se consideró que no existen ningún tipo de entrante o saliente en planta, por lo tanto, no existen problemas de irregularidad geométrica en planta.

(No se cumple la condición).

4.4.1.4 Irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma

“Se considerará que una estructura es irregular por tener una flexibilidad excesiva en el diafragma cuando en una estructura modelada considerando la flexibilidad de sus diafragmas existe un punto en cualquiera de las plantas que tiene un desplazamiento lateral que excede en más de 30 por ciento el desplazamiento lateral en el mismo punto en otro análisis en que la estructura se modele ahora suponiendo al diafragma como rígido” (NTC-Sismo 2023 5.2.4.1).

$$\Delta_2 > 1.3\Delta_1$$

Se ejemplifica el inciso descrito para la planta del primer nivel de la estructura. Los desplazamientos Δ_1 y Δ_2 se obtuvieron directamente del programa de análisis ETABS para el caso de carga correspondiente al sismo base de diseño, siendo Δ_1 el desplazamiento lateral obtenido a través de un análisis con diafragma rígido y Δ_2 el desplazamiento lateral en el mismo punto obtenido a través de un análisis con diafragma semi-rígido.

Dirección X:

Desplazamiento máximo en la planta con diafragma rígido: $\Delta_1 = 1.4986 \text{ cm}$

Desplazamiento máximo en la planta con diafragma flexible: $\Delta_2 = 1.5011 \text{ cm}$

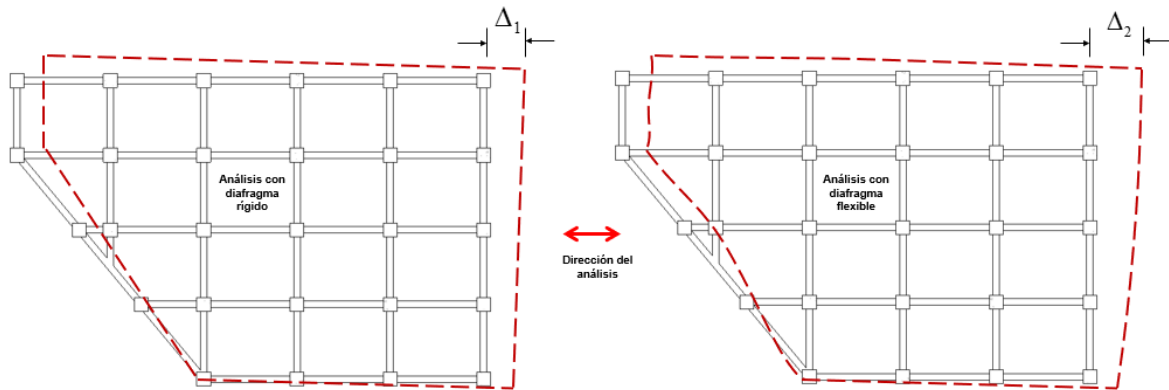


Imagen 4.4.3 Representación esquemática de los desplazamientos en planta bajo un análisis con diafragma rígido y diafragma flexible, en dirección X. Fuente: elaboración propia.

Verificando la condición descrita se tiene:

$$\begin{aligned}\Delta_2 &> 1.3\Delta_1 \\ 1.5011 \text{ cm} &> 1.3(1.4986 \text{ cm}) \\ 1.5011 \text{ cm} &> 1.9482 \text{ cm}\end{aligned}$$

(No se cumple la condición).

Dirección Y:

Desplazamiento máximo en la planta con diafragma rígido: $\Delta_1 = 1.8234 \text{ cm}$

Desplazamiento máximo en la planta con diafragma flexible: $\Delta_2 = 1.8249 \text{ cm}$

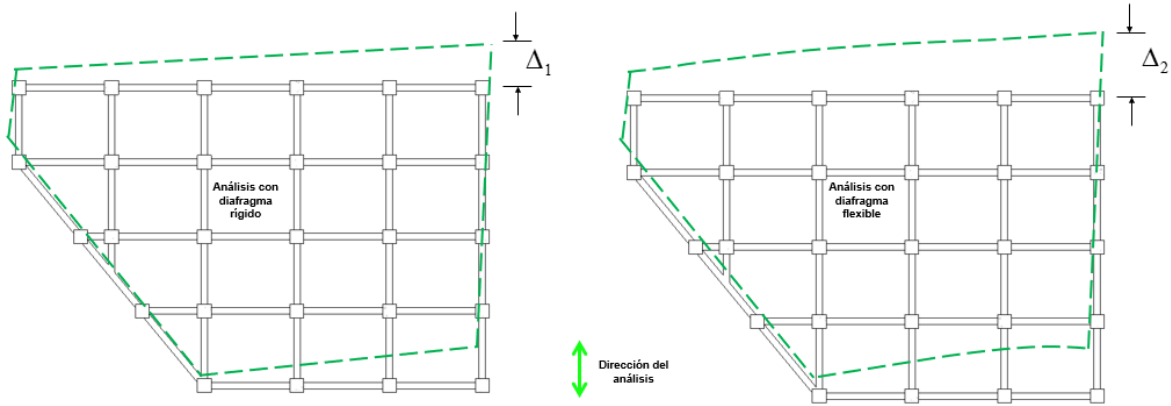


Imagen 4.4.4 Representación esquemática de los desplazamientos en planta bajo un análisis con diafragma rígido y diafragma flexible, en dirección Y. Fuente: elaboración propia.

Verificando la condición descrita se tiene:

$$\Delta_2 > 1.3\Delta_1$$

$$1.8249 \text{ cm} > 1.3(1.8234 \text{ cm})$$

$$1.8249 \text{ cm} > 2.3704 \text{ cm}$$

(No se cumple la condición).

Se presenta como resumen las tablas 4.4.3 y 4.4.4. En ellas se muestran, para cada nivel de la estructura, los desplazamientos máximos bajo un análisis con diafragma rígido y bajo un análisis con diafragma flexible. Se observa que en ningún caso los desplazamientos laterales con diafragma flexible exceden de 30% del desplazamiento con diafragma rígido.

Tabla 4.4.3 Resumen: Irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma, en dirección X.

Dirección X				
Nivel	Δ_1 [cm]	Δ_2 [cm]	$1.30\Delta_1$ [cm]	$\Delta_2 > 1.3\Delta_1$
1	1.4986	1.5011	1.9482	No cumple
2	2.4460	2.4475	3.1798	No cumple
3	3.3757	3.3769	4.3884	No cumple
4	4.2327	4.2340	5.5025	No cumple
5	5.1030	5.1045	6.6339	No cumple
6	5.8148	5.8158	7.5592	No cumple
7	6.6659	6.6674	8.6657	No cumple

Tabla 4.4.4 Resumen: Irregularidad por flexibilidad excesiva en el diafragma, en dirección Y.

Dirección Y				
Nivel	Δ_1 [cm]	Δ_2 [cm]	$1.30\Delta_1$ [cm]	$\Delta_2 > 1.3\Delta_1$
1	1.8234	1.8249	2.3704	No cumple
2	2.9228	2.9233	3.7996	No cumple
3	3.9945	3.9946	5.1929	No cumple
4	4.9766	4.9766	6.4696	No cumple
5	5.9893	5.9891	7.7861	No cumple
6	6.8134	6.8131	8.8574	No cumple
7	7.8558	7.8557	10.2125	No cumple

4.4.1.5 Irregularidad por discontinuidad en el diafragma

“Se considerará que una estructura es irregular por discontinuidad en el diafragma cuando en cualquiera de las plantas de la estructura exista una reducción brusca de más de 40 por ciento en el ancho de diafragma provocado por aberturas en el mismo” (NTC-Sismo 2023 5.2.5.1).

Para la estructura analizada se consideró que no existen ningún tipo de agujero o hueco en los diafragmas, por lo tanto, no existen problemas de irregularidad por discontinuidad en el diafragma.

(No se cumple la condición).

4.4.2 Irregularidades en elevación

4.4.2.1 Irregularidad por reducciones geométricas en elevación

“Se considerará que una estructura es irregular por reducciones geométricas en elevación cuando una o más plantas tengan una reducción brusca en el ancho de la planta en la dirección paralela a la dirección de análisis de más de 25 por ciento del ancho en la misma dirección del nivel inmediatamente superior o bien una reducción brusca de más del 40 por ciento respecto al ancho del nivel inmediatamente inferior. Una excepción son los niveles de elevadores y otras instalaciones en el nivel de azotea cuya dimensión puede ser significativamente menor que la del nivel inferior sin que se considere a la estructura como irregular (sin embargo, es necesario evaluar su respuesta como Apéndice)” (NTC-Sismo 2023 5.3.1.1).

Todas las plantas de la estructura analizada presentan la misma planta estructural, por lo tanto, no existe ningún tipo de reducción geométrica en elevación.

(No se cumple la condición).

4.4.2.2 Irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

“Se considerará que una estructura tiene una irregularidad en elevación por cambios bruscos de rigidez lateral en la altura cuando la rigidez lateral de un entrepiso es 15 por ciento menor que la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien 30 por ciento mayor que la rigidez del entrepiso inmediatamente superior” (NTC-Sismo 2023 5.3.2.1).

$$K_i < 0.85K_{i+1}$$

$$K_i > 1.3K_{i+1}$$

Se ejemplifica la condición descrita para el primer entrepiso de la estructura. Las rigideces laterales de entrepiso se obtuvieron directamente del modelo numérico en el programa ETABS.

Dirección X:

Rigidez lateral del entrepiso 1: $K_i = 20,895 \text{ t/m}$

Rigidez lateral del entrepiso 2: $K_{i+1} = 31,279 \text{ t/m}$

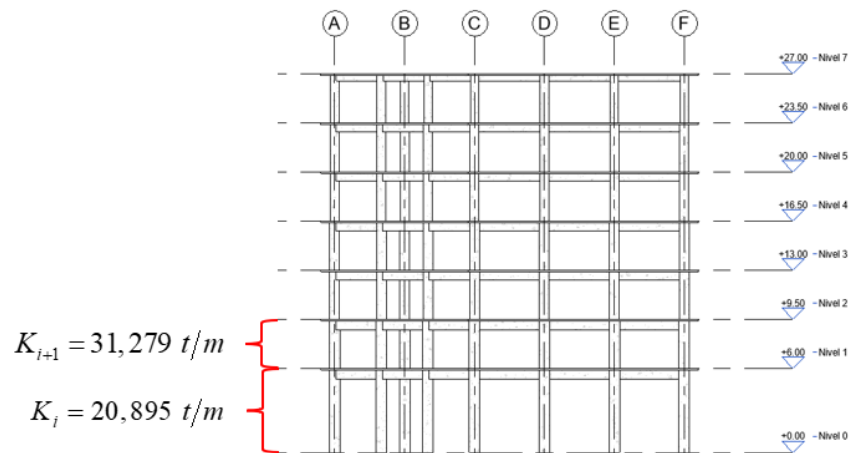


Imagen 4.4.5 Representación de irregularidad por reducciones bruscas de rigidez, en dirección X. Fuente: elaboración propia.

Verificando la primera desigualdad:

$$K_i < 0.85K_{i+1}$$

$$20,895 \text{ t/m} < 0.85(31,279 \text{ t/m})$$

$$20,895 \text{ t/m} < 26,587 \text{ t/m}$$

(Se cumple la condición).

Verificando la segunda desigualdad:

$$K_i > 1.3K_{i+1}$$

$$20,895 \text{ t/m} > 1.30(31,279 \text{ t/m})$$

$$20,895 \text{ t/m} > 40,663 \text{ t/m}$$

(No se cumple la condición).

Se logra observar que se cumple la primera desigualdad, en otras palabras, la rigidez lateral del primer entrepiso es al menos 15% menor que la rigidez lateral del segundo entrepiso. Por esta razón, la estructura se clasifica como *irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral* y se deberá reducir el límite permisible para las distorsiones de entrepiso.

A manera de resumen se presentan las tablas 4.4.5 y 4.4.6 en donde se muestran las rigideces laterales de todos los entrepisos y las condiciones evaluadas.

Tabla 4.4.5 Resumen: Irregularidad por reducciones bruscas en la rigidez lateral, en dirección X.

Dirección X					
Entrepiso	K_i [t/m]	$0.85K_{i+1}$ [t/m]	$1.3K_{i+1}$ [t/m]	$K_i < 0.85K_{i+1}$ [t/m]	$K_i > 1.3K_{i+1}$ [t/m]
1	20,895	26,587	40,663	Cumple	No cumple
2	31,279	24,244	37,079	No cumple	No cumple
3	28,522	22,212	33,972	No cumple	No cumple
4	26,132	18,369	28,094	No cumple	No cumple
5	21,611	15,153	23,175	No cumple	No cumple
6	17,827	8,423	12,883	No cumple	Cumple
7	9,910	-	-	-	-

Tabla 4.4.6 Resumen: irregularidad por reducciones bruscas en la rigidez lateral, en dirección Y.

Dirección Y					
Entrepiso	K_i [t/m]	$0.85K_{i+1}$ [t/m]	$1.3K_{i+1}$ [t/m]	$K_i < 0.85K_{i+1}$ [t/m]	$K_i > 1.3K_{i+1}$ [t/m]
1	19,328	24,941	38,144	Cumple	No cumple
2	29,342	22,690	34,703	No cumple	No cumple
3	26,694	20,749	31,734	No cumple	No cumple
4	24,411	17,060	26,091	No cumple	No cumple
5	20,070	14,056	21,497	No cumple	No cumple
6	16,536	7,817	11,956	No cumple	Cumple
7	9,197	-	-	-	-

4.4.2.3 Fuerte irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral

“Se considerará que una estructura es fuertemente irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que 50 por ciento de la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien menor que 50 por ciento del promedio de rigideces laterales de los niveles inmediatamente inferior y superior a un entrepiso” (NTC-Sismo 2023 5.3.3.1).

$$K_i < 0.5K_{i+1}$$

$$K_i < 0.5 \left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2} \right)$$

Se ejemplifica la condición descrita para el primer entrepiso de la estructura.

Dirección X:

Rigidez lateral del entrepiso 1: $K_i = 20,895 \text{ t/m}$

Rigidez lateral del entrepiso 2: $K_{i+1} = 31,279 \text{ t/m}$

Verificando la primera desigualdad:

$$K_i < 0.5K_{i+1}$$

$$20,895 \text{ t/m} < 0.5(31,279 \text{ t/m})$$

$$20,895 \text{ t/m} < 15,639 \text{ t/m}$$

(No se cumple la condición).

Verificando la segunda desigualdad:

Se ha considerado como rigidez lateral del entrepiso inmediatamente inferior $K_{i-1} = 0 \text{ t/m}$

$$K_i < 0.5 \left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2} \right)$$

$$20,895 \text{ t/m} < 0.5 \left(\frac{0 + 31,279}{2} \right)$$

$$20,895 \text{ t/m} < 7,820 \text{ t/m}$$

(No se cumple la condición).

Dirección Y:

Rigidez lateral del entrepiso 1: $K_i = 19,328 \text{ t/m}$

Rigidez lateral del entrepiso 2: $K_{i+1} = 29,342 \text{ t/m}$

Verificando la primera desigualdad:

$$K_i < 0.5K_{i+1}$$

$$19,328 \text{ t/m} < 0.5(29,342 \text{ t/m})$$

$$19,328 \text{ t/m} < 14,671 \text{ t/m}$$

(No se cumple la condición).

Verificando la segunda desigualdad:

Se ha considerado como rigidez lateral del entrepiso inmediatamente inferior $K_{i-1} = 0 \text{ t/m}$

$$K_i < 0.5 \left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2} \right)$$

$$19,328 \text{ t/m} < 0.5 \left(\frac{0 + 29,342}{2} \right)$$

$$19,328 \text{ t/m} < 7,335 \text{ t/m}$$

(No se cumple la condición).

Como resumen se presentan las tablas 4.4.7 y 4.4.8 en donde se muestran las rigideces laterales de todos los entrepisos y las condiciones evaluadas. Se observa que ninguna condición evaluada se satisface, por lo tanto, la estructura analizada no presenta fuerte irregularidad por reducciones bruscas en la rigidez lateral.

Tabla 4.4.7 Resumen: Fuerte irregularidad por reducciones bruscas en la rigidez lateral, en dirección X.

Dirección X					
Entrepiso	K_i [t/m]	$0.5K_{i+1}$ [t/m]	$0.5 \left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2} \right)$ [t/m]	$K_i < 0.5K_{i+1}$ [t/m]	$K_i < 0.5 \left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2} \right)$ [t/m]
1	20,895	15,639	7,820	No cumple	No cumple
2	31,279	14,261	12,354	No cumple	No cumple
3	28,522	13,066	14,353	No cumple	No cumple
4	26,132	10,805	12,533	No cumple	No cumple
5	21,611	8,914	10,990	No cumple	No cumple
6	17,827	4,955	7,880	No cumple	No cumple
7	9,910	-	-	-	-

Tabla 4.4.8 Resumen: Fuerte irregularidad por reducciones bruscas en la rigidez lateral, en dirección Y.

Dirección Y					
Entrepiso	K_i [t/m]	$0.5K_{i+1}$ [t/m]	$0.5\left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2}\right)$ [t/m]	$K_i < 0.5K_{i+1}$ [t/m]	$K_i < 0.5\left(\frac{K_{i-1} + K_{i+1}}{2}\right)$ [t/m]
1	19,328	14,671	7,335	No cumple	No cumple
2	29,342	13,347	11,506	No cumple	No cumple
3	26,694	12,206	13,438	No cumple	No cumple
4	24,411	10,035	11,691	No cumple	No cumple
5	20,070	8,268	10,237	No cumple	No cumple
6	16,536	4,598	7,317	No cumple	No cumple
7	9,197	-	-	-	-

4.4.3 Correcciones para estructuras irregulares

Conforme a lo establecido en la NTC-Sismo 2023, con fines de diseño y para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, se penalizarán las acciones de diseño y las distorsiones límite de las estructuras irregulares.

Cuando una estructura presente alguna de las siguientes condiciones de irregularidad, se reducirán en un 20% las distorsiones límite:

Irregularidad en planta por:

- Torsión
- Forma geométrica
- Flexibilidad excesiva en el diafragma
- Discontinuidad en el diafragma

Irregularidad en elevación por:

- Reducciones geométricas
- Reducciones bruscas de rigidez lateral

Si la estructura presenta dos condiciones de irregularidad, las distorsiones límite se reducirán en un 30%. Si la estructura presenta tres o más irregularidades, las distorsiones límite se reducirán en un 40%.

Como se comprobó anteriormente, la estructura analizada presenta dos casos de irregularidad: irregularidad por torsión e irregularidad por reducciones bruscas de rigidez lateral, por esta razón, las distorsiones límite para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida se redujeron en un 30%.

$$\gamma_{\max} = 0.70\gamma_{SV}$$

4.4.4 Revisión de desplazamientos laterales

Limitación de Daño No Estructural

De acuerdo con lo establecido en el inciso 1.7 de la NTC-Sismo 2023, para el cumplimiento del nivel de desempeño de Limitación de Daño No Estructural, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro elástico sin reducir no excedan de 0.002. En caso de los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por deformaciones, el límite será de 0.004.

Las distorsiones, γ , obtenidas del análisis y el límite permisible, γ_{\max} , se presentan en la tabla 4.4.9:

Tabla 4.4.9 Distorsiones para el nivel de desempeño de LDNE.

<i>Dirección X</i>			<i>Dirección Y</i>		
Nivel	γ	γ_{\max}	Nivel	γ	γ_{\max}
7	0.00180	0.00400	7	0.00210	0.00400
6	0.00229	0.00400	6	0.00269	0.00400
5	0.00284	0.00400	5	0.00332	0.00400
4	0.00306	0.00400	4	0.00356	0.00400
3	0.00334	0.00400	3	0.00387	0.00400
2	0.00342	0.00400	2	0.00394	0.00400
1	0.00316	0.00400	1	0.00369	0.00400

Para efectos del presente trabajo se ha considerado que, los elementos no estructurales se encuentran separados de la estructura principal, de tal forma que el límite permisible es $\gamma_{\max} = 0.004$.

Los valores de γ y el límite permisible γ_{\max} se han graficado y se muestran en la imagen 4.4.6. Como se logra apreciar, ninguna distorsión de entrepiso sobrepasa el límite permisible.

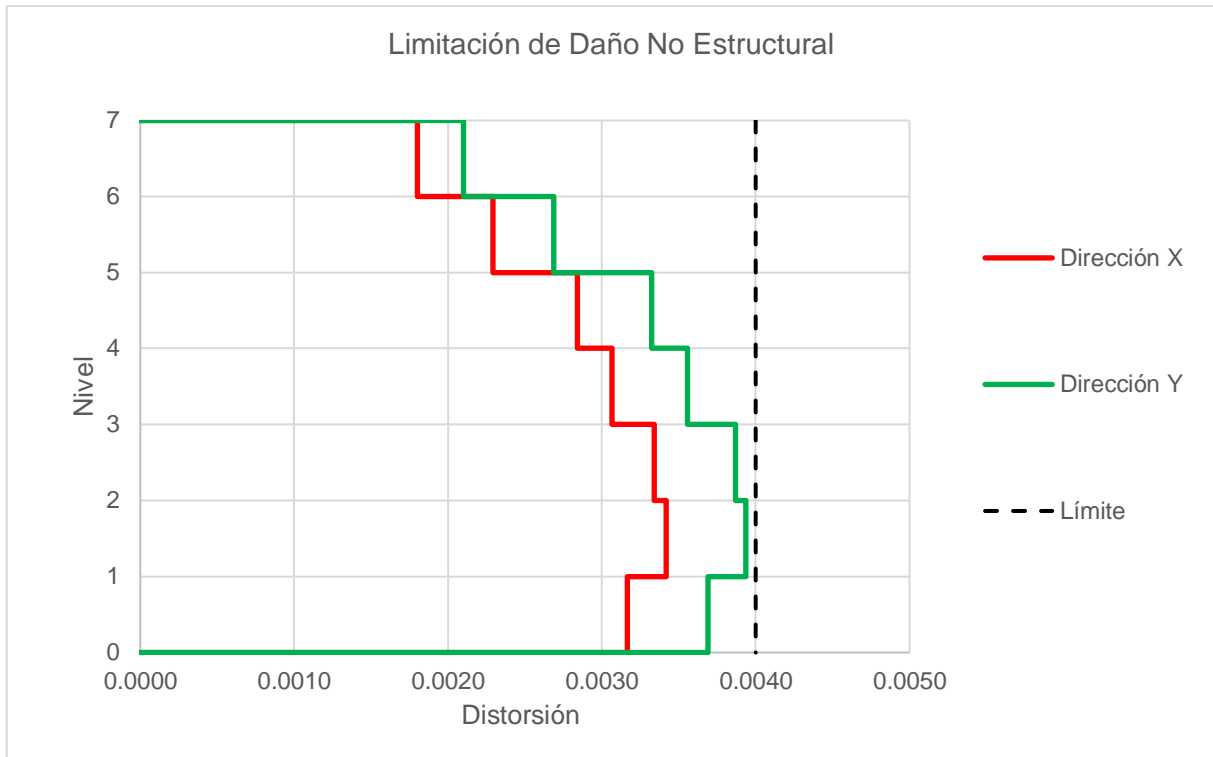


Imagen 4.4.6 Distorsiones para el nivel de desempeño de LDNE. Fuente: elaboración propia.

Seguridad de Vida

Para el cumplimiento del nivel de desempeño de Seguridad de Vida, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño, multiplicadas por QR' , no excedan los valores especificados para la distorsión límite γ_{SV} .

- Q es el factor de comportamiento sísmico adoptado, en este caso, $Q = 2$
- R' se calculó con el periodo fundamental de la estructura.

Para la dirección X de análisis, el periodo fundamental de la estructura fue $T_x = 1.03 s$, lo cual proporciona un factor de sobre-resistencia $R' = R = 1.75$.

Para la dirección Y de análisis, el periodo fundamental de la estructura fue $T_y = 0.98 s$, lo cual proporciona un factor de sobre-resistencia $R' = R = 1.75$.

Para edificaciones estructuradas a base de marcos de concreto de ductilidad baja, la norma establece una distorsión máxima permisible de $\gamma_{SV} = 0.015$, sin embargo, la estructura

analizada se clasificó como irregular por lo que se debe realizar la corrección reduciendo el límite máximo en un 30%, tal como se indica:

$$\begin{aligned}\gamma_{\max} &= 0.70\gamma_{SV} \\ \gamma_{\max} &= 0.70(0.015) \\ \gamma_{\max} &= 0.0105\end{aligned}$$

En la tabla 4.4.10 se muestran las distorsiones, γ , obtenidas del análisis. Se muestra además los valores de $\gamma_{QR'}$ y se comparan con el límite permisible γ_{\max} .

Tabla 4.4.10 Distorsiones para el nivel de desempeño de SV.

<i>Dirección X</i>				<i>Dirección Y</i>			
Nivel	γ	$\gamma_{QR'}$	γ_{\max}	Nivel	γ	$\gamma_{QR'}$	γ_{\max}
7	0.00148	0.00490	0.01050	7	0.00173	0.00572	0.01050
6	0.00188	0.00620	0.01050	6	0.00220	0.00727	0.01050
5	0.00231	0.00764	0.01050	5	0.00271	0.00895	0.01050
4	0.00249	0.00822	0.01050	4	0.00289	0.00954	0.01050
3	0.00271	0.00895	0.01050	3	0.00314	0.01036	0.01050
2	0.00278	0.00916	0.01050	2	0.00320	0.01055	0.01050
1	0.00257	0.00849	0.01050	1	0.00300	0.00989	0.01050

Los valores de $\gamma_{QR'}$ se han graficado en la imagen 4.4.7. En ella se ha marcado el límite permisible para estructuras regulares correspondiente a una distorsión de 0.015 y el límite permisible para estructuras con dos condiciones de irregularidad correspondiente a la distorsión de 0.0105. Como se logra apreciar, ninguna distorsión de entrepiso sobrepasa el límite permisible.

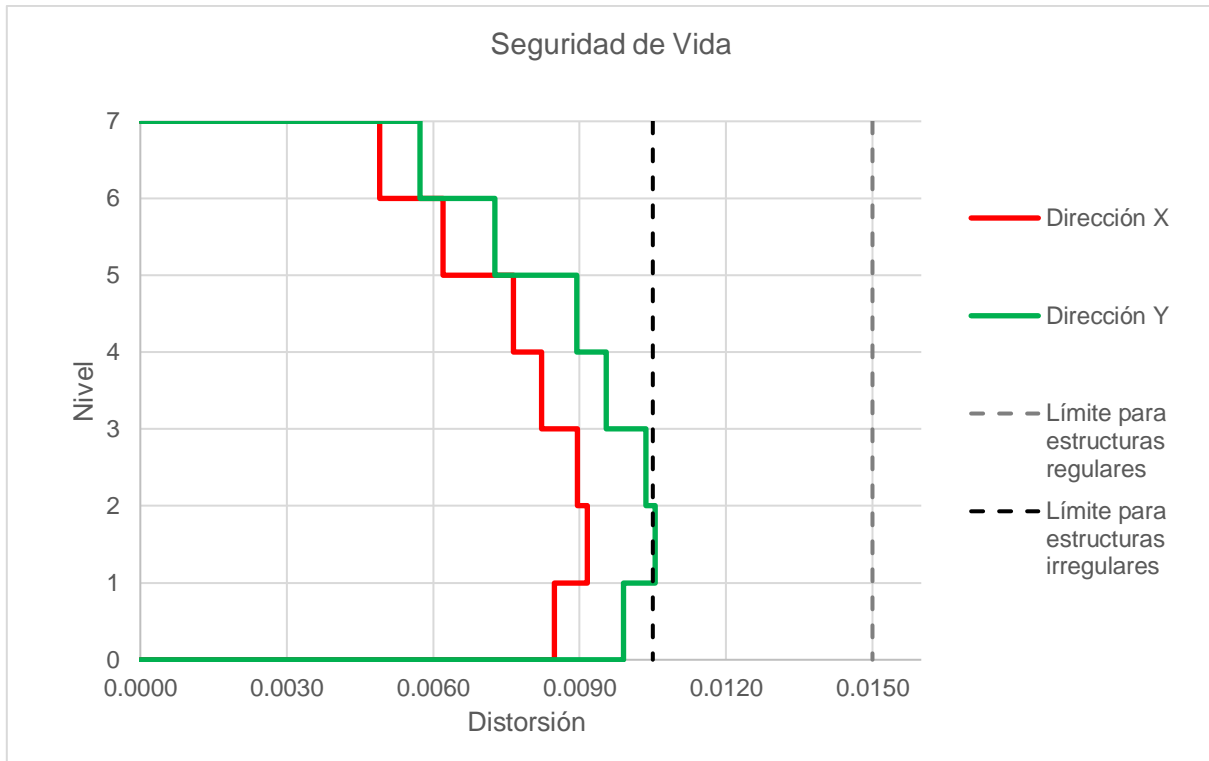


Imagen 4.4.7 Distorsiones para el nivel de desempeño de SV. Fuente: elaboración propia.

4.5 Edificio estructurado con marcos y muros

Para el edificio estructurado con un sistema dual de marcos y muros de concreto se ha optado por emplear las mismas dimensiones de columnas y vigas en todo el edificio. Del mismo modo, se ha considerado un espesor para los muros de concreto $t = 35 \text{ cm}$ en todos los paneles:

Nivel	Columnas	Vigas	Muros
Todos	45 x 45 cm	25 x 45 cm	35 cm

A continuación, se evalúan nuevamente las condiciones de irregularidad estudiadas. El apartado 4.5.1 corresponde la irregularidad por torsión, mientras que el apartado 4.5.2 a la irregularidad por cambios bruscos en la rigidez lateral.

4.5.1 Irregularidades en planta

4.5.1.1 Irregularidad por torsión

“Se considerará que una estructura es irregular en torsión cuando en cualquiera de las plantas de la estructura existe un punto que bajo las acciones de diseño presente un desplazamiento lateral que excede en más de 15 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la planta en la dirección de análisis” (NTC-Sismo 2023 5.2.1.1).

$$1.15\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right) < \Delta_1 < 1.3\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$$

Tabla 4.5.1 Resumen: Irregularidad por torsión, en dirección X.

Dirección X					
Nivel	$\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$ [cm]	$1.15\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$ [cm]	Δ_1 [cm]	$1.30\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$ [cm]	$1.15\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right) < \Delta_1 < 1.3\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$
1	0.3504	0.4029	0.3827	0.4555	No cumple
2	0.8000	0.9199	0.8742	1.0399	No cumple
3	1.3623	1.5666	1.4893	1.7710	No cumple
4	1.9944	2.2936	2.1811	2.5927	No cumple
5	2.6609	3.0600	2.9108	3.4592	No cumple
6	3.3357	3.8360	3.6499	4.3363	No cumple
7	4.0024	4.6027	4.3799	5.2031	No cumple

Tabla 4.5.2 Resumen: Irregularidad por torsión, en dirección Y.

Dirección Y					
Nivel	$\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}$ [cm]	$1.15\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$ [cm]	Δ_1 [cm]	$1.30\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$ [cm]	$1.15\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right) < \Delta_1 < 1.3\left(\frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2}\right)$
1	0.3250	0.3738	0.3290	0.4225	No cumple
2	0.7483	0.8605	0.7598	0.9728	No cumple
3	1.2805	1.4725	1.3027	1.6646	No cumple
4	1.8814	2.1636	1.9170	2.4458	No cumple
5	2.5175	2.8951	2.5685	3.2727	No cumple
6	3.1638	3.6383	3.2317	4.1129	No cumple
7	3.8047	4.3754	3.8906	4.9461	No cumple

Se observa que en ningún caso se cumple la desigualdad descrita. En otras palabras, al implementar muros de concreto al edificio se ha eliminado la irregularidad por torsión.

4.5.2 Irregularidades en elevación

4.5.2.1 Irregularidad por reducciones bruscas en rigidez lateral

“Se considerará que una estructura tiene una irregularidad en elevación por cambios bruscos de rigidez lateral en la altura cuando la rigidez lateral de un entrepiso es 15 por ciento menor que la rigidez lateral del entrepiso inmediatamente superior o bien 30 por ciento mayor que la rigidez del entrepiso inmediatamente superior” (NTC-Sismo 2023 5.3.2.1).

$$K_i < 0.85K_{i+1}$$

$$K_i > 1.3K_{i+1}$$

Tabla 4.5.3 Resumen: Irregularidad por reducciones bruscas en la rigidez lateral, en dirección X.

Dirección X					
Entrepiso	K_i [t/m]	$0.85K_{i+1}$ [t/m]	$1.3K_{i+1}$ [t/m]	$K_i < 0.85K_{i+1}$ [t/m]	$K_i > 1.3K_{i+1}$ [t/m]
1	80,854	51,841	79,286	No cumple	Cumple
2	60,989	38,796	59,336	No cumple	Cumple
3	45,643	30,655	46,884	No cumple	No cumple
4	36,064	23,821	36,433	No cumple	No cumple
5	28,025	16,644	25,456	No cumple	Cumple
6	19,582	8,037	12,292	No cumple	Cumple
7	9,455	-	-	-	-

Tabla 4.5.4 Resumen: irregularidad por reducciones bruscas en la rigidez lateral, en dirección Y.

Dirección Y					
Entrepiso	K_i [t/m]	$0.85K_{i+1}$ [t/m]	$1.3K_{i+1}$ [t/m]	$K_i < 0.85K_{i+1}$ [t/m]	$K_i > 1.3K_{i+1}$ [t/m]
1	87,096	54,917	83,991	No cumple	Cumple
2	64,609	40,911	62,570	No cumple	Cumple
3	48,131	32,204	49,253	No cumple	No cumple
4	37,887	24,942	38,146	No cumple	No cumple
5	29,343	17,377	26,577	No cumple	Cumple
6	20,444	8,367	12,797	No cumple	Cumple
7	9,844	-	-	-	-

Se logra observar que se cumple la segunda desigualdad, es decir, la rigidez lateral del primer entrepiso es más grande que el 30% de la rigidez lateral del segundo entrepiso. Ahora la rigidez de planta baja es mayor que la rigidez lateral de los entrepisos superiores.

La estructura se clasifica como *irregular por reducciones bruscas de rigidez lateral* y se deberá reducir el límite permisible para las distorsiones de entrepiso.

4.5.3 Correcciones para estructuras irregulares

El edificio estructurado a base de marcos y muros de concreto solo presenta una condición de irregularidad, correspondiente a reducciones bruscas en rigidez lateral.

Conforme a lo establecido en la NTC-Sismo 2023, se debe reducir en un 20% las distorsiones límite, de tal forma que las distorsiones límite para el nivel de desempeño de Seguridad de Vida son:

$$\gamma_{\max} = 0.80\gamma_{SV}$$

4.5.4 Revisión de desplazamientos laterales

Limitación de Daño No Estructural

Las distorsiones, γ , obtenidas del análisis y el límite permisible, γ_{\max} , se presentan en la tabla 4.5.5:

Tabla 4.5.5 Distorsiones para el nivel de desempeño de LDNE.

<i>Dirección X</i>			<i>Dirección Y</i>		
Nivel	γ	γ_{\max}	Nivel	γ	γ_{\max}
7	0.00253	0.00400	7	0.00232	0.00400
6	0.00254	0.00400	6	0.00232	0.00400
5	0.00248	0.00400	5	0.00227	0.00400
4	0.00233	0.00400	4	0.00212	0.00400
3	0.00205	0.00400	3	0.00186	0.00400
2	0.00162	0.00400	2	0.00147	0.00400
1	0.00072	0.00400	1	0.00065	0.00400

Los valores de γ y el límite permisible γ_{\max} se han graficado y se muestran en la imagen 4.5.1. Como se logra apreciar, ninguna distorsión de entrepiso sobrepasa el límite permisible.

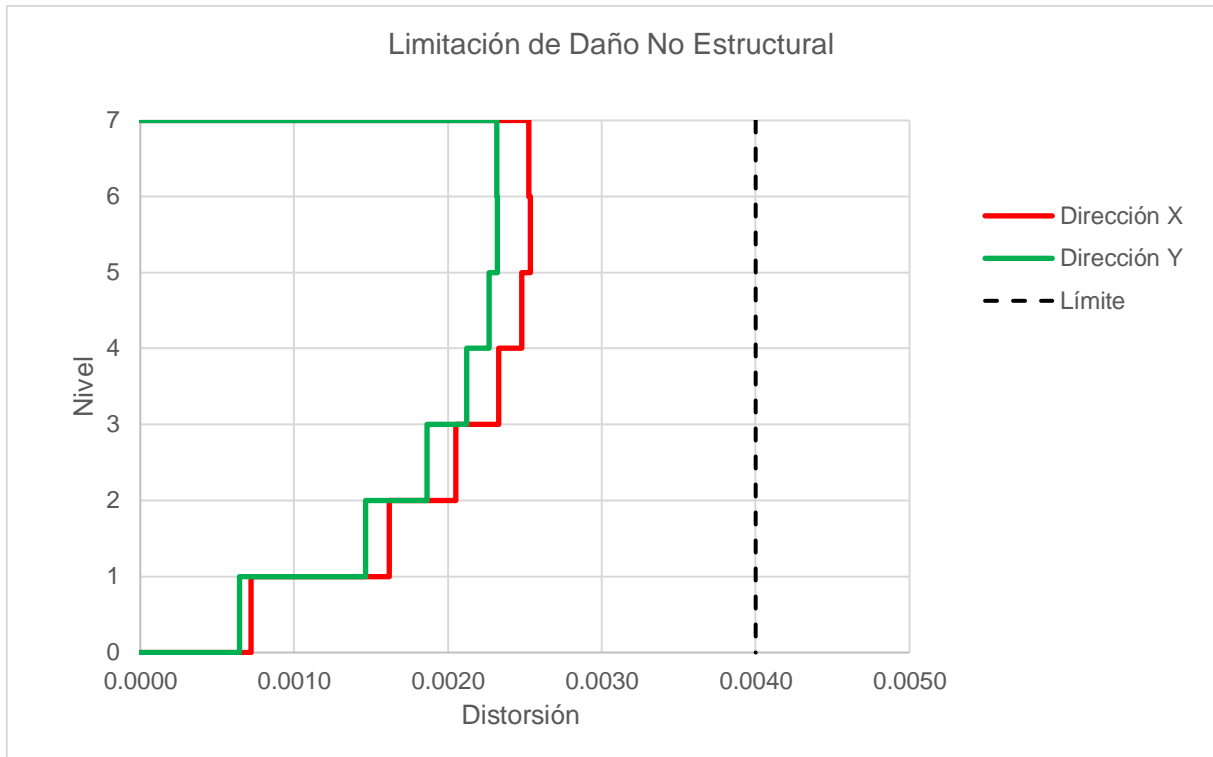


Imagen 4.5.1 Distorsiones para el nivel de desempeño de LDNE. Fuente: elaboración propia.

Seguridad de Vida

Para la dirección X de análisis, el periodo fundamental de la estructura fue $T_x = 0.93 s$, lo cual proporciona un factor de sobre-resistencia $R' = R = 1.75$.

Para la dirección Y de análisis, el periodo fundamental de la estructura fue $T_y = 0.76 s$, lo cual proporciona un factor de sobre-resistencia $R' = R = 1.76$.

Para edificaciones estructuradas con sistema dual formado por marcos y muros de concreto, la norma establece una distorsión máxima permisible de $\gamma_{SV} = 0.010$, sin embargo, la estructura analizada se clasificó como irregular por lo que se debe realizar la corrección reduciendo el límite máximo en un 20%, tal como se indica:

$$\begin{aligned} \gamma_{\max} &= 0.80\gamma_{SV} \\ \gamma_{\max} &= 0.80(0.010) \\ \gamma_{\max} &= 0.0080 \end{aligned}$$

En la tabla 4.5.6 se muestran las distorsiones, γ , obtenidas del análisis. Se muestra además los valores de $\gamma_{QR'}$ y se comparan con el límite permisible γ_{\max} .

Tabla 4.5.6 Distorsiones para el nivel de desempeño de SV.

Dirección X				Dirección Y			
Nivel	γ	$\gamma_{QR'}$	γ_{max}	Nivel	γ	$\gamma_{QR'}$	γ_{max}
7	0.00229	0.00755	0.00800	7	0.00213	0.00704	0.00800
6	0.00230	0.00758	0.00800	6	0.00213	0.00704	0.00800
5	0.00225	0.00741	0.00800	5	0.00208	0.00686	0.00800
4	0.00211	0.00696	0.00800	4	0.00195	0.00642	0.00800
3	0.00186	0.00612	0.00800	3	0.00171	0.00563	0.00800
2	0.00147	0.00484	0.00800	2	0.00134	0.00443	0.00800
1	0.00065	0.00215	0.00800	1	0.00059	0.00194	0.00800

Los valores de $\gamma_{QR'}$ se han graficado en la imagen 4.5.2. En ella se ha marcado el límite permisible para estructuras regulares correspondiente a una distorsión de 0.010 y el límite permisible para estructuras con una condición de irregularidad correspondiente a una distorsión de 0.0080. Como se logra apreciar, ninguna distorsión de entrepiso sobrepasa el límite permisible.

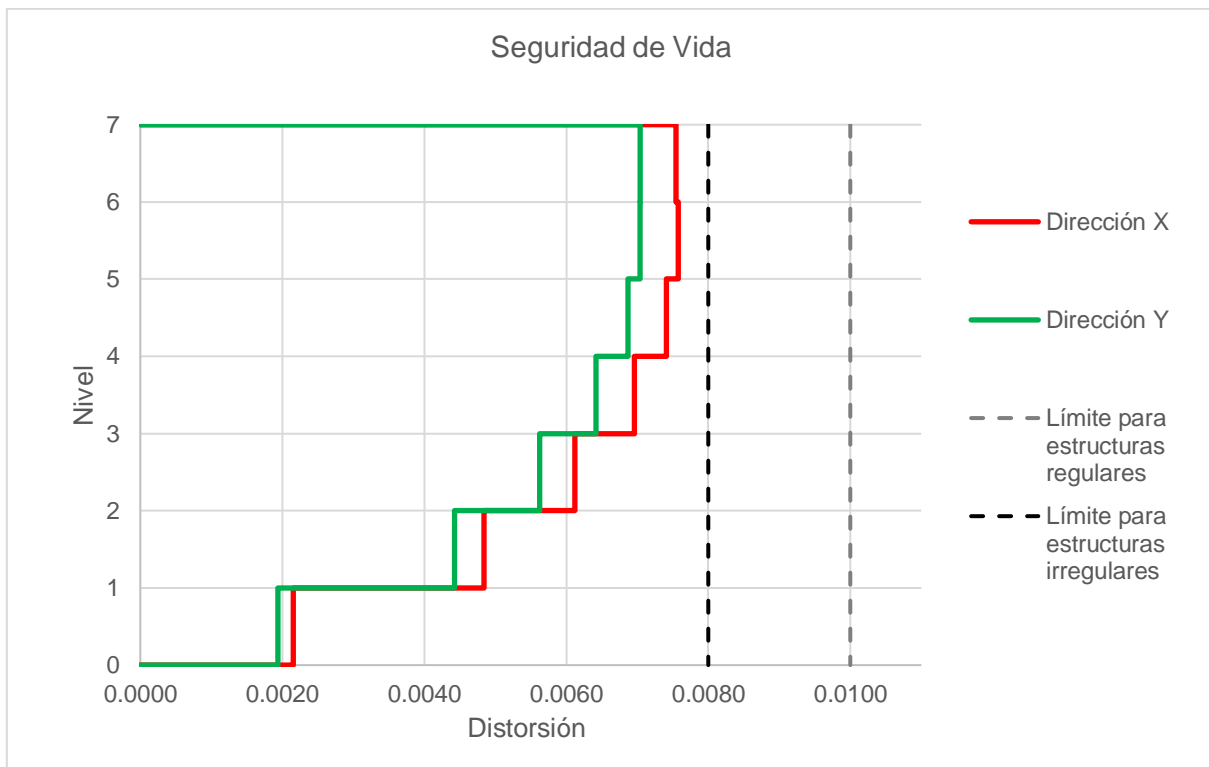


Imagen 4.5.2 Distorsiones para el nivel de desempeño de SV. Fuente: elaboración propia.

5 MODELACIÓN NUMÉRICA

A continuación, se muestra la modelación numérica en el programa ETABS Ultimate Versión de evaluación.

Definición de secciones transversales

- Las columnas y vigas se modelaron como elementos “Frame”. Se modificó la propiedad del momento de inercia, asumiendo que se trata de elementos agrietados ($I = 0.50I_g$ para columnas e $I = 0.35I_g$ para vigas).
- Las losas de piso se modelaron como elementos “Slab” tipo Membrane” y se asignó un diafragma rígido en cada nivel.
- Los muros se modelaron como elementos “Wall” tipo “Shell-Thick”. Asumiendo que se trata de muros agrietados, se empleó un modificador de 0.35 para flexión y de 0.1 para m11, m22 y m12.

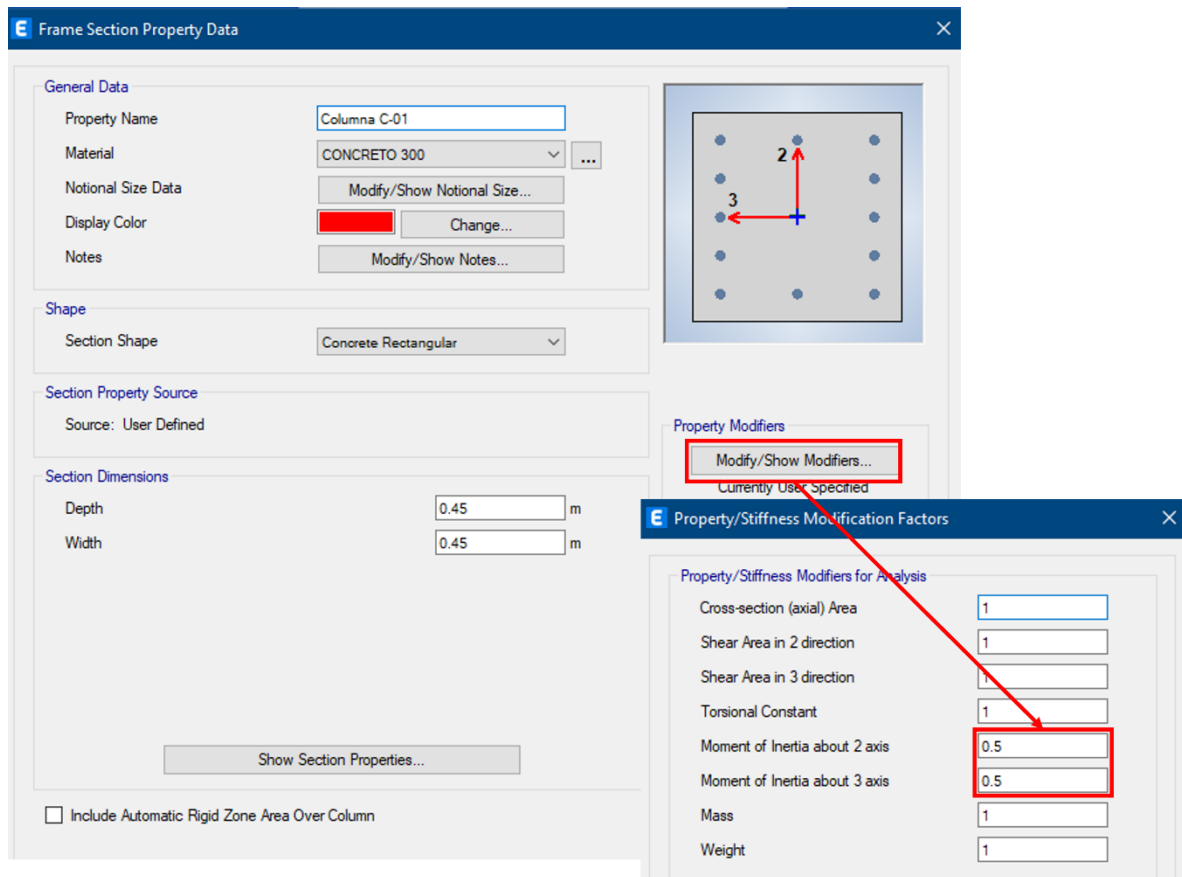


Imagen 4.5.1 Definición de elementos tipo frame columna. Fuente: elaboración propia.

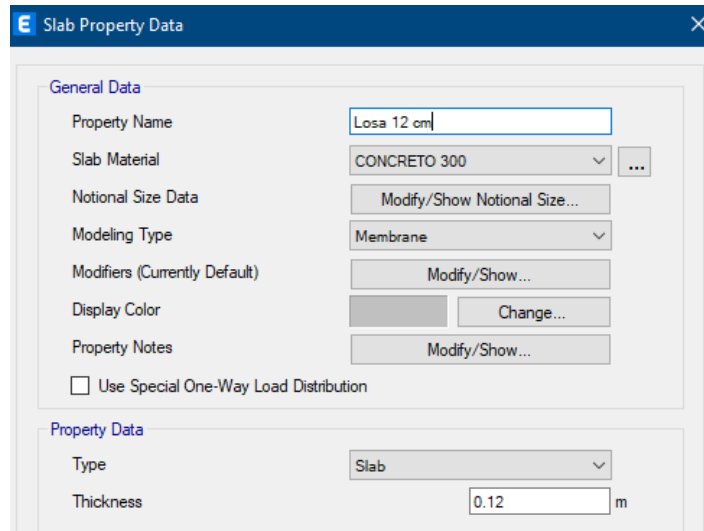


Imagen 4.5.2 Definición de elemento tipo slab losa. Fuente: elaboración propia.

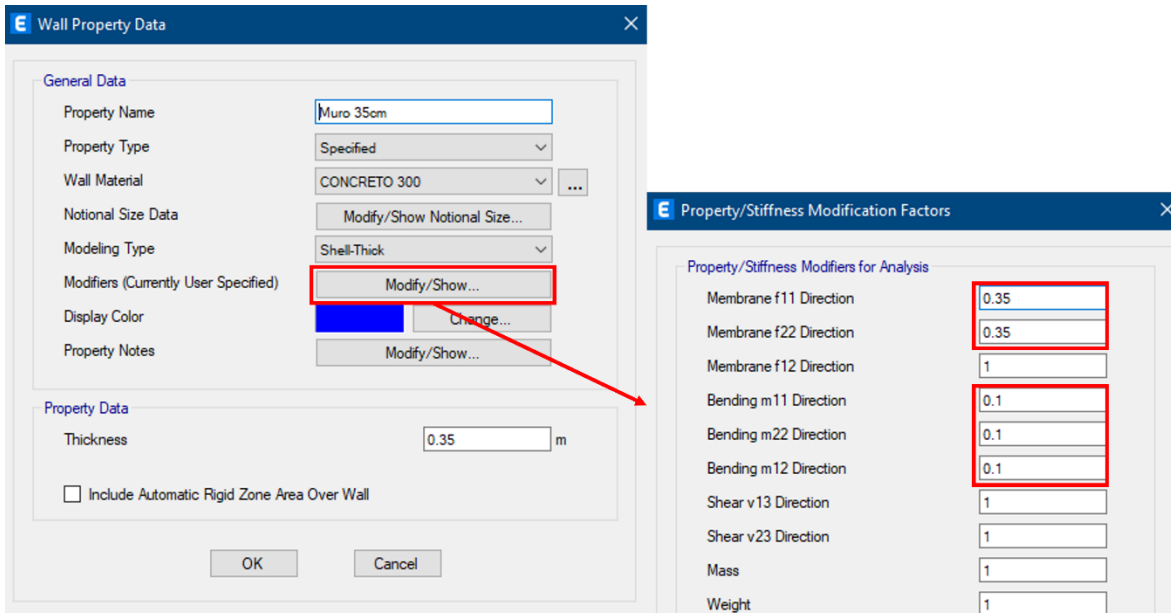


Imagen 4.5.3 Definición de elemento tipo wall muro. Fuente: elaboración propia.

Definición de las condiciones de carga y espectros de diseño

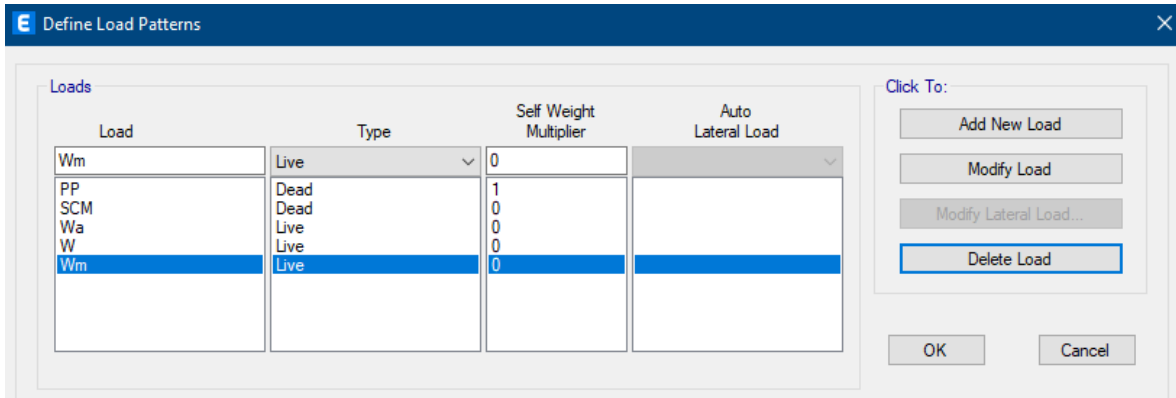


Imagen 4.5.4 Definición de condiciones de carga. Fuente: elaboración propia.

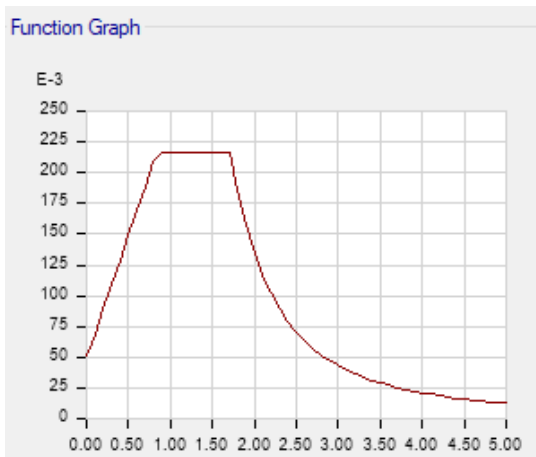


Imagen 4.5.5 Espectro de diseño para LDNE. Fuente: elaboración propia.

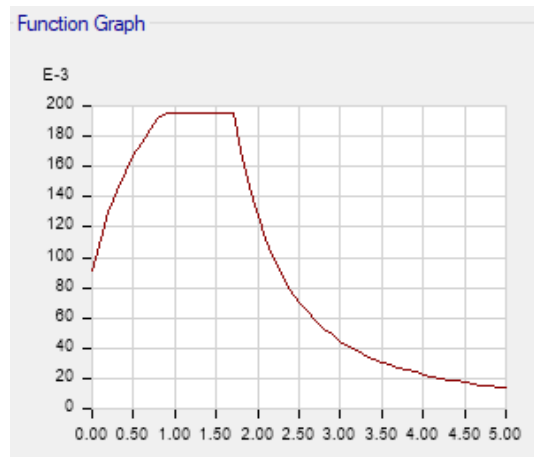


Imagen 4.5.6 Espectro de diseño para SV. Fuente: elaboración propia.

Casos de carga

Se han definido cuatro casos de carga dinámicos, los cuales se han nombrado como:

- Sx (SV): Caso de carga para sismo en dirección X con el espectro de Seguridad de Vida.
- Sy (SV): Caso de carga para sismo en dirección Y con el espectro de Seguridad de Vida.
- Sx (LDNE): Caso de carga para sismo en dirección X con el espectro de Limitación de Daño No Estructural.
- Sy (LDNE): Caso de carga para sismo en dirección Y con el espectro de Limitación de Daño No Estructural.

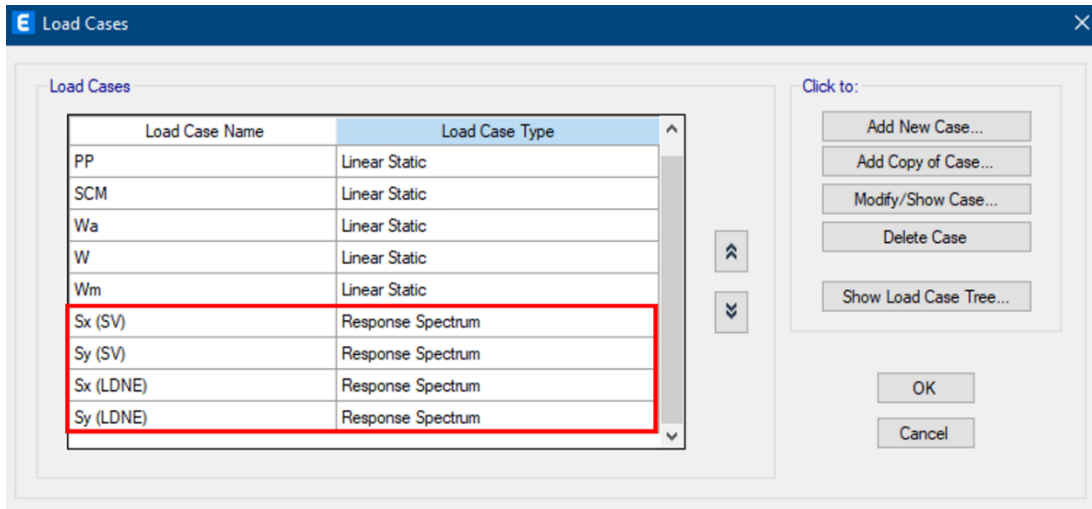


Imagen 4.5.7 Definición de casos de carga. Fuente: elaboración propia.

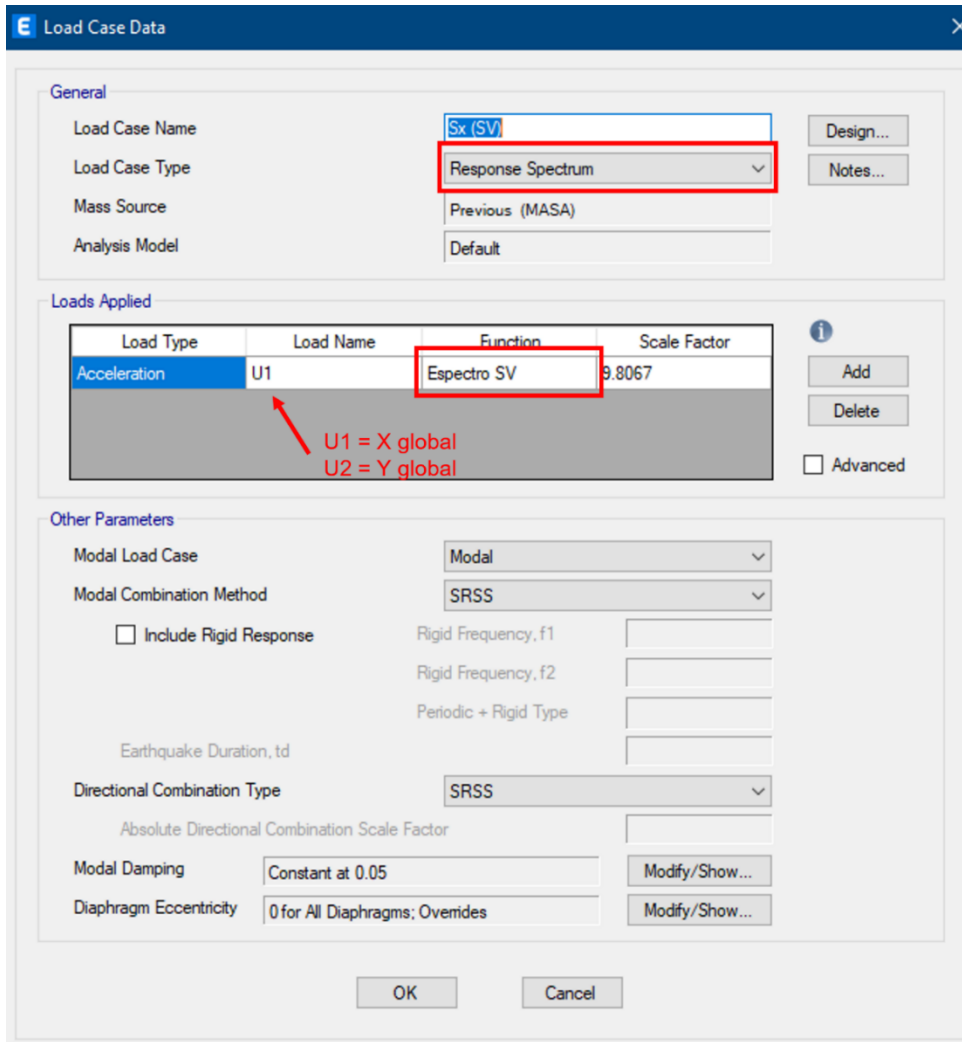


Imagen 4.5.8 Definición de caso de carga dinámico por sismo. Fuente: elaboración propia.

Excentricidades accidentales por diafragma

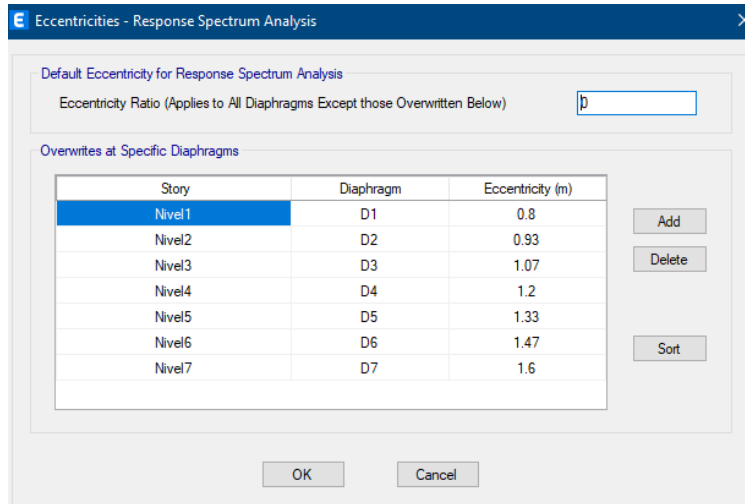


Imagen 4.5.9 Excentricidades accidentales por diafragma. Fuente: elaboración propia.

Combinaciones de carga

Se ha definido un total de cuatro combinaciones de carga más una combinación envolvente:

- 00-Servicio: $1.0(P P + S C M) + 1.0(W_m)$
- 01-Resistencia-Gravitacional: $1.3(P P + S C M) + 1.5(W_m)$
- 02-Resistencia-Accidental: $1.1(P P + S C M + W_a \pm S_x \pm 0.3S_y)$
- 03-Resistencia-Accidental: $1.1(P P + S C M + W_a \pm 0.3S_x \pm S_y)$

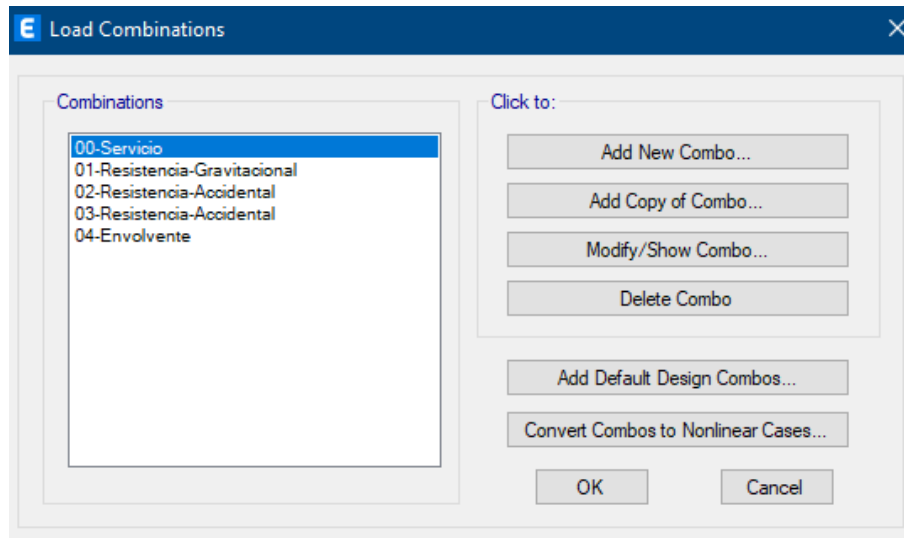


Imagen 4.5.10 Definición de combinaciones de carga. Fuente: elaboración propia.

Para las combinaciones de carga accidentales se han empleado los casos de carga de sismo asociados a Seguridad de Vida.

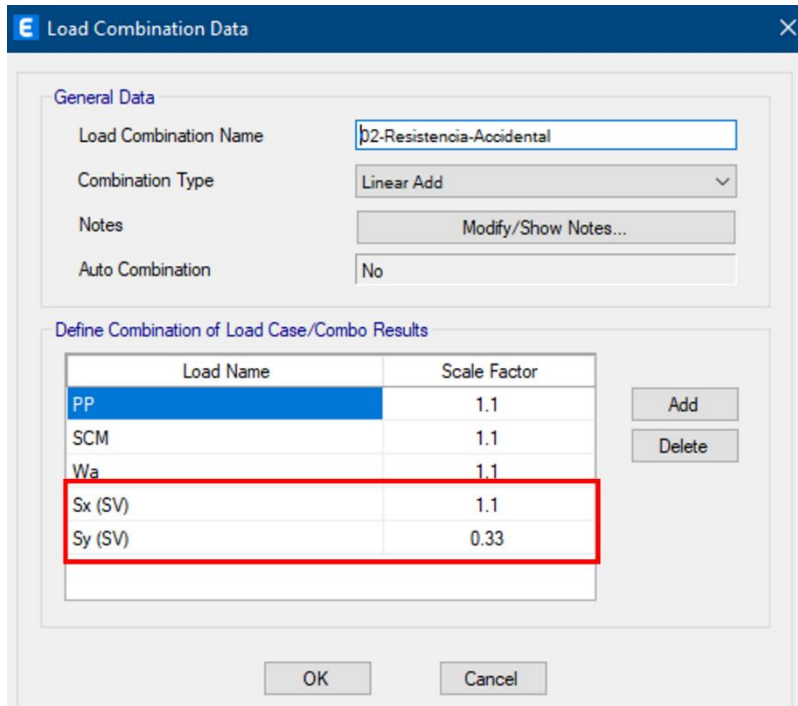


Imagen 4.5.11 Definición de caso de carga accidental. Fuente: elaboración propia.

Modelo del edificio estructurado con marcos

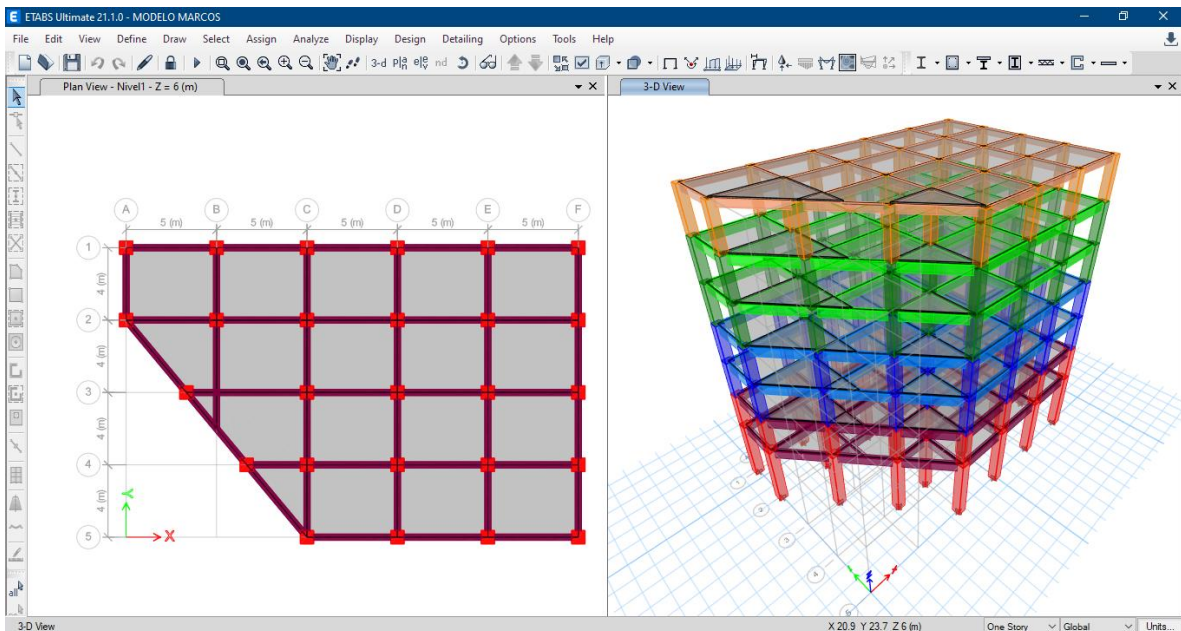


Imagen 4.5.12 Modelo numérico del edificio estructurado con marcos. Fuente: elaboración propia.

Modelo del edificio estructurado con marcos y muros

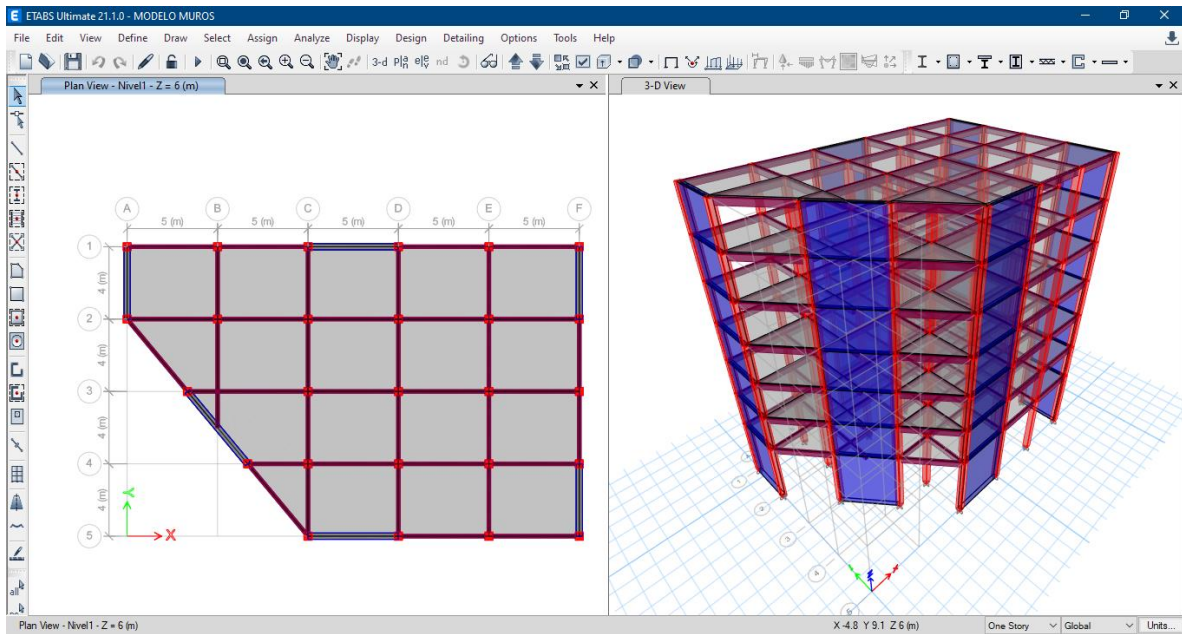


Imagen 4.5.13 Modelo numérico del edificio estructurado con marcos y muros. Fuente: elaboración propia.

6 DISEÑO ESTRUCTURAL

6.1 Diseño de losas

Tablero de diseño

Se elige como tablero de diseño a un tablero de esquina, cuyas dimensiones medidas a paños son las siguientes:

- Lado corto: $a_1 = 4 \text{ m} - 0.25 \text{ m} = 3.75 \text{ m}$
- Lado largo: $a_2 = 5 \text{ m} - 0.25 \text{ m} = 4.75 \text{ m}$
- Claro libre en la dirección larga: $L = 500 \text{ cm}$
- Cociente claro largo/claro corto: $\beta = \frac{4.75 \text{ m}}{3.75 \text{ m}} = 1.27$

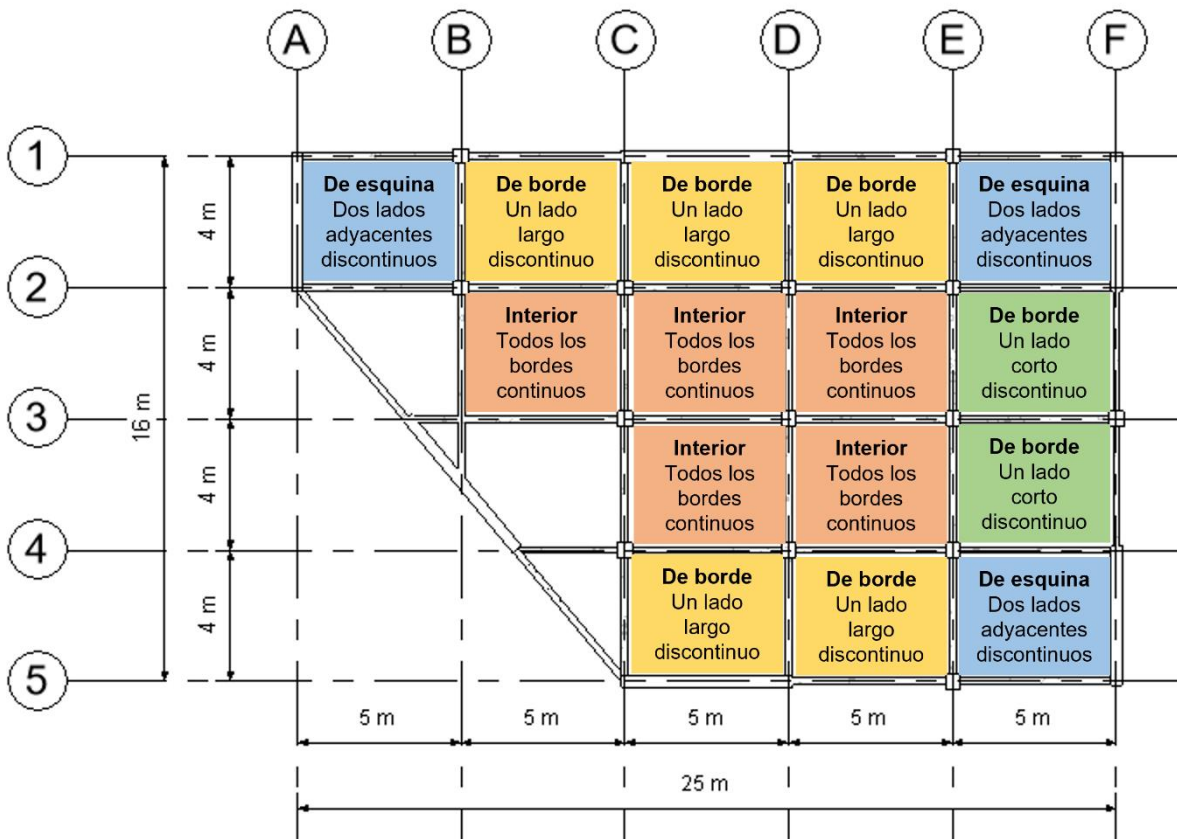


Imagen 6.1.1 Clasificación de los tableros de losa. Fuente: elaboración propia.

Espesor mínimo

Según el apartado 6.7.3 de la NTC-Concreto 2023, para losas sin presfuerzo entre los apoyos en todos los lados, el espesor h debe cumplir con los límites establecidos en la Tabla 6.4.3.1.2.

Las expresiones contenidas en la Tabla 6.4.3.1.2 dependen de los coeficientes α_f , los cuales se definen como la relación entre la rigidez a flexión de la viga y la rigidez a flexión de una franja de losa. Sin embargo, para calcular la rigidez a flexión de losa es necesario contar con un espesor h preliminar.

Por lo tanto, se propone un espesor inicial $h = 12 \text{ cm}$, posteriormente se calculan los valores de α_f y se evalúan las expresiones de la tabla.

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} = \frac{I_b}{I_s}$$

En un tablero de esquina, se realizan dos cortes imaginarios en direcciones perpendiculares:

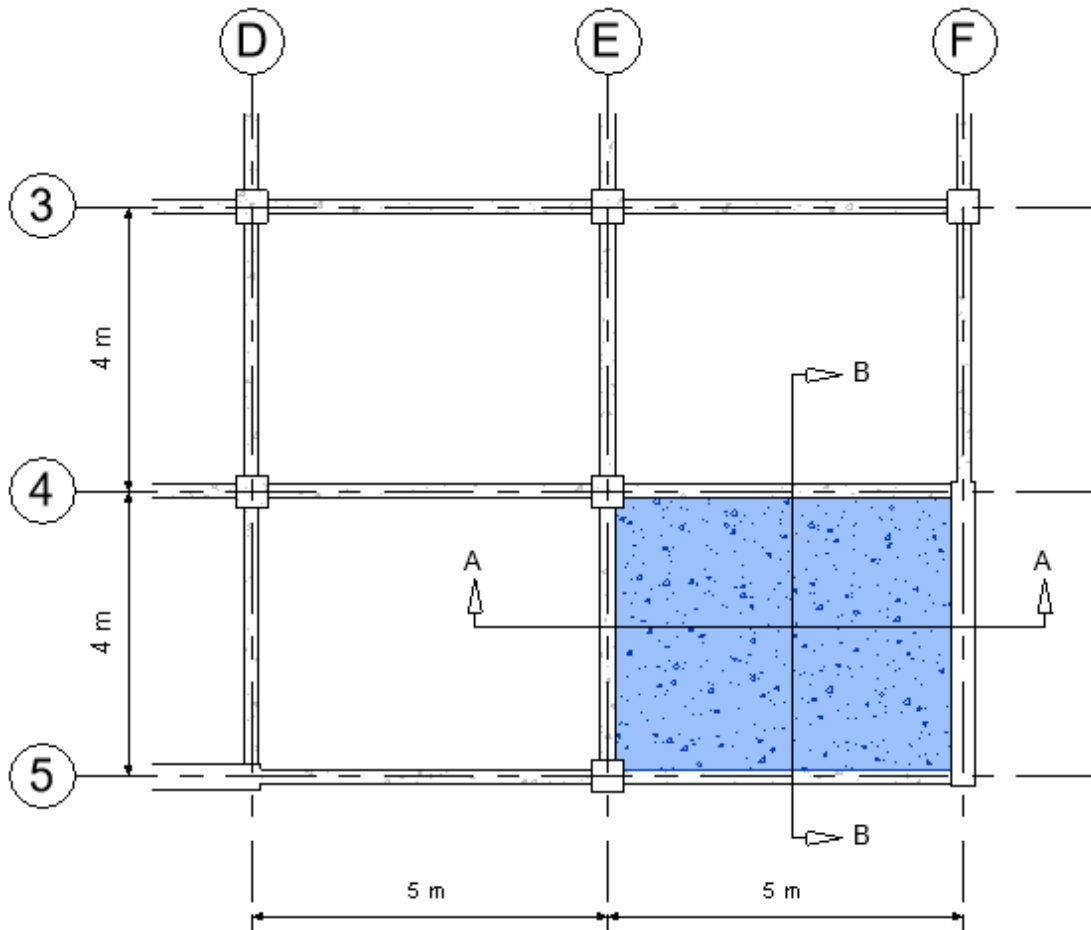


Imagen 6.1.2 Tablero de losa de diseño. Fuente: elaboración propia.

Corte A-A:

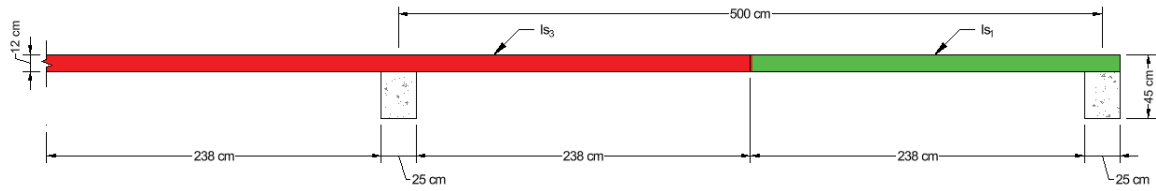


Imagen 6.1.3 Corte A-A. Fuente: elaboración propia.

Corte B-B:

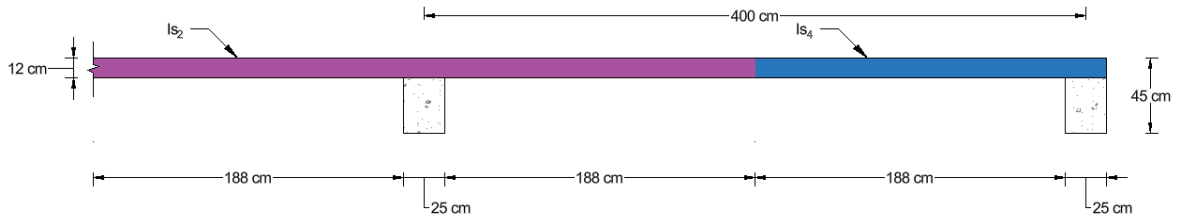


Imagen 6.1.4 Corte B-B. Fuente: elaboración propia.

Los momentos de inercia de las franjas de losa son:

$$I_{s_1} = \frac{(238 + 25)(12)^3}{12} = 37,872 \text{ cm}^4 \quad I_{s_3} = \frac{(238 + 25 + 238)(12)^3}{12} = 72,144 \text{ cm}^4$$

$$I_{s_2} = \frac{(188 + 25 + 188)(12)^3}{12} = 57,744 \text{ cm}^4 \quad I_{s_4} = \frac{(188 + 25)(12)^3}{12} = 30,672 \text{ cm}^4$$

El momento de inercia de todas las vigas es:

$$I_b = \frac{(25)(45)}{12} = 189,844 \text{ cm}^4$$

Los coeficientes α_f son:

$$\alpha_{f_1} = \frac{I_b}{I_{s_1}} = \frac{189,844 \text{ cm}^4}{37,872 \text{ cm}^4} = 5.01 \quad \alpha_{f_3} = \frac{I_b}{I_{s_3}} = \frac{189,844 \text{ cm}^4}{72,144 \text{ cm}^4} = 2.63$$

$$\alpha_{f_2} = \frac{I_b}{I_{s_2}} = \frac{189,844 \text{ cm}^4}{57,744 \text{ cm}^4} = 3.29 \quad \alpha_{f_4} = \frac{I_b}{I_{s_4}} = \frac{189,844 \text{ cm}^4}{30,672 \text{ cm}^4} = 6.19$$

El valor promedio es:

$$\alpha_{fm} = \frac{5.01 + 3.29 + 2.63 + 6.19}{4} = 4.28$$

Dado que $\alpha_{fm} > 2$ se emplea la ecuación d) de la Tabla 6.7.31.2:

$$h = \frac{L \left(0.8 + \frac{f_y}{1,400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 9 \text{ cm}$$

$$h = \frac{500 \left(0.8 + \frac{4,200}{14,000} \right)}{36 + 9(1.27)} = 11.6 \text{ cm}$$

El valor que proporciona la expresión es muy cercano al espesor propuesto inicialmente, por lo tanto, se utilizará $h = 12 \text{ cm}$.

Revisión por flexión

Las cargas que actúan sobre el tablero de losa son:

- Carga viva máxima: $W_m = 250 \text{ kg}_f / \text{m}^2$
- Sobrecarga muerta: $SCM = 200 \text{ kg}_f / \text{m}^2$
- Peso propio: $PP = h\gamma_c = (0.12 \text{ m})(2,400 \text{ kg}_f / \text{m}^3) = 288 \text{ kg}_f / \text{m}^2$

La carga última que actúa sobre la losa es:

$$w_u = 1.3(PP + SCM) + 1.5(W_m) = 1.3(288 + 200) + 1.5(250) = 1,009 \text{ kg}_f / \text{m}^2$$

De la Tabla 3.4.2.1 de la NTC-Concreto 2023 se obtienen los coeficientes de momento flexionantes para tableros rectangulares, k , considerando losa colada monolíticamente con sus apoyos (Caso I).

La relación claro corto/claro largo es: $m = \frac{3.75 \text{ m}}{4.75 \text{ m}} = 0.8$.

Tabla 6.1.1 Coeficientes de momento flexionante de acuerdo con la Tabla 3.4.2.1 de la NTC-Concreto, 2023.

			$m=a_1/a_2$			
Tablero	Momento	Claro	0.80	$M_U = k10^{-4}w_u a_1^2$ [kg _f -m/m]		
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo borde interior	Corto	675	957.76		
		Largo	484	686.75		
	Negativo borde discontinuo	Corto	250	354.73		
		Largo	270	383.10		
	Positivo	Corto	338	479.59		
		Largo	288	288	408.65	

Los momentos flexionantes se muestran a continuación:

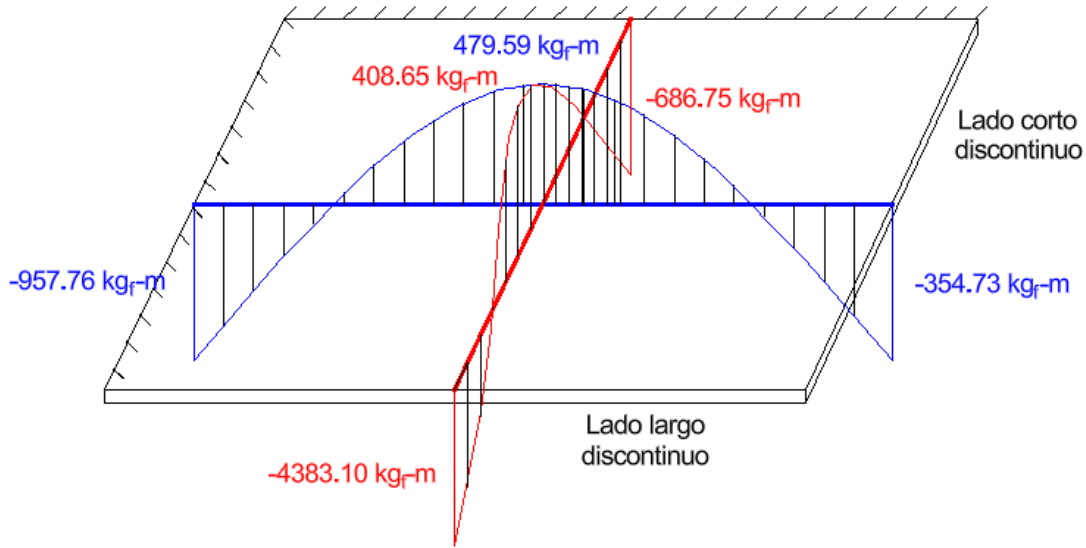


Imagen 6.1.5 Diagramas de momento flexionante sobre el tablero de losa. Fuente: elaboración propia.

Área de acero requerida, mínima y por temperatura

Para un ancho unitario $b = 100 \text{ cm}$, se calculan las áreas de acero como se indica a continuación:

- Área de acero requerida por flexión: $A_s = pbd = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R f_c "bd^2}} \right) \frac{f_c "}{f_y} bd$
- Área de acero mínima: $A_{s \text{ min}} \geq \begin{cases} \frac{0.8\sqrt{f_c '}}{f_y} bd \\ \frac{14}{f_y} bd \end{cases}$
- Área de acero por cambios volumétricos: $A_{s \text{ Temp}} = 0.0018bd$

Tabla 6.1.2 Áreas del acero de refuerzo.

Momento	Claro	M_u [kgf-cm/m]	d [cm]	A_s [cm ² /m]	$A_{s \text{ min}}$ [cm ² /m]	$A_{s \text{ Temp}}$ [cm ² /m]	$A_{s \text{ diseño}}$ [cm ² /m]
Negativo borde interior	Corto	95,776	8	3.28	2.67	1.44	3.28
	Largo	68,675	8	2.33	2.67	1.44	2.67
Negativo borde discontinuo	Corto	35,473	8	1.19	2.67	1.44	2.67
	Largo	38,310	8	1.28	2.67	1.44	2.67
Positivo	Corto	47,959	10	1.28	3.33	1.80	3.33
	Largo	40,865	10	1.09	3.33	1.80	3.33

Se propone emplear varillas del número 3 con un área de acero $A_v = 0.71 \text{ cm}^2$.

La separación requerida se calcula con $s_{requerida} = \frac{A_v}{A_{s\text{diseño}}} \times 100 \text{ cm}$

En losas macizas sin presfuerzo, la separación máxima del refuerzo corrugado longitudinal deberá ser el menor de $2h = 24 \text{ cm}$ y 45 cm en las secciones críticas.

Tabla 6.1.3 Separaciones del acero de refuerzo.

<i>Momento</i>	<i>Claro</i>	<i>A_s diseño [cm²/m]</i>	<i>S_{requerida} [cm]</i>	<i>S_{max} [cm]</i>	<i>S_{diseño} [cm]</i>
Negativo borde interior	Corto	3.28	22	24	20
	Largo	2.67	27	24	20
Negativo borde discontinuo	Corto	2.67	27	24	20
	Largo	2.67	27	24	20
Positivo	Corto	3.33	21	24	20
	Largo	3.33	21	24	20

Por facilidad, se propone emplear una separación constante de 20 cm.

Revisión por fuerza cortante

Para evaluar la fuerza cortante última se emplea la siguiente expresión:

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w_u b \quad \text{NTC-Concreto 2021 (7.5.2)}$$

$$V_u = \left(\frac{3.75 \text{ m}}{2} - 0.08 \text{ m} \right) \left(0.95 - 0.5 \times \frac{3.75 \text{ m}}{4.75 \text{ m}} \right) (1,009 \text{ kg}_f / \text{m}^2) (1 \text{ m}) = 1,006 \text{ kg}_f$$

La resistencia a cortante del concreto en elementos no presforzados sin refuerzo en el alma se calcula con:

$$V_{cR} = \left(2\lambda_s \lambda p^{1/3} \sqrt{f_c'} + \frac{P_u}{6A_g} \right) bd \quad \text{NTC-Concreto 2023 (5.5.3.2.1.a)}$$

En donde:

- Factor de corrección para concreto de peso normal: $\lambda = 1$
- Factor de reducción por tamaño: $\lambda_s \geq \begin{cases} \sqrt{\frac{2}{(1+0.04d)}} = 1 \\ 1 \end{cases}$

- Cuantía de acero: $p = \frac{2.67 \text{ cm}^2}{(100 \text{ cm})(8 \text{ cm})} = 0.00334$

$$V_{cR} = \left[2(0.00334)^{1/3} \sqrt{300 \text{ kg}_f/\text{cm}^2} \right] (100 \text{ cm})(8 \text{ cm}) = 4,141 \text{ kg}_f$$

El cortante resistente es mayor que el cortante último:

$$V_{cR} = 4,141 \text{ kg}_f > V_u = 1,006 \text{ kg}_f$$

Croquis de armado

Para el corte de varillas se supondrán líneas de inflexión a un quinto del claro desde los bordes del tablero para momento negativo: $\frac{a_1}{5} + d = \frac{375 \text{ cm}}{5} + 8 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm}$.

La imagen 6.1.6 muestra una vista 3D del armado de la losa, mientras que las imágenes 6.1.7 y 6.1.8 corresponden a las vistas en corte:

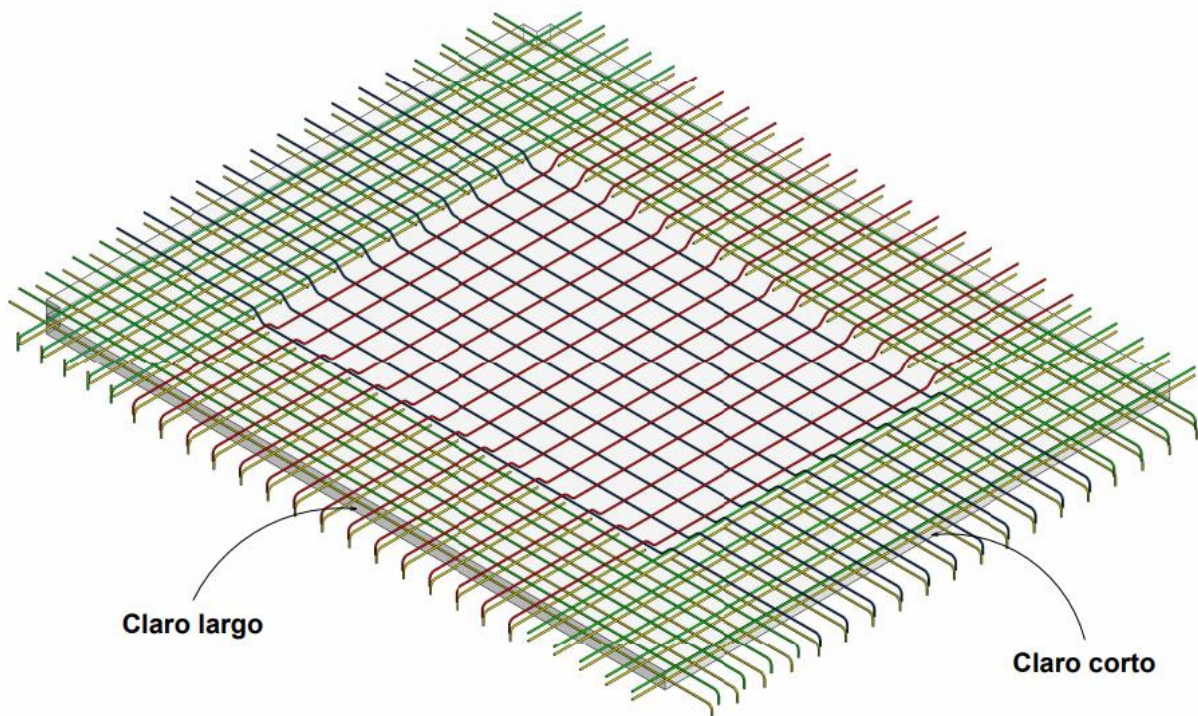
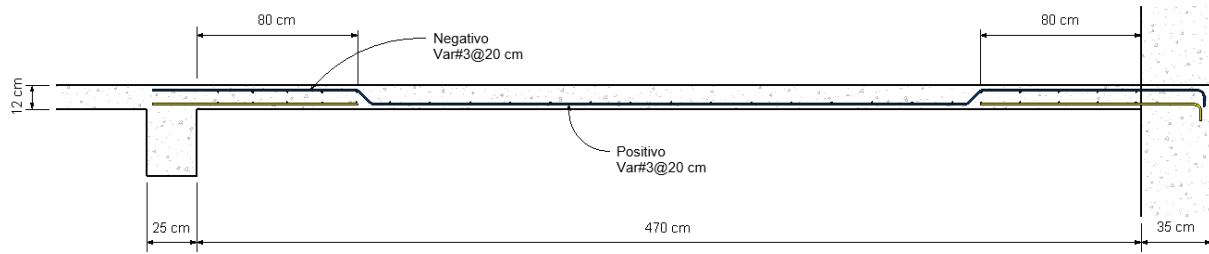


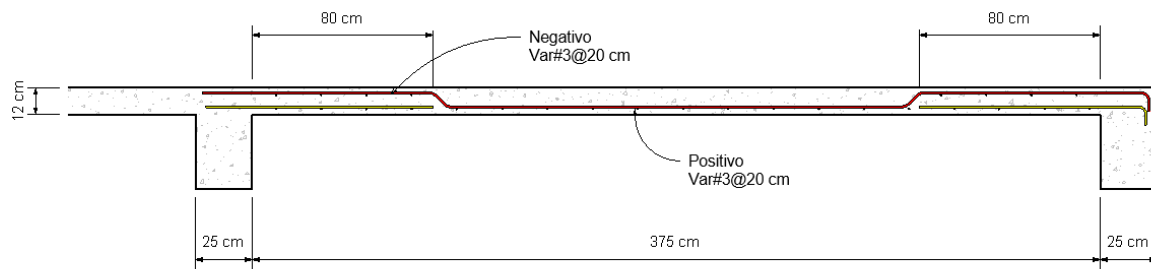
Imagen 6.1.6 Vista 3D del armado del tablero de losa. Fuente: elaboración propia.



Claro largo

Esc: 1:20

Imagen 6.1.7 Croquis de armado, claro largo. Fuente: elaboración propia.



Claro corto

Esc: 1:20

Imagen 6.1.8 Croquis de armado, claro corto. Fuente: elaboración propia.

6.2 Diseño de vigas

Se muestra el diseño de la trabe con las condiciones más desfavorables localizada en el sexto nivel a lo largo del eje 1, entre los ejes A y B.

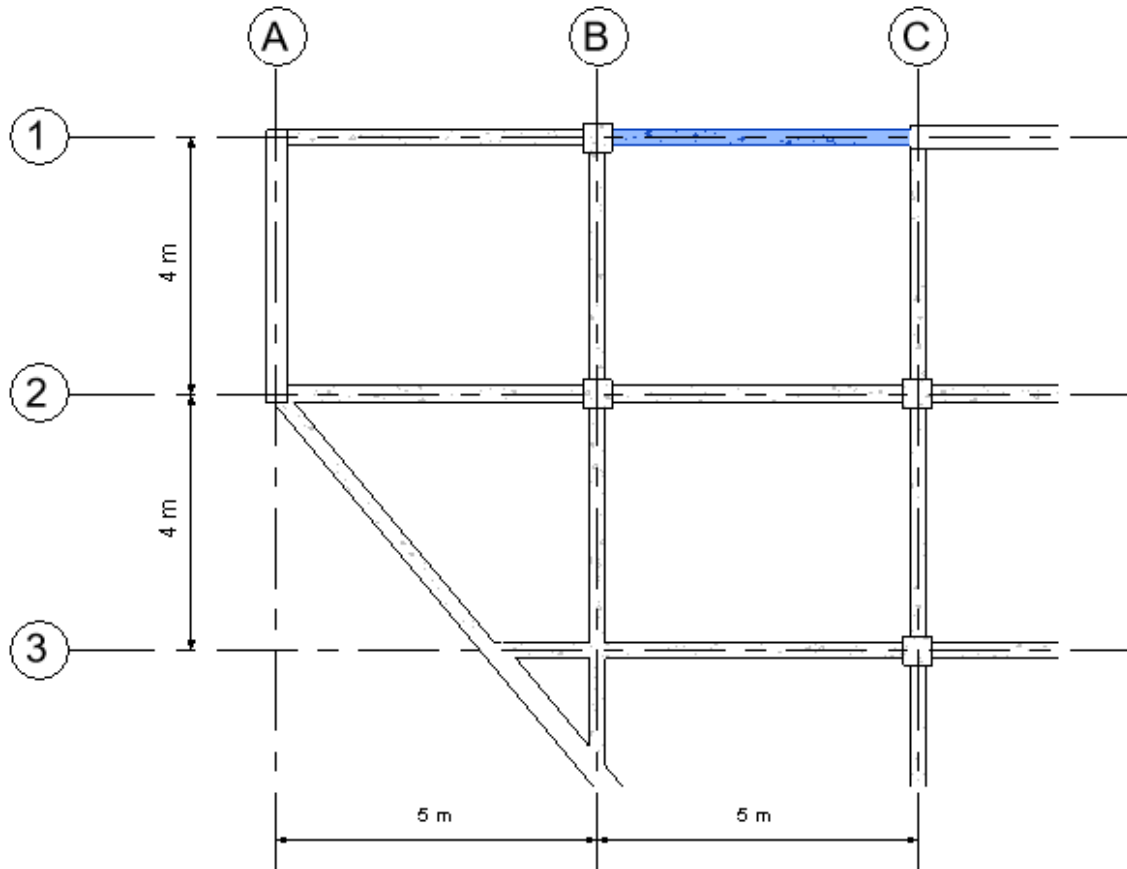


Imagen 6.2.1 Viga de diseño. Fuente: elaboración propia.

- Longitud: $L = 500 \text{ cm}$
- Base: $b = 25 \text{ cm}$
- Peralte: $h = 45 \text{ cm}$
- Recubrimiento: $r = 3 \text{ cm}$
- Peralte efectivo: $d = h - r = 42 \text{ cm}$

Diseño por flexión

De acuerdo con el modelo en ETABS, los momentos flexionantes en la viga para la combinación envolvente son:

Extremo izquierdo	Centro del claro	Extremo izquierdo
$M_u^- = 7.90 \text{ t-m}$	$M_u^- = 0.00 \text{ t-m}$	$M_u^- = 8.57 \text{ t-m}$
$M_u^+ = 4.61 \text{ t-m}$	$M_u^+ = 1.86 \text{ t-m}$	$M_u^+ = 4.64 \text{ t-m}$

El valor del factor β_1 es:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{si } f_c' \leq 300 \text{ kg}_f/\text{cm}^2 \\ 1.05 - \frac{f_c'}{1,400} \geq 0.65 & \text{si } f_c' > 300 \text{ kg}_f/\text{cm}^2 \end{cases} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (3.6.1.e)}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

Área de acero balanceada:

$$A_{s\text{bal}} = \frac{f_c''}{f_y} \cdot \frac{6,000\beta_1}{f_y + 6,000} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (5.2.1.3.1)}$$

$$A_{s\text{bal}} = \left(\frac{0.85 \times 300}{4,200} \cdot \frac{6,000 \times 0.85}{4,200 + 6,000} \right) (25)(42) = 31.88 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima:

$$A_{s\text{min}} \geq \begin{cases} \frac{0.8\sqrt{f_c'}}{f_y} bd \\ \frac{14}{f_y} bd \end{cases} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (6.3.5.1)}$$

$$A_{s\text{min}} \geq \begin{cases} \frac{0.8\sqrt{300}}{4,200} (25)(42) = 3.46 \text{ cm}^2 \\ \frac{14}{f_y} (25)(42) = 3.5 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Área de acero máxima:

$$A_{s\text{max}} = 0.90A_{s\text{bal}} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (6.3.5.2)}$$

$$A_{s\text{max}} = 0.90(31.88 \text{ cm}^2) = 28.69 \text{ cm}^2$$

Se propone emplear **3 varillas del #4** como acero mínimo:

$$A_{s\text{min}} = 3(1.27 \text{ cm}^2) = 3.81 \text{ cm}^2$$

Se calcula el área de acero requerida por flexión con las expresiones para secciones rectangulares no presforzadas sin acero de compresión, asumiendo un comportamiento controlado por tensión ($F_R = 0.9$):

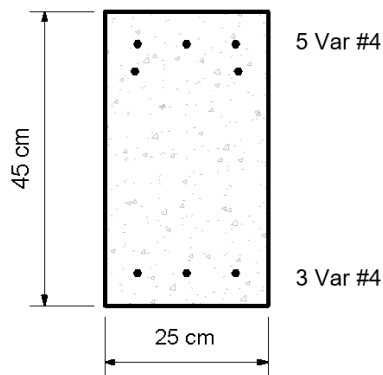
$$A_{s\text{req}} = bd \cdot \frac{f_c''}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R f_c'' bd^2}} \right) \quad \text{NTC-Concreto 2023 (5.2.2.1.1)}$$

En los extremos:

$$M_u^- = 8.57 \text{ t-m} \quad A_{s \text{ req}} = (25)(42) \cdot \frac{255}{4,200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(857,000)}{0.90(255)(25)(42)^2}} \right) = 5.66 \text{ cm}^2$$

$$M_u^+ = 4.64 \text{ t-m} \quad A_{s \text{ req}} = (25)(42) \cdot \frac{255}{4,200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(464,000)}{0.90(255)(25)(42)^2}} \right) = 2.99 \text{ cm}^2$$

Para satisfacer la demanda de momento negativo, se propone emplear **5 varillas del #4**, mientras que para momento positivo se emplean **3 varillas del #4** correspondientes al área de acero mínima.



$$A_s = 5(1.27 \text{ cm}^2) = 6.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 3(1.27 \text{ cm}^2) = 3.81 \text{ cm}^2$$

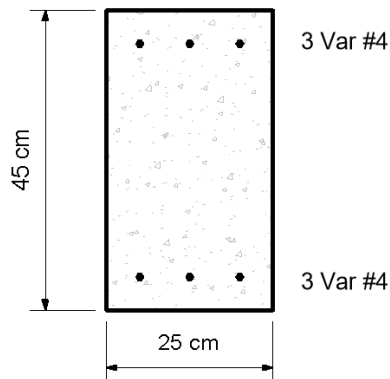
$$A_{s \text{ min}}$$

Al centro del claro:

$$M_u^- = 0.00 \text{ t-m} \quad A_{s \text{ req}} = (25)(42) \cdot \frac{255}{4,200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.00)}{0.90(255)(25)(42)^2}} \right) = 0 \text{ cm}^2$$

$$M_u^+ = 1.86 \text{ t-m} \quad A_{s \text{ req}} = (25)(42) \cdot \frac{255}{4,200} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2(186,000)}{0.90(255)(25)(42)^2}} \right) = 1.18 \text{ cm}^2$$

Se emplean **3 varillas del #4** correspondientes al área de acero mínima, en ambos lechos:



$$A_s' = 3(1.27 \text{ cm}^2) = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}}$$

$$A_s' = 3(1.27 \text{ cm}^2) = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}}$$

A continuación, se ejemplifica el cálculo del momento resistente en los extremos de la viga con un análisis del equilibrio de la sección. Además, se verifica que el comportamiento de la sección es controlado por tensión.

Para el análisis del equilibrio de la sección se emplean hipótesis para la obtención de resistencias de la NTC-Concreto 2023:

- a) La distribución de deformaciones unitarias longitudinales es plana.
- b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- c) El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- d) La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es $\varepsilon_{cu} = 0.003$.
- e) La distribución de esfuerzos del concreto, cuando se alcanza la resistencia de la sección, es uniforme con un valor $f_c'' = 0.85 f_c'$ hasta una profundidad de la zona de compresión igual a $\beta_1 c$.

Para momento negativo:

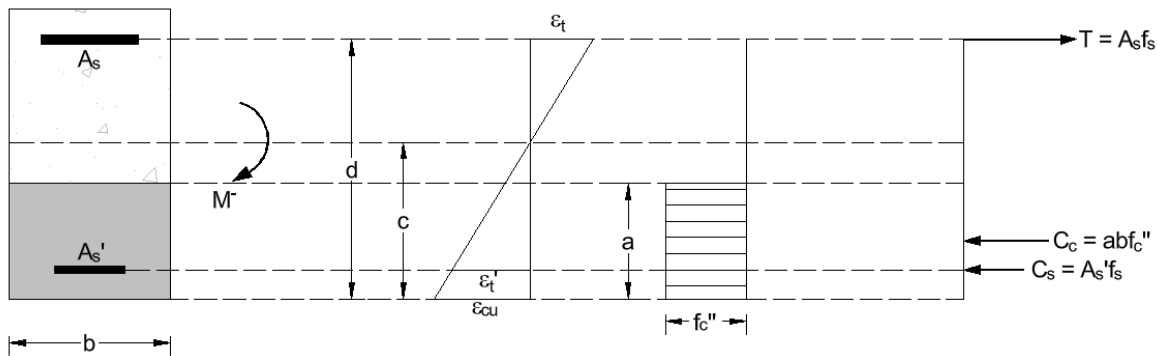


Imagen 6.2.2 Análisis del equilibrio de la sección, momento negativo. Fuente: elaboración propia.

La profundidad del bloque de compresión equivalente del concreto, a , se calcula resolviendo la siguiente ecuación cuadrática:

$$f_c'' b a^2 + (E_s \varepsilon_{cu} A_s' - A_s f_y) a = E_s \varepsilon_{cu} r \beta_1 A_s'$$

$$(255)(25)a^2 + [(2.039 \times 10^6)(0.003)(3.81) - (6.35)(4,200)]a = (2.039 \times 10^6)(0.003)(3)(0.85)(3.81)$$

$$a = 3.33 \text{ cm}$$

La profundidad del eje neutro, c , es:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.33}{0.85} = 3.92 \text{ cm}$$

Las deformaciones unitarias en el acero de compresión ε_t' y el acero de tensión ε_t son:

$$\varepsilon_t' = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}(c-r) = \frac{0.003}{3.92}(3.92-3) = 0.0007 < \varepsilon_{ty} = 0.0021 \quad \text{No fluye}$$

$$\varepsilon_t = \frac{\varepsilon_{cu}}{c}(d-c) = \frac{0.003}{3.92}(42-3.92) = 0.0292 > \varepsilon_{ty} = 0.0021 \quad \text{Fluye}$$

El esfuerzo en el acero está dado por la ley de Hooke:

$$f_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_t & \text{si } \varepsilon_t < \varepsilon_{ty} \\ f_y & \text{si } \varepsilon_t \geq \varepsilon_{ty} \end{cases}$$

$$f_s' = E_s \varepsilon_t' = (2.039 \times 10^6)(0.0007) = 1,430 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

$$f_s = f_y = 4,200 \text{ kg}_f / \text{cm}^2$$

Se verifica el equilibrio de las fuerzas de tensión y compresión:

Fuerzas de compresión:

$$C_s = A_s' f_s' = (3.81)(1,430) = 5,450 \text{ kg}_f = 5.45 \text{ t}$$

$$C_c = abf_c'' = (3.33)(25)(255) = 21,220 \text{ kg}_f = 21.22 \text{ t}$$

$$C = C_s + C_c = 5.45 + 21.22 = 26.67 \text{ t}$$

Fuerzas de tensión:

$$T = A_s f_s = (6.35)(4,200) = 26,670 \text{ kg}_f = 26.67 \text{ t}$$

El momento nominal de la sección se calcula con:

$$M_N = \left[\left(c - \frac{a}{2} \right) + (d-c) \right] C_c + (d-r) C_s$$

$$M_N^- = \left[\left(3.92 - \frac{3.33}{2} \right) + (42-3.92) \right] (21,220) + (42-3)(5,450) = 1,068,000 \text{ kg}_f - \text{cm} = 10.68 \text{ t} - \text{m}$$

El factor de resistencia se calcula de acuerdo con el inciso 3.8.2.2 de la NTC-Concreto 2023:

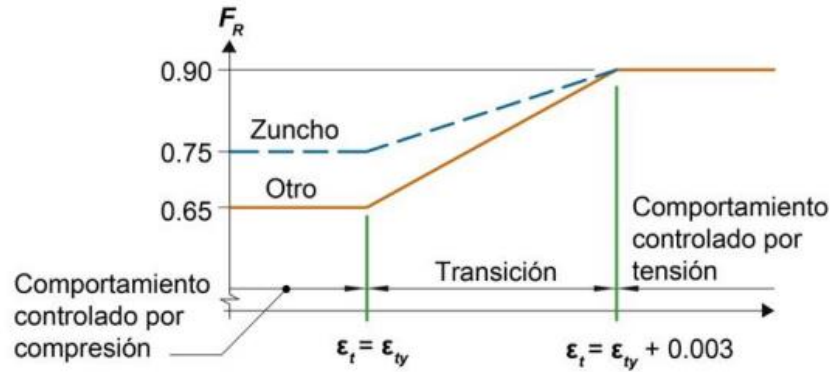


Imagen 6.2.3 Factor de resistencia para momento flexionante. Fuente: NTC-Concreto, 2023.

Dado que $\epsilon_t = 0.0292 > \epsilon_{ty} + 0.003 = 0.0051$ la sección tiene un comportamiento controlado por tensión y en consecuencia $F_R = 0.90$.

El momento resistente de la sección es:

$$M_R = F_R M_N$$

$$M_R^- = 0.90(10.68) = 9.62 \text{ t-m}$$

El momento resistente es mayor que el momento último que actúa en la sección.

$$M_R^- = 9.62 \text{ t-m} > M_u^- = 8.57 \text{ t-m}$$

Corte de varillas

En la viga, tanto en el lecho superior como en el lecho superior, se corrieron **3 varillas del #4** correspondientes al área de acero mínimo. Para resistir el momento negativo de los extremos se aumentaron **2 varillas del #4**.

El corte de los bastones se realizó de acuerdo con los incisos 6.3.7.3.3 a 6.3.7.3.5 de la NTC-Concreto 2023:

“A cada lado de toda sección de momento máximo, la longitud de cada barra deberá ser mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d ” (NTC-Concreto 2023 6.3.7.3.3).

“Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se deberán terminar o doblar y extender en una distancia no menor que d ni que $12d_b$ más allá del punto teórico donde, de acuerdo con el diagrama de momentos, ya no se requieran para resistir flexión” (NTC-Concreto 2023 6.3.7.3.4).

“El refuerzo de flexión a tensión que se continúe deberá extenderse al menos L_d más allá del punto en donde el refuerzo de tensión doblado o cortado ya no se requiere para resistir la flexión” (NTC-Concreto 2023 6.3.7.3.5).

El corte de varillas se ilustra en la siguiente imagen. En ella se muestran los diagramas de momento flexionante de la viga y los correspondientes puntos teóricos de corte en donde el refuerzo de tensión ya no se requiere para resistir la flexión.

La longitud de desarrollo L_d para barras corrugadas a tensión se calculó con las expresiones de la Tabla 14.4.2.4 de la NTC-Concreto 2023. Para barras del #4:

$$L_d = \frac{f_y \psi_p \psi_e \psi_g}{6.6 \lambda \sqrt{f_c'}} d_b = \frac{4,200(1)(1)(1)}{6.6(1)\sqrt{300}} 1.27 \text{ cm} = 46.66 \text{ cm}$$

Se observa que la longitud de los bastones es mayor que la longitud de desarrollo L_d .

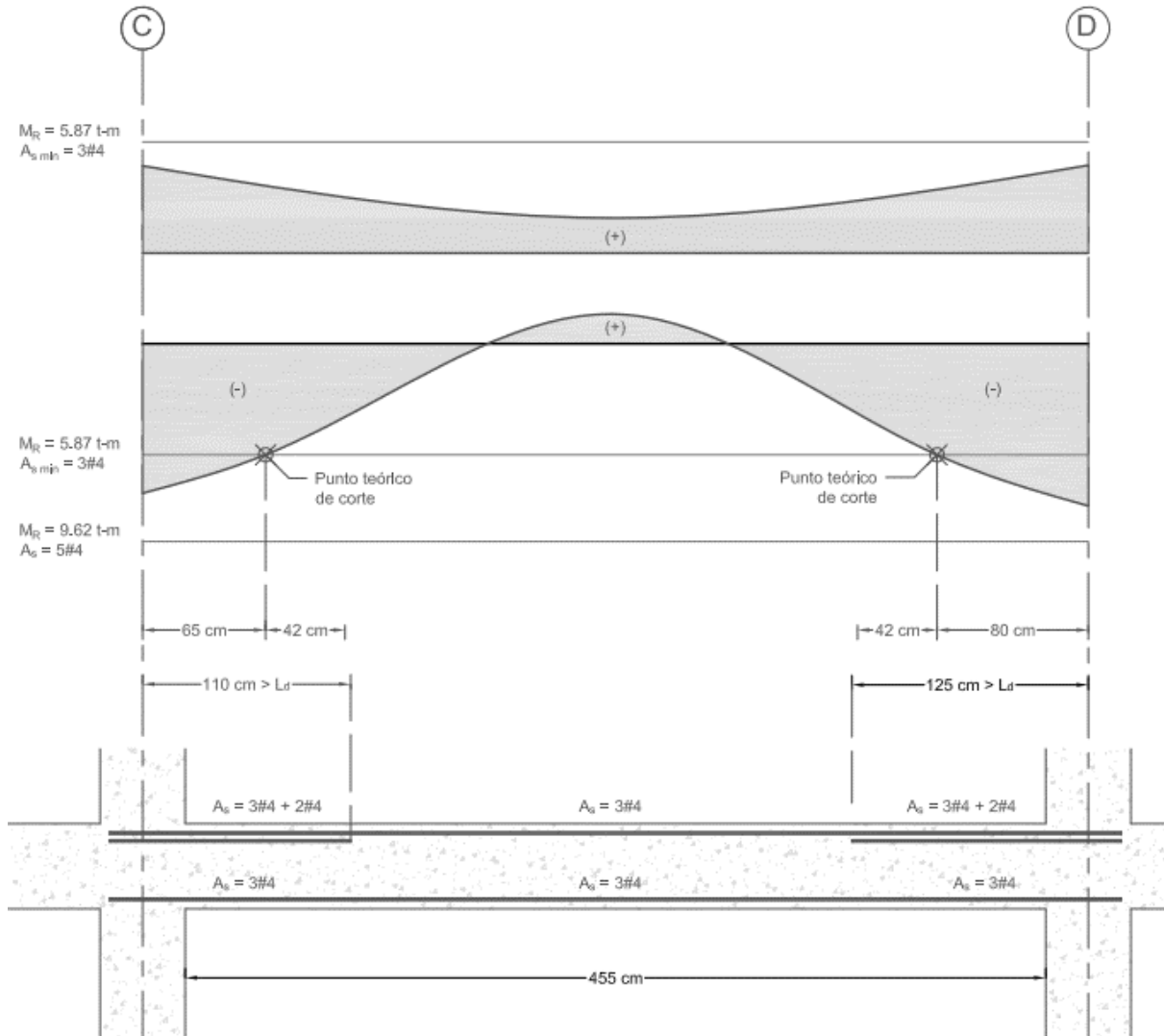


Imagen 6.2.4 Diagrama de momento flexionante y corte de varillas. Fuente: elaboración propia.

Diseño por cortante

De acuerdo con el modelo en ETABS, el cortante último en el extremo de la viga para la combinación envolvente es:

$$V_u = 5.21 \text{ t}$$

La resistencia a fuerza cortante en una dirección, V_R , se calcula como:

$$V_R = V_{cR} + V_{sR} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (5.5.1.1)}$$

El cortante resistente del concreto se determina como el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_{cR} = F_R \left(0.5\lambda\sqrt{f_c'} + \frac{P_u}{6A_g} \right) bd \quad \text{NTC-Concreto 2023 (5.5.3.1.1.a)}$$

$$V_{cR} = 0.75(0.5\sqrt{300})(25)(42) = 6,820 \text{ kg}_f = 6.82 \text{ t}$$

$$V_{cR} = F_R \left[2\lambda(p)^{1/3}\sqrt{f_c'} + \frac{P_u}{6A_g} \right] bd \quad \text{NTC-Concreto 2023 (5.5.3.1.1.b)}$$

$$V_{cR} = 0.75 \left[2(0.0036)^{1/3}\sqrt{300} \right] (25)(42) = 4,180 \text{ kg}_f = 4.18 \text{ t}$$

El cual debe estar comprendido entre los siguientes límites:

$$V_{cR \min} = F_R (0.25\lambda\sqrt{f_c'}) bd = 3.41 \text{ t}$$

$$V_{cR \max} = F_R (1.25\lambda\sqrt{f_c'}) bd = 17.05 \text{ t}$$

Por lo tanto:

$$V_{cR} = 4.18 \text{ t}$$

Los estribos deben aportar una fuerza cortante resistente al menos de:

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 5.21 - 4.18 = 1.02 \text{ t}$$

La separación de estribos no puede ser mayor que $s = \frac{d}{2} = \frac{42}{2} \approx 20 \text{ cm}$ y se deberá proporcionar un área de acero transversal mínima:

$$A_{v \min} = \begin{cases} 0.2\sqrt{f_c'} \cdot \frac{bs}{f_y} \\ 3.5 \cdot \frac{bs}{f_y} \end{cases} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (Tabla 6.3.5.4.4)}$$

$$A_{v \min} = \begin{cases} 0.2\sqrt{300} \cdot \frac{(25)(20)}{4,200} = 0.41 \text{ cm}^2 \\ 3.5 \cdot \frac{(25)(20)}{4,200} = 0.42 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Se propone emplear estribos verticales de dos ramas con varilla del #3:

$$A_v = 2(0.71 \text{ cm}^2) = 1.42 \text{ cm}^2$$

De forma que la fuerza cortante resistente que proporciona el acero transversal es:

$$V_{sR} = \frac{F_R A_v f_y d}{s}$$

NTC-Concreto 2023 (5.5.3.6.1.b)

$$V_{sR} = \frac{0.75(1.42)(4,200)(42)}{20} = 9,390 \text{ kg}_f = 9.39 \text{ t}$$

La fuerza cortante resistente de la sección es:

$$V_R = V_{cR} + V_{sR} = 4.18 + 9.39 = 13.59 \text{ t}$$

La cual es mayor que el cortante último.

$$V_R = 13.59 \text{ t} > V_u = 5.21 \text{ t}$$

Por lo tanto, se emplearán estribos del #3 a cada 20 cm en toda la longitud de la viga.

Revisión de deflexiones

Se obtiene la deflexión inmediata, Δ_i , al centro del claro desde el modelo en ETABS, con la sección reducida $I = 0.35I_g$ y bajo la combinación de carga de servicio $1.0(PP + SCM + W_m)$.

$$\Delta_i = 0.1541 \text{ cm}$$

La deflexión diferida, Δ_d , se calcula como:

$$\Delta_d = \lambda_\Delta \Delta_i$$

En donde:

- Cuantía de acero en compresión en el centro del claro: $p' = \frac{3.81}{(25)(42)} = 0.0036$
- Factor que depende de la duración de la carga sostenida $\xi = 2$

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50p'} = \frac{2}{1 + 50(0.0036)} = 1.70$$

$$\Delta_d = 1.70(0.1541) = 0.2620 \text{ cm}$$

La deflexión total, Δ , es:

$$\Delta = \Delta_i + \Delta_d$$

$$\Delta = 0.1541 + 0.2620 = 0.4161 \text{ cm}$$

Asumiendo que, al flexionarse el elemento se dañan otros elementos estructurales, la deflexión límite se calcula como:

$$\Delta_{\text{lim}} = \frac{L}{480} + 0.3 \text{ cm} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (13.4.1.b)}$$

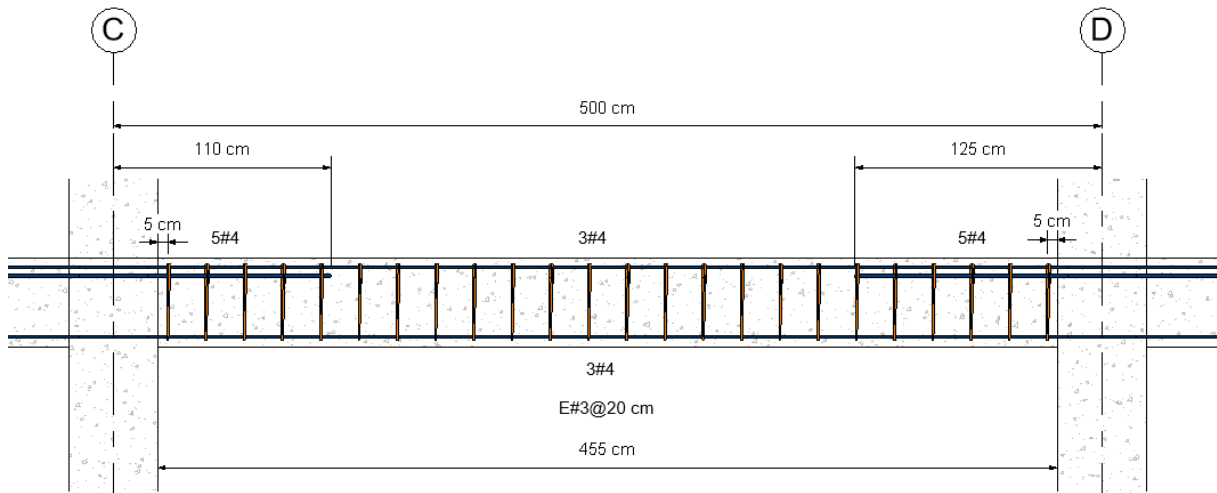
$$\Delta_{\text{lim}} = \frac{500}{480} + 0.3 = 1.3442 \text{ cm}$$

La deflexión total es menor que el límite permisible:

$$\Delta = 0.4161 \text{ cm} < \Delta_{\text{lim}} = 1.3442 \text{ cm}$$

Croquis de armado

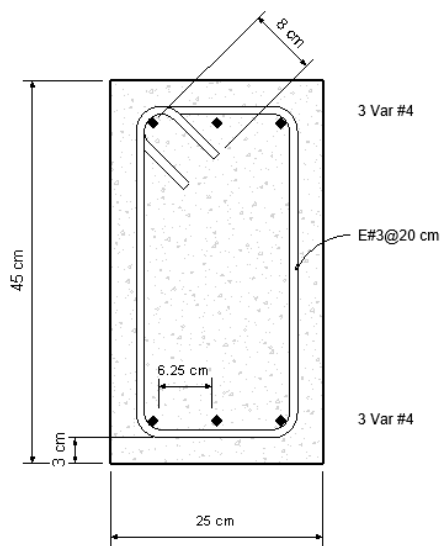
El armado final de la viga se muestra a continuación. La imagen 6.2.5 muestra una elevación lateral, mientras que las imágenes 6.2.6 y 6.2.7 corresponden a las secciones transversales de la viga.



Elevación Trabe

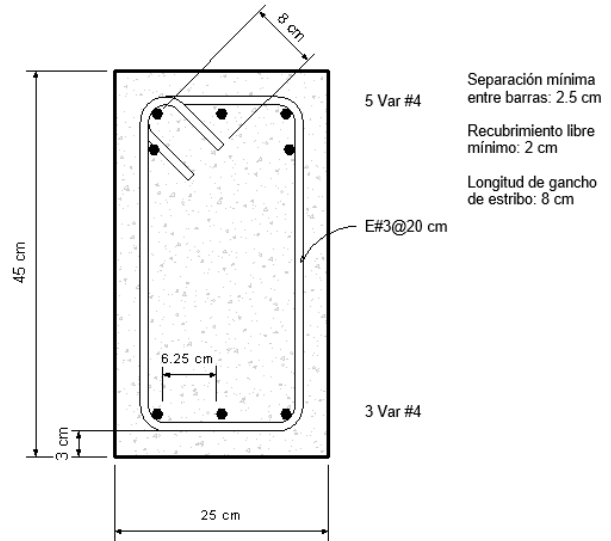
Esc: 1:25

Imagen 6.2.5 Croquis de armado viga. Fuente: elaboración propia.



Centro del claro

Esc: 1:5



Extremos

Esc: 1:5

Imagen 6.2.6 Sección transversal en los extremos. Fuente: elaboración propia.

Imagen 6.2.7 Sección transversal al centro del claro. Fuente: elaboración propia.

6.3 Diseño de columnas

Se muestra el diseño de la columna con las condiciones más desfavorables localizada en planta baja, en la intersección del eje 1 y el eje B.

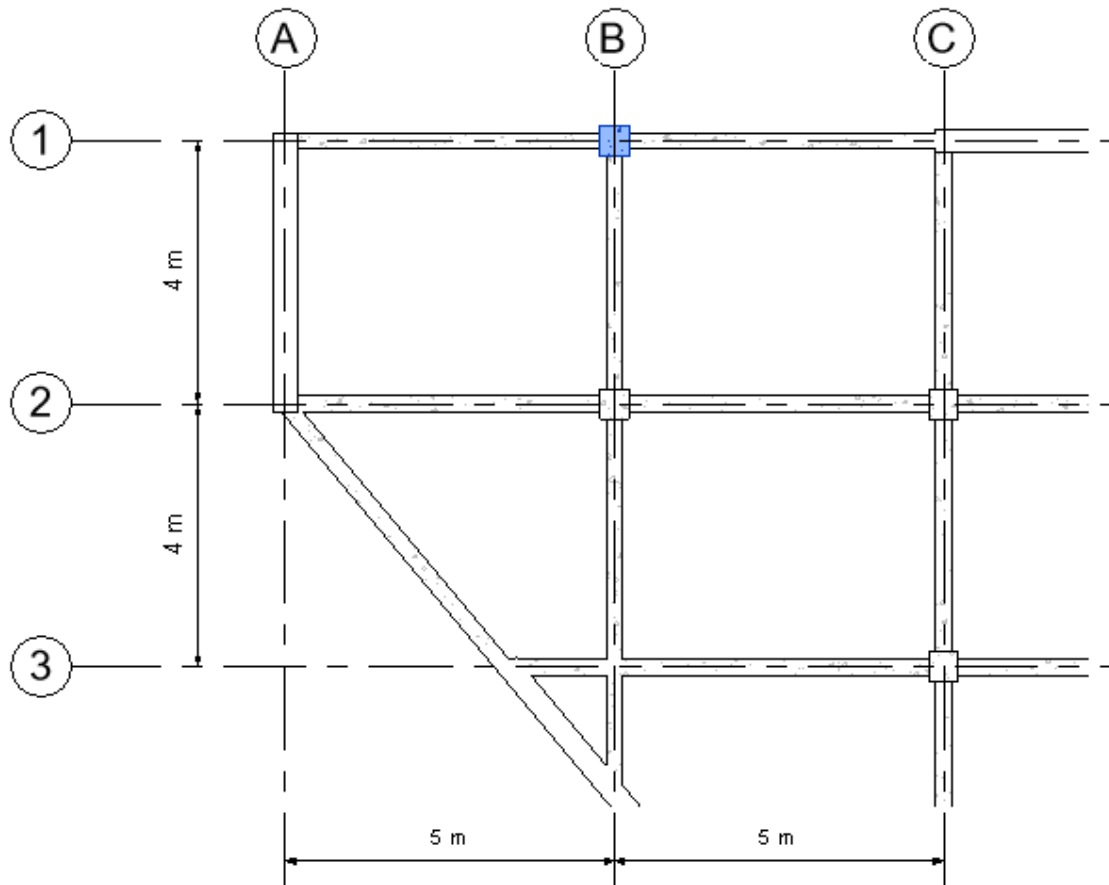


Imagen 6.3.1 Columna de diseño. Fuente: elaboración propia.

- Longitud libre: $H = 600 - 45 = 555 \text{ cm}$
- Base: $b = 45 \text{ cm}$
- Peralte: $h = 45 \text{ cm}$
- Recubrimiento: $r = 5 \text{ cm}$

De acuerdo con el modelo en ETABBS, se revisan las fuerzas internas en la columna debidos a las combinaciones de carga de resistencia:

Nombre	Combinación	Tipo
01-Resistencia-Gravitacional	$1.3(PF + SCM) + 1.5(W_m)$	Linear Add
02-Resistencia-Accidental	$1.1(PF + SCM + W_a \pm S_x \pm 0.3S_y)$	Linear Add
03-Resistencia-Accidental	$1.1(PF + SCM + W_a \pm 0.3S_x \pm S_y)$	Linear Add

Se considera como la tercia más pesada a las fuerzas internas obtenidas de la combinación $1.1(PP + SCM + W_a \pm S_x \pm 0.3S_y)$:

- $P_u = -220.18 t$ (tensión)
- $M_{ux} = 2.00 t - m$
- $M_{uy} = 6.33 t - m$

La convención de signos adoptada establece a las fuerzas de compresión positivas y a las fuerzas de tensión negativas. Por lo tanto, la columna se diseñará por flexo-tensión.

Restricción lateral en extremos de columnas

Los extremos de una columna están restringidos lateralmente si se cumple alguna de las siguientes condiciones (*NTC-Concreto 2023 3.3.5.1*):

- a) 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.
- b) Si se satisface $Q \frac{\delta_i}{h_i} \leq 0.08 \frac{V_i}{W_u}$

A continuación, se realiza la evaluación de la condición b) descrita anteriormente. Los valores de V_i , δ_i y W_u se han tomado directamente del modelo de ETABS para las combinaciones de carga indicadas.

- Factor de comportamiento sísmico: $Q = 2$
- Fuerza cortante de entrepiso: $V_i = 318.61 t$ $1.1(PP + SCM + W_a + S_x + 0.3S_y)$
- Desplazamiento de entrepiso:
 $\delta_i = 0.5597 cm$ $1.1(PP + SCM + W_a + S_x + 0.3S_y)$
- Suma de cargas últimas de diseño, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado:
 $W_u = 3,524.63 t$ $1.3(PP + SCM) + 1.5W_m$
- Altura del entrepiso: $h_i = 600 cm$

$$Q \frac{\delta_i}{h_i} = 2 \times \frac{0.5597}{600} = 0.0019$$

$$0.08 \frac{V_i}{W_u} = 0.08 \times \frac{318.61}{3,524.63} = 0.0072$$

$$0.0019 \leq 0.0072$$

La desigualdad se cumple, por lo tanto, los extremos de la columna están restringidos lateralmente. La columna se diseña como columna corta.

Diseño por flexo-tensión

Para realizar el pre-dimensionamiento de la sección transversal de la columna, se emplean las gráficas para diseño de columnas de concreto reforzado (Meli y Rodríguez, 1976) con el procedimiento mostrado a continuación.

Área gruesa de la sección:

$$A_g = (45)(45) = 2,025 \text{ cm}^2$$

Cálculo de excentricidades:

$$e_x = \left| \frac{M_{ux}}{P_u} \right| = \left| \frac{2.00}{-220.18} \right| = 0.0091 \text{ m} = 0.91 \text{ cm}$$

$$e_y = \left| \frac{M_{uy}}{P_u} \right| = \left| \frac{6.33}{-220.18} \right| = 0.0287 \text{ m} = 2.87 \text{ cm}$$

$$\frac{e_x}{b} = 0.020 < \frac{e_y}{h} = 0.064$$

Se calculan los factores adimensionales R_x , R_y y K como se muestra a continuación:

$$R_x = \frac{M_{ux}}{b^2 h f_c} = \frac{2.00 \times 10^5}{(45)^2 (45) (255)} = 0.0086$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{b h^2 f_c} = \frac{6.33 \times 10^5}{(45) (45)^2 (255)} = 0.0272$$

$$K = \frac{P_u}{b h f_c} = \frac{-220.18 \times 10^3}{(45) (45) (255)} = -0.43$$

Se calcula las relaciones:

$$\frac{d}{h} = \frac{40}{45} \approx 0.90$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.0086}{0.0272} = 0.32$$

Con los valores de $R_y = 0.0272$ y $K = -0.43$, y con ayuda de la figura 42 de las gráficas para diseño de columnas de concreto reforzado (Meli y Rodríguez, 1976), se determina el valor de la variable q , el cual es aproximadamente $q = 0.60$.

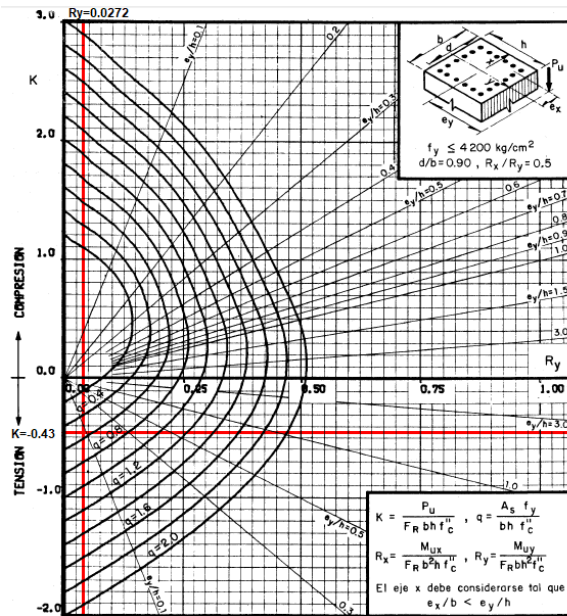


Imagen 6.3.2 Gráfica para diseño de columnas de concreto reforzado. Fuente: Meli y Rodríguez, 1976.

El procedimiento sugiere emplear una cuantía de:

$$p = \frac{f_c''}{f_y} q = \frac{255}{4,200} \times 0.6 = 0.0364 = 3.64\%$$

El área de acero requerida es:

$$A_{s \text{ req}} = b d p = (45)(45)(0.0364) = 73.77 \text{ cm}^2$$

Se propone emplear la siguiente sección de columna conformada por **14 varillas del #8**, teniéndose un área de acero $A_s = 14(5.07) = 70.98 \text{ cm}^2$

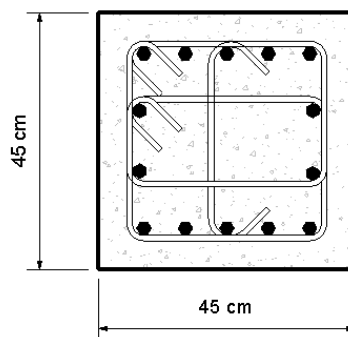


Imagen 6.3.3 Sección transversal columna. Fuente: elaboración propia.

Diagrama de interacción

Las imágenes 6.3.4 y 6.3.5 muestran los diagramas de interacción calculados, en dirección X y en dirección Y. Se observa que ninguna combinación (M_u , P_u) se encuentra fuera de la región aceptable del diagrama.

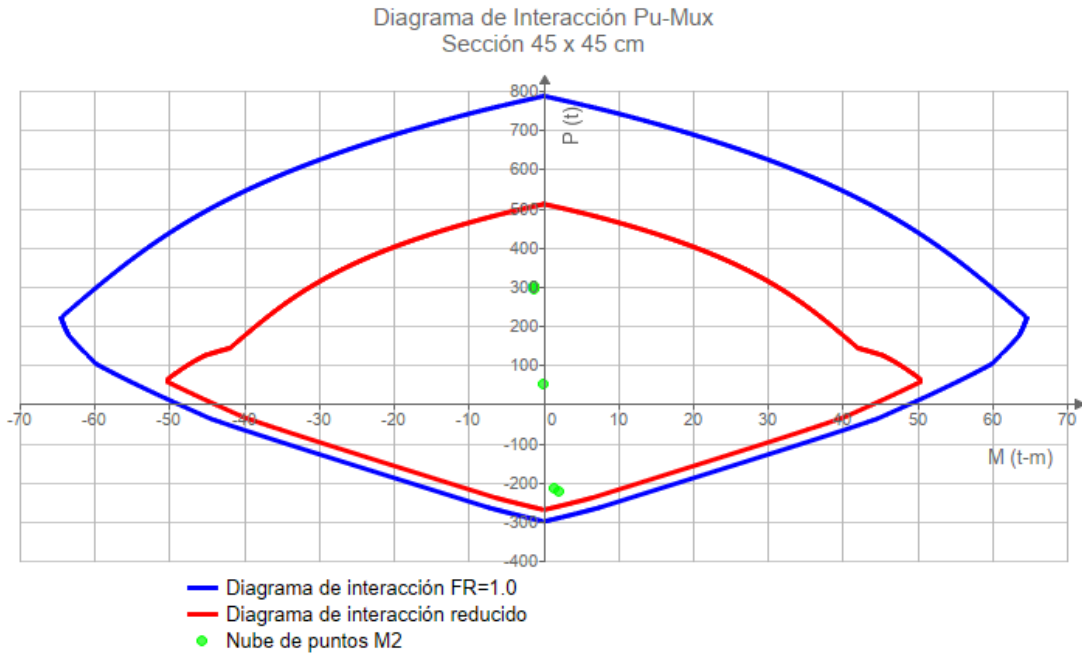


Imagen 6.3.4 Diagrama de interacción Pu-Mux. Fuente: elaboración propia.

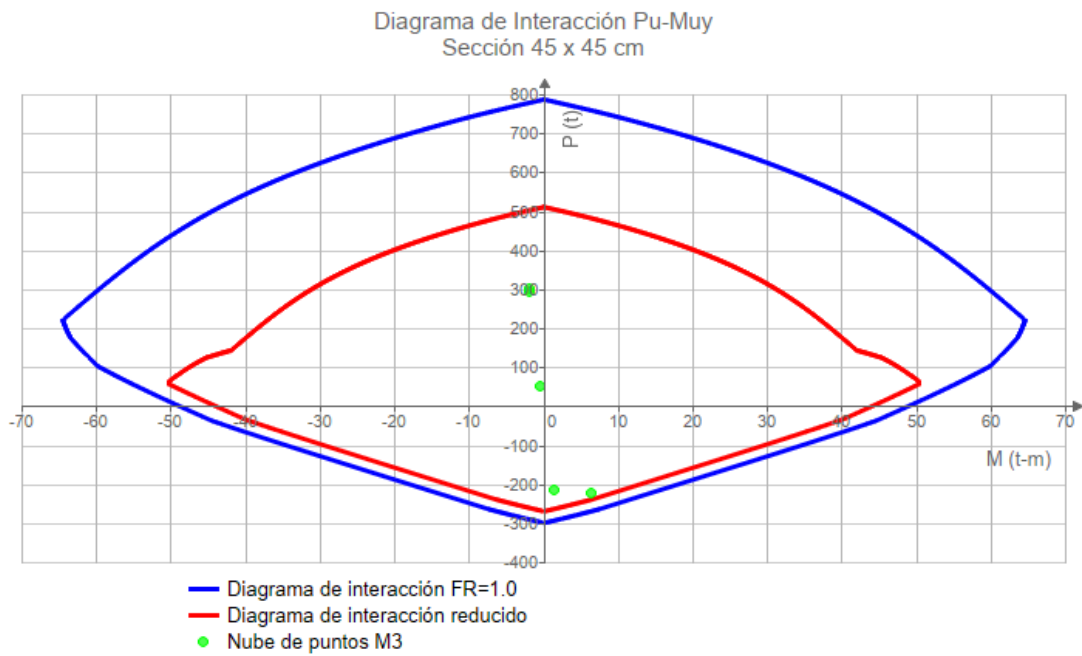


Imagen 6.3.5 Diagrama de interacción Pu-Muy. Fuente: elaboración propia.

Revisión de la resistencia mínima a flexión

En columnas de estructuras de ductilidad baja en las que se cumple la condición $P_u > \frac{A_g f_c'}{10}$ se debe satisfacer la siguiente condición.

$$\sum M_{nc} > \sum M_{nb} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (6.4.2.2.2)}$$

En donde:

$\sum M_{nc}$ es la suma de las resistencias nominales a flexión de las secciones de columna arriba y abajo en el nudo. El momento nominal corresponde a la fuerza axial factorizada que produzca el menor momento resistente.

Satisfacer la condición anterior garantiza el cumplimiento del principio de columna fuerte viga débil.

Como se observa en el diagrama de interacción de la imagen 6.3.6, para la columna analizada el momento nominal en la columna es $M_{nc} = 15.2 \text{ t-m}$.

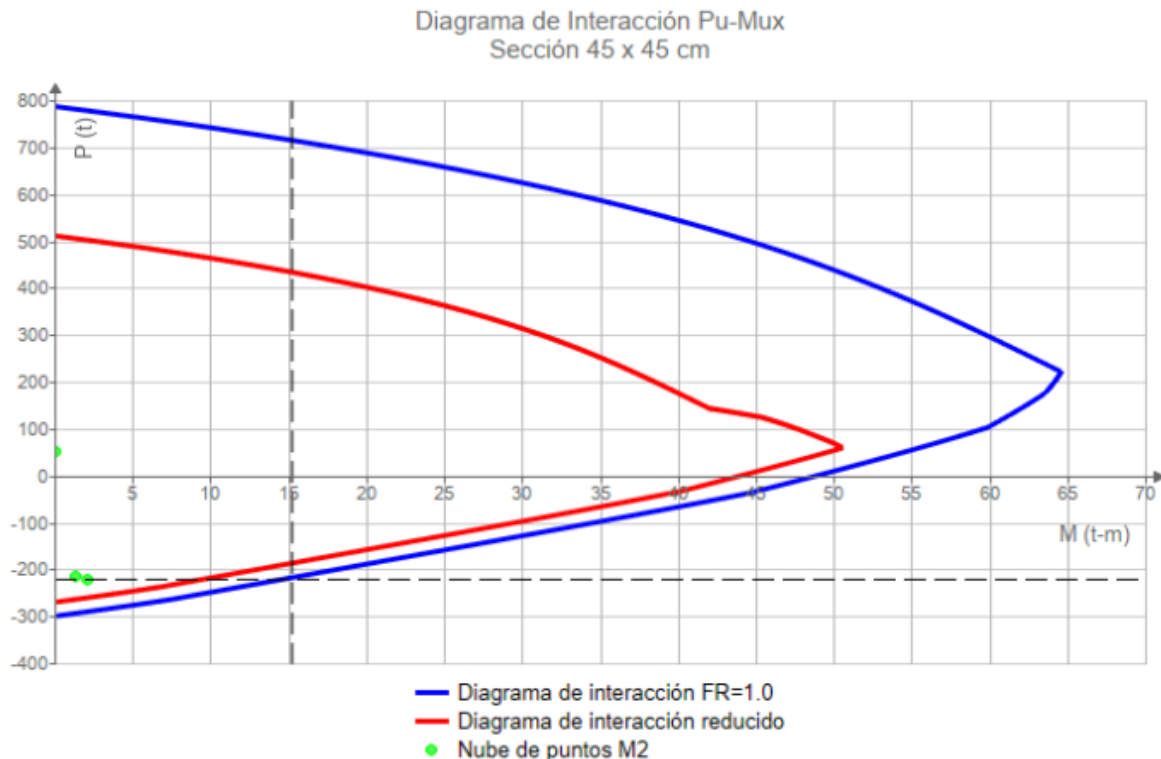
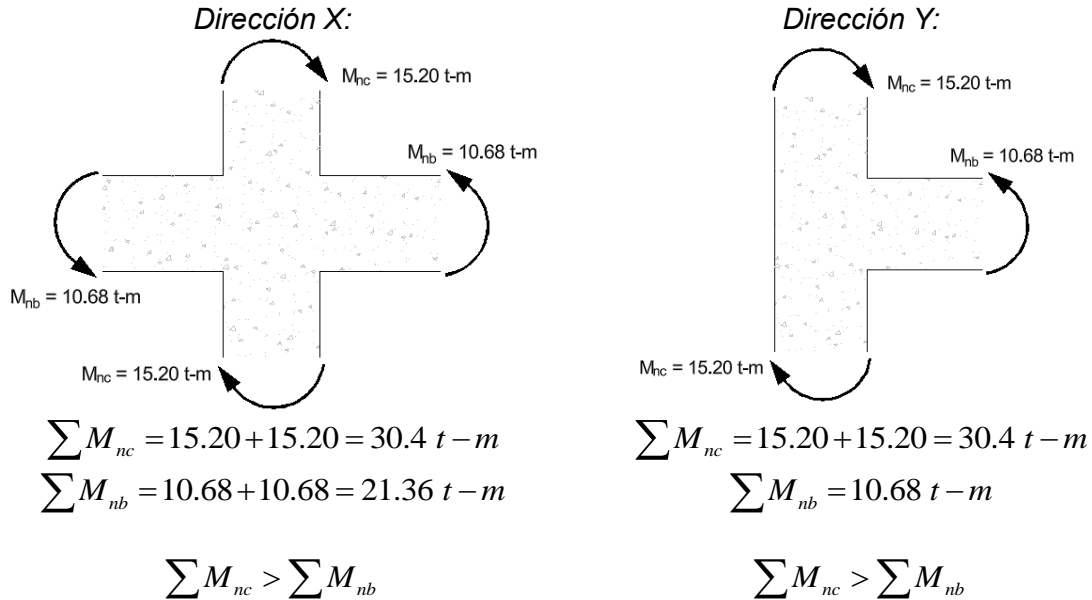


Imagen 6.3.6 Resistencia nominal a flexión de la sección de columna. Fuente: elaboración propia.

$\sum M_{nb}$ es la suma de las resistencias nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Los momentos nominales de las vigas se calcularon previamente $M_{nb} = 10.68 t - m$

Analizando el nudo en ambas direcciones se tiene:



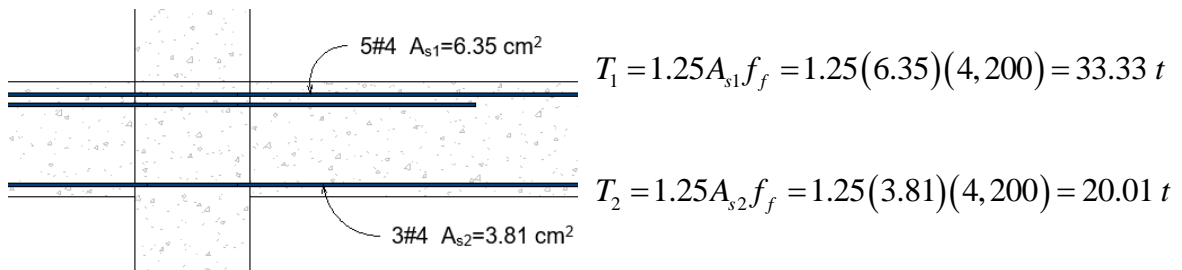
Cortante resistente del nudo

Para evaluar el cortante último en el nudo se emplea la siguiente expresión:

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{columna}$$

Siendo T_1 y T_2 las fuerzas de tensión debidas al refuerzo de las vigas y

$$V_{columna} = \frac{\sum M_{nc}}{H} = \frac{30.4 t - m}{6 m} = 5.06 t .$$



Por lo tanto, el cortante último en el nudo es:

$$V_u = 33.33 + 20.01 - 5.06 = 48.28 t$$

Para calcular la fuerza cortante resistente del nudo se debe revisar el confinamiento de este.

En un nudo confinado, el ancho de las vigas en los todos los lados del nudo es por lo menos $\frac{3}{4}$ del ancho de la columna. Dado que esta condición no se cumple $25 \text{ cm} < \frac{3}{4}(45 \text{ cm})$, el nudo analizado es no confinado y se deberá prolongar el refuerzo transversal de la columna a lo largo del nudo.

La fuerza cortante resistente del nudo se evalúa con la expresión:

$$V_{cR} = 3.2F_R\lambda\sqrt{f_c}A_j \quad \text{NTC-Concreto 2023 (Tabla 6.9.5.2.1)}$$

Donde:

$$b_e \leq \begin{cases} \frac{1}{2}(b_{\text{viga}} + b_{\text{columna}}) \\ b_{\text{viga}} + h_{\text{nudo}} \\ b_{\text{columna}} \end{cases} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (6.9.5.2.2)}$$
$$b_e \leq \begin{cases} \frac{1}{2}(25 + 45) = 35 \text{ cm} \\ 25 + 25 = 50 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases}$$

El cortante resistente es:

$$V_{cR} = 3.2(0.75)(1.0)\sqrt{300}(35 \times 45) = 65.47 \text{ t}$$

La fuerza cortante resistente es mayor que la fuerza cortante última en el nudo:

$$V_{cR} = 65.47 \text{ t} \quad > \quad V_u = 48.28 \text{ t}$$

Límites de refuerzo

Los límites del área del refuerzo longitudinal de la columna son:

$$A_{s \text{ min}} = 0.01A_g = 0.01(2,025) = 20.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 0.06A_g = 0.06(2,025) = 121.5 \text{ cm}^2$$

El área $A_s = 70.98 \text{ cm}^2$ propuesta está dentro de los límites.

En ambos extremos de la columna se debe suministrar estribos cerrados con separación s_o sobre una distancia L_o medida desde la cara del nudo:

$$s_o \leq \begin{cases} 8d_b \text{ barra longitudinal más delgada} \\ 20 \text{ cm} \\ 1/4 \text{ menor dimensión columna} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{NTC-Concreto 2023} \\ (6.4.4.4.2.4) \end{array}$$

$$s_o \leq \begin{cases} 8(2.54) = 20.32 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 1/4(45) = 11.25 \text{ cm} \end{cases}$$

Se empleará la separación $s_o = 10 \text{ cm}$

La distancia de la zona de confinamiento deberá ser la mayor de:

$$L_o \geq \begin{cases} 1/6 \text{ altura libre} \\ \text{mayor dimensión columna} \\ 60 \text{ cm} \\ 1/2 \text{ altura libre en columnas de PB} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{NTC-Concreto 2023} \\ (6.4.4.4.2.4) \end{array}$$

$$L_o \geq \begin{cases} 1/6(600 - 45) = 92.5 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \\ 1/2(600 - 45) = 277.5 \text{ cm} \end{cases}$$

Dado que se trata de una columna de planta baja, se observa que la condición que rige el valor de L_o es la mitad de la altura libre $1/2 H$. El refuerzo se debe suministrar en los dos extremos de la columna, $1/2 H + 1/2 H = H$, en otras palabras, la zona de confinamiento es toda la longitud de la columna y el refuerzo es constante.

El área mínima de refuerzo a cortante es:

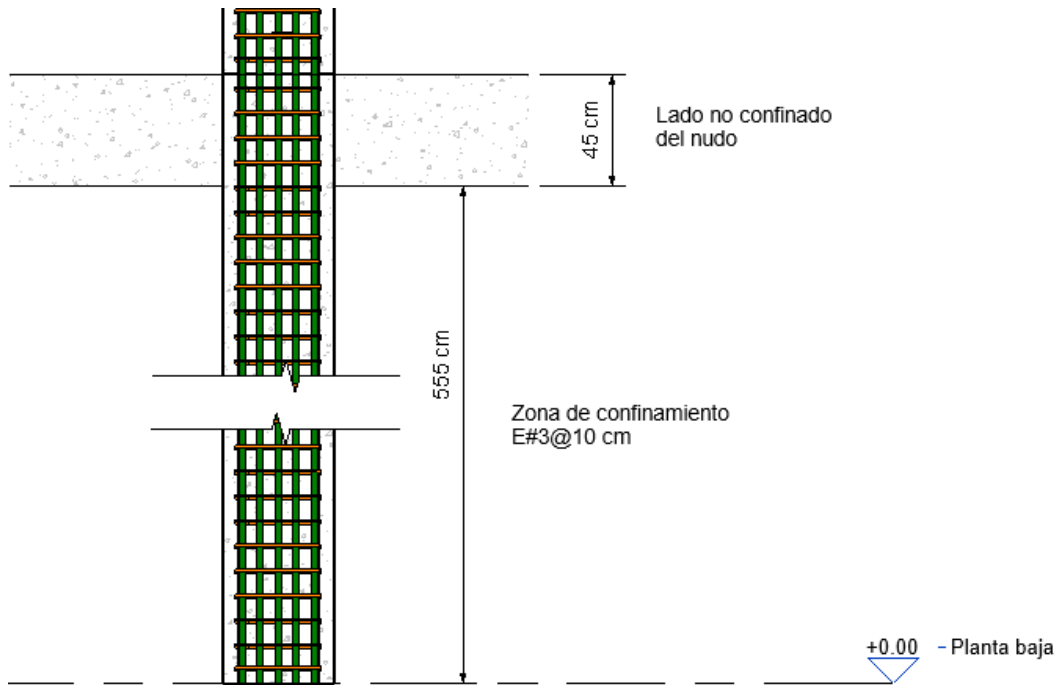
$$A_{v \min} \geq \begin{cases} 0.2 \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y} \\ 3.5 \frac{bs}{f_y} \end{cases} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (6.4.3.2)}$$

$$A_{v \min} \geq \begin{cases} 0.2\sqrt{300} \frac{(45)(10)}{4,200} = 0.37 \text{ cm}^2 \\ 3.5 \frac{(45)(10)}{4,200} = 0.38 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Empleando varillas del #3 $a_v = 0.71 \text{ cm}^2$ se tiene un área mayor al refuerzo mínimo para cortante.

Croquis de armado

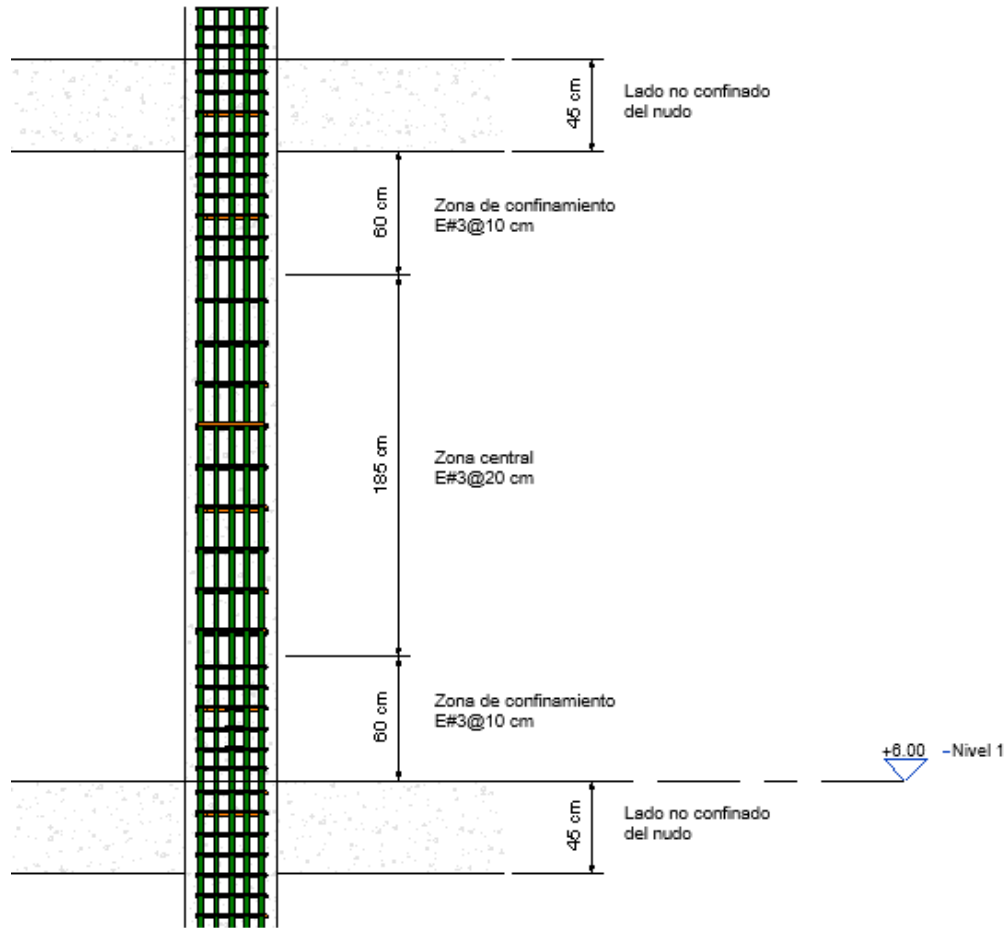
En la imagen 6.3.7 se muestra la vista de elevación de una columna de planta baja. Adicionalmente, en la imagen 6.3.8 se presenta la elevación de una columna de nivel 2 y la sección transversal en la imagen 6.3.9.



Elevación columna N1

Esc: 1:25

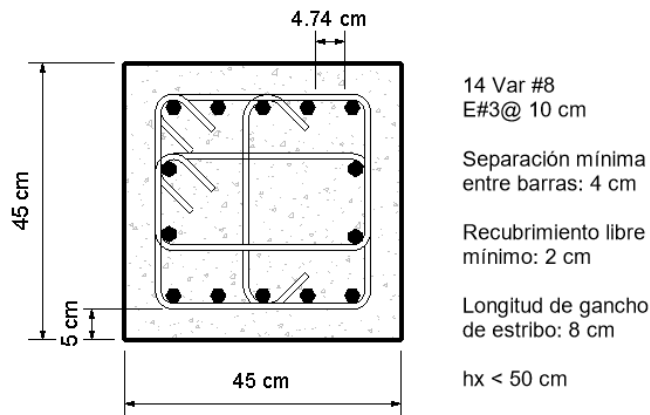
Imagen 6.3.7 Croquis de armado columna de planta baja. Fuente: elaboración propia.



Elevación columna N2

Esc: 1:25

Imagen 6.3.8 Croquis de armado columna de nivel 2. Fuente: elaboración propia.



Columna

Esc: 1:10

Imagen 6.3.9. Sección transversal columna. Fuente: elaboración propia.

6.4 Diseño de muros

Se muestra el diseño del muro con las condiciones más desfavorables, el cual se señala a continuación:

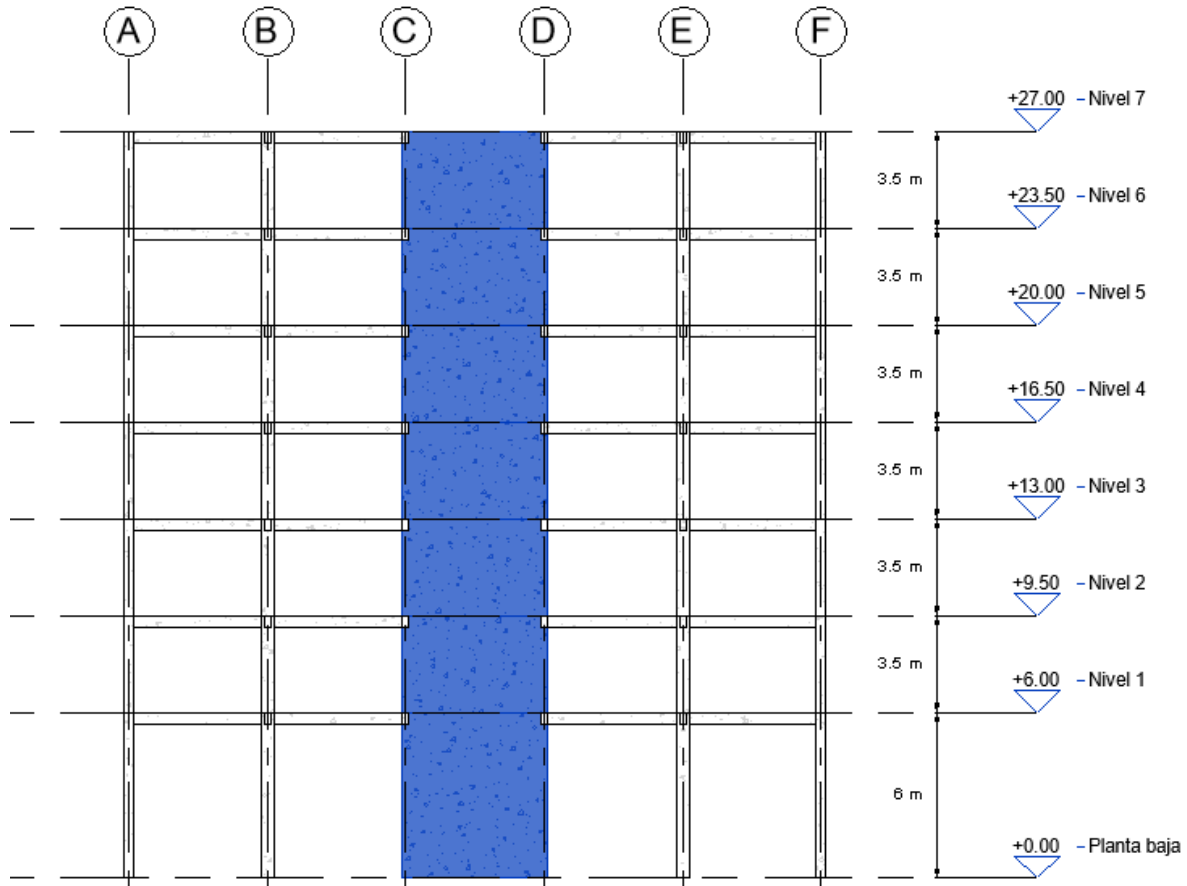


Imagen 6.4.1 Muro de diseño. Fuente: elaboración propia.

Dimensiones:

- Altura total: $H_m = 2,700 \text{ cm}$
- Largo: $L = 525 \text{ cm}$
- Espesor: $t = 35 \text{ cm}$
- Área gruesa: $A_g = tL = 18,375 \text{ cm}^2$

Las cargas últimas obtenidas del análisis estructural bajo la combinación de cargas $1.1(PP + SCM + S_x + 0.3S_y)$ son:

- Carga axial: $P_u = 177 \text{ t}$
- Fuerza cortante: $V_u = 198 \text{ t}$
- Momento flexionante en la base: $M_u = 1360 \text{ t-m}$

Revisión de requisitos geométricos

Cuando la carga vertical, P_u , es menor que $0.3A_g f_c'$, la relación longitud a espesor del muro L/t del muro deberá cumplir con: $L/t \leq 70$:

$$P_u < 0.3A_g f_c'$$

$$177,000 \text{ kg}_f < 0.3(18,375)(300) = 1,653,750 \text{ kg}_f$$

$$L/t = 525/35 = 15 < 70$$

En muros de carga, el espesor mínimo será el mayor de:

$$t \geq \begin{cases} 14 \text{ cm} \\ 0.06 \text{ altura no restringida} \end{cases} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (6.5.3.2)}$$
$$t \geq \begin{cases} 14 \text{ cm} \\ 0.06(600) = 36 \text{ cm} \end{cases}$$

Se acepta emplear el espesor $t = 35 \text{ cm}$.

Diseño por flexo-compresión

La relación alto/largo del muro es:

$$H_m/L = 27/5.25 = 5.14$$

En muros en que $H_m/L \geq 2$ se considerará al momento flexionante de diseño a lo largo de H_{cr} con un valor constante igual al momento M_u obtenido del análisis en la base del muro. A partir de la altura del muro, H_{cr} , se usará un diagrama de momentos flexionantes lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro (NTC-Concreto 2023 6.5.4.2.2).

La altura H_{cr} se calcula como:

$$H_{cr} \geq \begin{cases} L \\ \frac{M_u}{4V_u} \end{cases} \quad \text{NTC-Concreto 2023 (6.5.4.2)}$$
$$H_{cr} \geq \begin{cases} 5.25 \text{ m} \\ \frac{1,360}{4(198.93)} = 1.71 \text{ m} \end{cases}$$

El diagrama de momentos flexionantes del muro se muestra en la imagen 6.4.2:

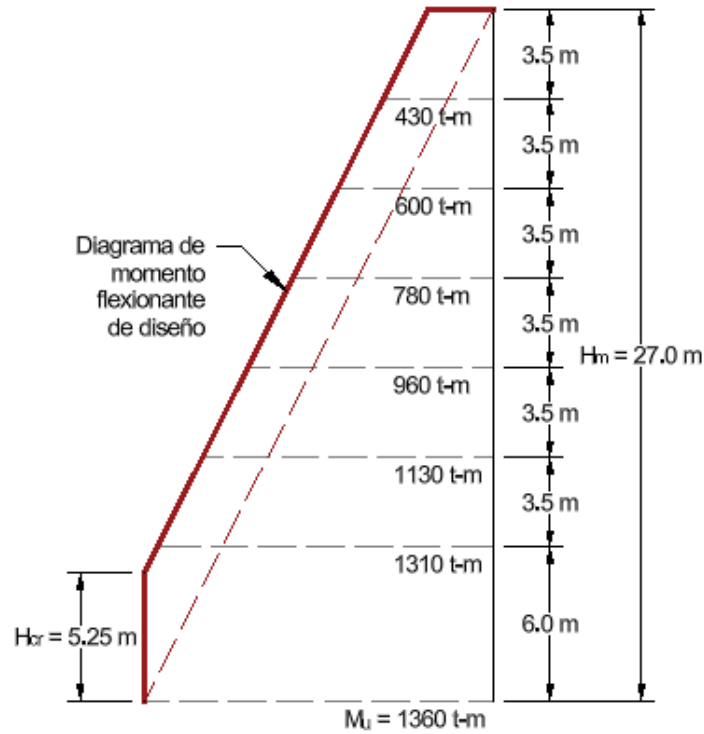


Imagen 6.4.2 Diagrama de momento flexionante. Fuente: elaboración propia.

La resistencia de muros a flexión en su plano puede calcularse con:

$$M_R = F_R A_s f_y z$$

NTC-Concreto 2023
(6.5.5.1.2.a)

Siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

$$P_u \leq 0.3 A_g f_c'$$

$$A_s \leq 0.008 t d$$

El valor del brazo, z , se calcula como:

$$z = \begin{cases} 1.2 H_m & \text{si } H_m/L \leq 0.5 \\ 0.4(1 + H_m/L)L & \text{si } 0.5 < H_m/L < 1.0 \\ 0.8L & \text{si } H_m/L \geq 1.0 \end{cases}$$

NTC-Concreto 2023
(6.5.5.1.2.a)

$$z = 0.8L = 0.8(525) = 420 \text{ cm}$$

El área de acero requerida en la base del muro es:

$$A_{s \text{ req}} = \frac{M_u}{F_R f_y z}$$

$$A_{s\ req} = \frac{1,360 \times 10^5}{0.75(4,200)(420)} = 101.59\ cm^2$$

Se propone emplear **20 varillas del #8**:

$$A_s = 20(5.07) = 101.4\ cm^2 \quad \approx \quad A_{s\ req} = 101.59\ cm^2$$

Verificando las condiciones:

$$P_u = 177\ t \quad < \quad 0.3A_g f_c' = 1,653.75\ t$$

$$A_s = 101.4\ cm^2 \quad < \quad 0.008tL = 147\ cm^2$$

Por facilidad, se plantea usar únicamente varillas del #8 en todos los niveles como refuerzo por flexión. En la tabla 6.4.1 se muestra la cantidad de acero requerida en cada nivel y el número de varillas del #8 necesarias:

Tabla 6.4.1 Áreas del acero de refuerzo y número de varillas requeridas.

<i>Nivel</i>	M_u [t]	$A_{s\ req}$ [cm ²]	<i>Número de varillas #8</i>	A_s [cm ²]
1	1,360	101.59	20	101.4
2	1,310	97.85	20	101.4
3	1,130	84.41	17	86.19
4	960	71.71	15	76.05
5	780	58.26	12	60.84
6	600	44.82	8	40.56
7	430	32.12	8	40.56

Distribución del refuerzo vertical

Si la relación $H_m/L \geq 2$, el refuerzo vertical para flexo-compresión se colocará en los extremos del muro en anchos iguales a $0.15L$. Arriba del nivel H_{cr} este refuerzo se puede hacer variar de acuerdo con los diagramas de momento y fuerza axial (*NTC-Concreto 2023 6.5.7.1.5*).

$$L_m' = 0.15L = 0.15(525) \approx 75\ cm$$

Se aceptará que los muros de ductilidad baja no tengan elementos de borde en las orillas de los muros si forman un sistema dual y se refuerzan transversalmente adecuadamente (*NTC-Concreto 2023 6.5.3.3*).

Se deberá arreglar el refuerzo transversal alrededor del refuerzo longitudinal concentrado en las orillas del muro de modo que la separación h_x no exceda 50 cm (*NTC-Concreto 2023 6.5.7.4.2*).

En muros que no requieren elementos de borde, la separación vertical de estribos en las orillas de muros deberá ser:

$$s \leq \begin{cases} 8d_b \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{NTC-Concreto 2023} \\ \text{(Tabla 6.5.3.4)}$$

$$s \leq \begin{cases} 8d_b = 8(2.54) = 20.32 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Diseño por cortante

El cortante último, V_u , no deberá exceder:

$$V_u \leq 2\sqrt{f_c'} A_{cv} \quad \text{NTC-Concreto 2023} \\ \text{(6.5.5.3.2)}$$

$$V_u = 198.93 \text{ t} < 2\sqrt{300}(35)(525) = 636.52 \text{ t}$$

La fuerza cortante resistente, V_R , se calcula como:

$$V_R = F_R (\alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} + p_t f_{yt}) A_{cv} \quad \text{NTC-Concreto 2023} \\ \text{(6.5.5.3.3)}$$

En donde:

$$\alpha_c = 0.53 \text{ si } H_m/L \geq 2.$$

Y dado que:

$$V_u = 198.93 \text{ t} > 0.13 F_R \alpha_c \lambda \sqrt{f_c'} tL = 16.45 \text{ t}$$

Se acepta considerar un refuerzo mínimo transversal y longitudinal:

$$p_t = p_l = 0.0025$$

Se requiere un área de acero en cada cara del muro de:

$$A_{v \text{ req}} = \frac{pt}{2} \times 100 \text{ cm} = \frac{(0.0025)(35)}{2} \times 100 \text{ cm} = 4.38 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas del #4, la separación requerida es:

$$s_{req} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{4.38 \text{ cm}^2} \times 100 \text{ cm} = 29.3 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usar parrilla en ambas direcciones #4@30 cm.

La fuerza cortante resistente es:

$$V_R = 0.75 \left[0.53\sqrt{300} + 0.0025(4,200) \right] (35)(525) = 271,213 \text{ kg}_f = 271.21 \text{ t}$$

Que es mayor que el cortante ultimo:

$$V_R = 271.21 \text{ t} \quad > \quad V_u = 198.93 \text{ t}$$

Croquis de armado

En la imagen 6.4.3 se muestra una vista en 3D del armado del muro para los niveles 1 y 2. La sección transversal del muro para los 7 niveles del edificio se muestra en la imagen 6.4.4.

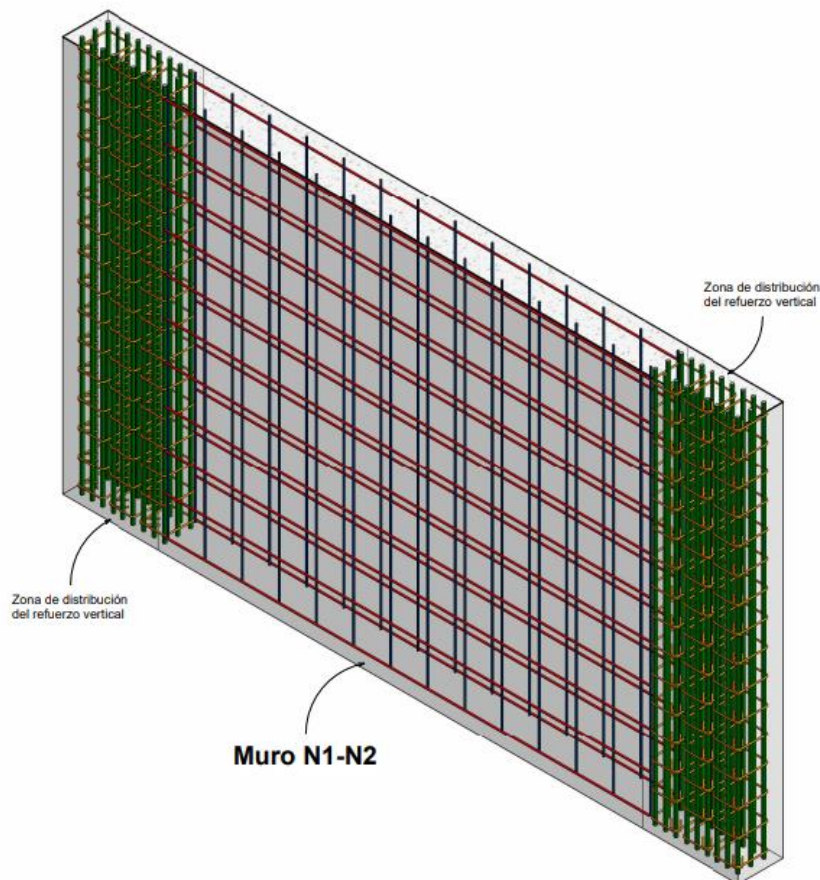
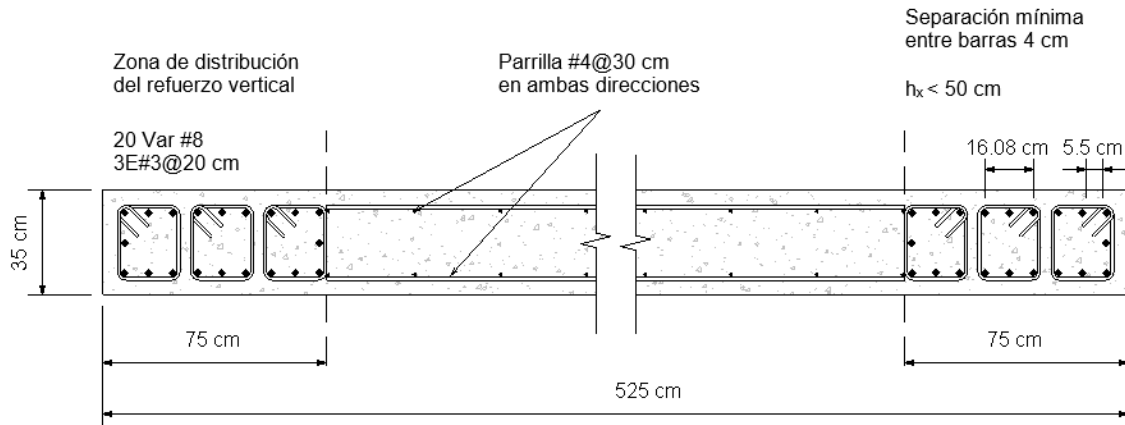
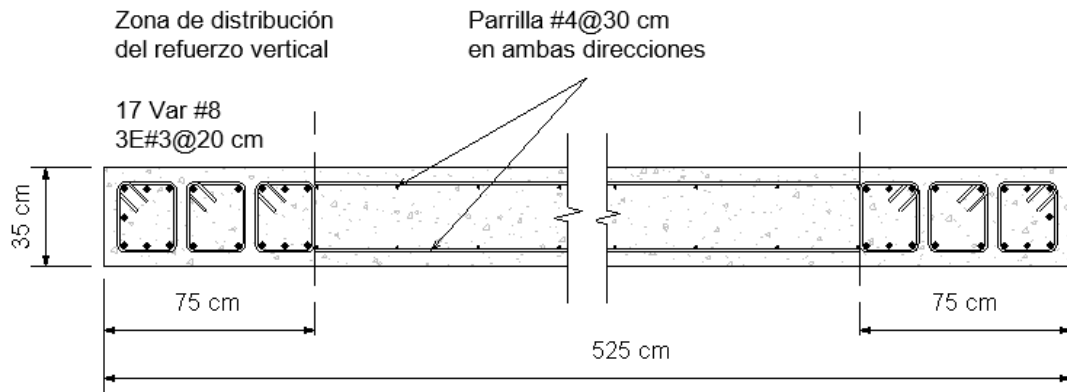


Imagen 6.4.3 Vista 3D del armado del muro para los niveles 1 y 2. Fuente: elaboración propia.



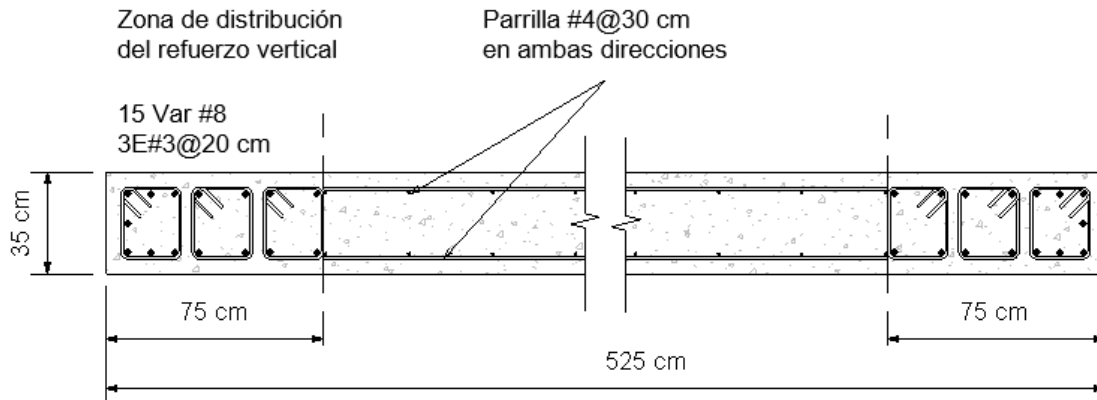
Sección Muro N1-N2

Esc: 1:20



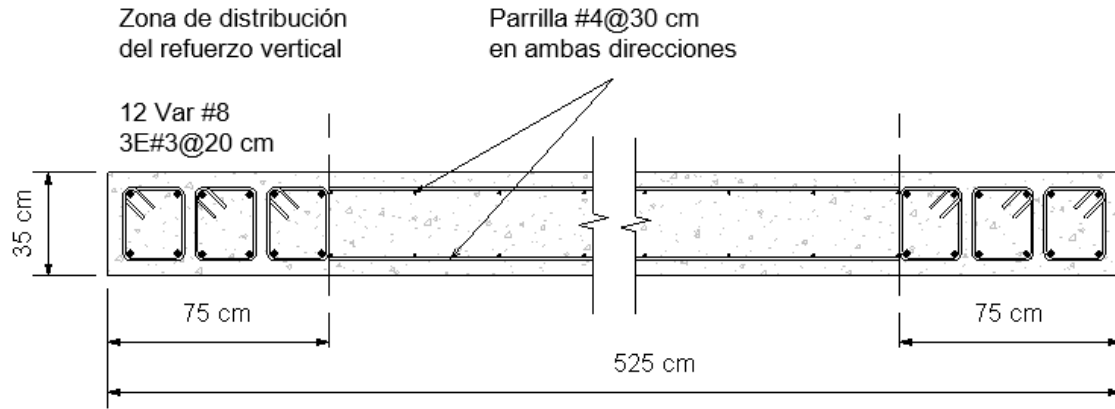
Sección Muro N3

Esc: 1:20



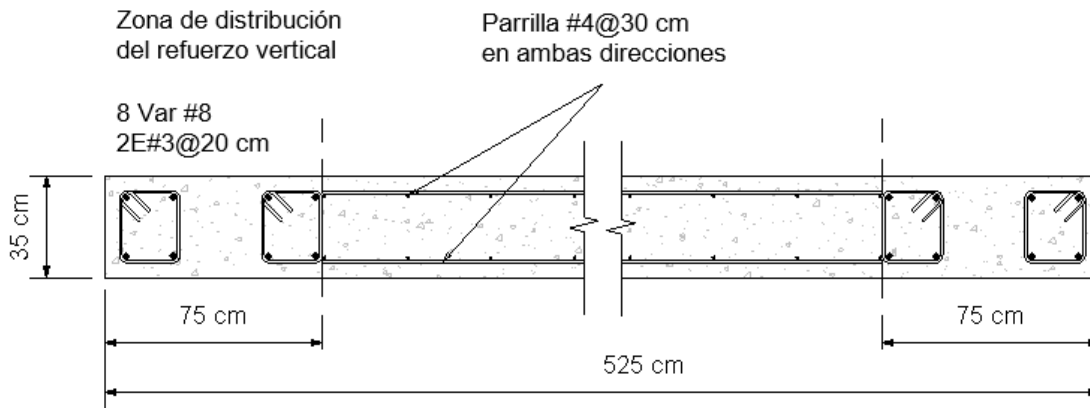
Sección Muro N4

Esc: 1:20



Sección Muro N5

Esc: 1:20



Sección Muro N6-N7

Esc: 1:20

Imagen 6.4.4 Secciones transversales muro. Fuente: elaboración propia.

7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el presente trabajo se realizó el análisis sísmico y el diseño estructural de un edificio de concreto reforzado empleando la normatividad vigente en la Ciudad de México. Dada la forma geométrica del edificio, inicialmente se presentaron dos condiciones de irregularidad: por torsión y por cambios bruscos en la rigidez lateral.

Se estudiaron dos propuestas de estructuración. La estructuración inicial estaba formada únicamente por marcos de concreto de ductilidad baja; sin embargo, una vez realizado el análisis sísmico, se determinó que este sistema es poco eficiente debido a que, para lograr el cumplimiento de los niveles de desempeño de Limitación de Daño No Estructural y Seguridad de Vida que marca la normativa de sismo, es necesario contar con elementos estructurales de grandes dimensiones que reducen significativamente el área en planta. Además, del análisis se determinó que el periodo fundamental del edificio era muy cercano al periodo dominante del terreno, lo cual podría significar problemas de resonancia sísmica.

La segunda estructuración estudiada fue un sistema dual de marcos y muros de ductilidad baja. Bajo esta estructuración se logró disminuir un 40% las dimensiones de las columnas, un 40% el peralte de las vigas y aproximadamente un 10% el peso total del edificio. Por otra parte, los muros de concreto se implementaron de forma tal que el centro de rigidez de cada planta sea más próximo al centro de gravedad, de esta forma se redujo la excentricidad estática y, por ende, los efectos de torsión. Al evaluar por segunda vez las condiciones de irregularidad que establece la normativa de sismo, se verificó que el edificio ya no presentaba la condición de irregularidad por torsión.

Se realizó el diseño detallado de los elementos estructurales de acuerdo con la normatividad de concreto vigente. Durante este proceso se identificaron algunos cambios respecto a la versión anterior del reglamento, por ejemplo, el criterio para determinar el espesor de losas, las nuevas fórmulas para evaluar la fuerza cortante resistente del concreto o los nuevos valores de momentos de inercia efectivos para análisis elásticos.

Finalmente, se recalca la importancia de que las edificaciones cumplan con los requisitos de regularidad estructural establecidos en las normas sísmicas para garantizar su seguridad, especialmente en zonas de alta sismicidad como la Ciudad de México. El comportamiento sísmico de estructuras regulares es más predecible, lo que facilita su análisis y diseño. Por el contrario, las edificaciones con irregularidades estructurales presentan mayores desafíos en su comportamiento sísmico, lo que incrementa la incertidumbre y, por ende, su vulnerabilidad ante sismos.

REFERENCIAS

- Guzmán, T. (15 de junio de 2017). *Modeling concrete cracked section properties for building analysis*. Wiki CSI America. Recuperado el 01 de agosto de 2024 de <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Modeling+concrete+cracked+section+properties+for+building+analysis>
- ICH, Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile (2009). Manual de detallamiento para elementos de hormigón armado, ICH.
- Meli, R. y Rodríguez, M. (1976). *Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado*. Versión actualizada del Apéndice del Informe 176. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Mota, Santiago. (8 de septiembre de 2020). *Comportamiento de piso blando*. Inesa-TECH. Recuperado el 01 de agosto de 2024 de <https://www.inesa-tech.com/blog/comportamiento-piso-blando-y-reacondicionamiento-sismico/>
- NTC-Concreto 2023, Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, RCDF.
- NTC-Sismo 2023, Norma Técnica Complementaria para el Diseño por Sismo, RCDF.
- NTC-Criterios 2023, Norma Técnica Complementaria Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, RCDF.
- SGM, Servicio Geológico Mexicano. (22 de marzo de 2017). *Sismología de México*. Recuperado el 01 de agosto de 2024 de <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html>
- SMIS, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. (2023). *Condiciones de Regularidad Estructural. Conceptos para mejorar la respuesta sísmica de los edificios*, SMIS.