



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA**

**CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UNA EDIFICACIÓN DE 6  
NIVELES CON PISO SUAVE UBICADA EN ZONA SÍSMICA**

**T E S I N A**

**QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:**

**ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**

**P R E S E N T A:**

**ING. IVAN BARAJAS CORIA**

**DIRECTOR DE TESINA: M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ**



**CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.**

**MARZO 2017**



## Agradecimientos

A mis padres, **Rigoberto Barajas Barajas** y **Alicia Coria Rangel**, por el infinito apoyo, paciencia y motivación que me inculcaron para lograr esta meta que, a pesar de las dificultades, hoy observa su recta final. Pero más importante por el amor que, al ser su hijo, soy afortunado de recibir. Los quiero.

A mis hermanas, **Janik Barajas Coria** y **Camila Barajas Coria**, por ser mis compañeras de vida.

A la **Universidad Nacional Autónoma de México**, mi alma máter, por el orgullo que me hace sentir pertenecer a su gloriosa comunidad desde el primer día.

A la **Facultad de Ingeniería**, por la educación y formación que recibí en sus aulas que, seguro estoy, trascenderá en mi persona, a través del tiempo.

Al **M. en I. Octavio García Domínguez**, con profunda y sincera admiración, por dirigir este trabajo y ser mi asesor durante el posgrado. Por la amabilidad, paciencia y facilidades brindadas para lograr esta meta trazada.

A los profesores **M. en I. Miguel Ángel Rodríguez Vega**, **M. en I. Alberto Teranishi Castillo**, **M. en I. Héctor Javier Guzmán Olguín** y **M. en I. Miguel Ángel Zúñiga Bravo**, por fungir como jurado que me evalúa en este proceso, así como por sus valiosos comentarios y retroalimentación recibida para mejorar este trabajo.

A mis amigos **Cesar** y **Javier** por las aventuras y risas compartidas durante toda la carrera que ciertamente hicieron de esta etapa toda una experiencia.

“Por mi raza hablará el espíritu”

**Ivan Barajas Coria**

Marzo de 2017



# Contenido

<b>Introducción.....</b>	<b>1</b>
<b>I. Antecedentes.....</b>	<b>2</b>
A. <i>Comportamiento sísmico de las estructuras.....</i>	<i>2</i>
1. Piso suave y piso débil como irregularidades estructurales .....	3
a) Piso suave.....	3
b) Piso débil.....	6
B. <i>Criterios de análisis y diseño sísmico del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.....</i>	<i>7</i>
1. Coeficiente sísmico .....	8
2. Factor de comportamiento sísmico .....	11
3. Reducción de fuerzas sísmicas .....	13
4. Condiciones de regularidad .....	14
5. Corrección por irregularidad.....	16
6. Análisis sísmico estático.....	16
7. Efectos de torsión .....	17
8. Efectos bidireccionales.....	18
9. Combinaciones de acciones.....	18
10. Revisión de desplazamientos laterales .....	19
<b>II. Revisión de caso práctico aplicando el RCDF .....</b>	<b>21</b>
A. <i>Características .....</i>	<i>21</i>
1. Estructuración.....	21
2. Materiales .....	24
3. Análisis de cargas .....	24
B. <i>Análisis por carga vertical. Bajada de cargas. ....</i>	<i>25</i>
C. <i>Análisis y diseño sísmico .....</i>	<i>27</i>
1. Coeficiente sísmico .....	27
2. Factor de comportamiento sísmico .....	27
3. Reducción de fuerzas sísmicas .....	27
4. Condiciones de regularidad .....	28
5. Corrección por irregularidad.....	29
6. Análisis sísmico estático.....	29
7. Efectos de torsión .....	30
8. Combinaciones de carga .....	33

9. Periodo.....	34
<i>D. Revisión de estados límite.....</i>	<i>34</i>
1. Estado límite de servicio .....	35
a) Desplazamientos laterales .....	35
b) Derivas de entrepiso .....	37
2. Estado límite de resistencia .....	41
a) Elemento viga.....	41
(1) Flexión .....	49
(2) Cortante.....	51
b) Elemento columna .....	54
(1) Flexocompresión .....	55
(2) Cortante.....	60
<b>III. Comparación del comportamiento del caso práctico proponiendo un cambio en las fuerzas sísmicas variando el factor de irregularidad en elevación.....</b>	<b>64</b>
1. Desplazamientos laterales .....	64
2. Derivas de entrepiso .....	67
<b>Conclusiones y recomendaciones.....</b>	<b>71</b>
<b>Referencias .....</b>	<b>73</b>

## **Introducción**

El presente trabajo pretende mostrar y evaluar los efectos que se producen en una estructura por el hecho de contar en su estructuración con un piso suave (También conocido como piso flexible o piso débil). Entendiendo que esta característica es considerada como un irregularidad estructural vertical, es decir, que se puede presentar en uno o más niveles a lo largo de la altura de las edificaciones y que implican un cambio brusco en la rigidez o la resistencia entre niveles adyacentes de una construcción generando así condiciones de riesgo en la estructura debido a que los niveles más desfavorables, es decir, con una rigidez de entrepiso menor, se les demanda una gran ductilidad para compensar el cambio de rigidez de los niveles superiores. Lo anterior cobra mayor importancia ya que, debido a requerimientos de proyecto arquitectónico o de espacio, estos pisos se encuentran localizados usualmente en los niveles inferiores siendo estos niveles los más críticos debido al efecto de acumulación la fuerza cortante de entrepiso y su consecuente aumento en la demanda de desplazamientos. Este problema se identifica generalmente con el nombre de piso suave en planta baja (Díaz Alcántara, 2008).

Este fenómeno no solamente puede ser debido a un problema de estructuración sino de construcción también, ya que elementos no estructurales, como muros divisorios, mal colocados o ligados a la estructura principal, en eventos sísmicos, intervienen limitando el desplazamiento libre de los marcos que los albergan contribuyendo a la rigidez lateral del edificio y aumentando las fuerzas laterales no contempladas en el diseño estructural.

Es por todo lo dicho anteriormente que, en este trabajo, se pretende mostrar un panorama general de la normatividad vigente aplicada a una estructura construida en la Ciudad de México en la que se evaluará su comportamiento bajo acciones sísmicas.

# **I. Antecedentes**

## **A. Comportamiento sísmico de las estructuras**

Es sabido que el principal objetivo de las estructuras es cumplir la función para la cual han sido diseñadas con un grado de seguridad razonable ante la falla y con un comportamiento adecuado a lo largo de su vida útil. Sin embargo, existen en la naturaleza diferentes condiciones de riesgo para las estructuras por las cuales no es posible diseñar las edificaciones únicamente para las cargas gravitacionales que se estima actuarán sobre éstas. Es por lo anterior que actualmente la normatividad vigente contempla el hecho de que las estructuras deban ser diseñadas para la combinación de cargas gravitacionales y diferentes eventos extraordinarios como puede ser el caso de viento, sismo, oleajes, entre otros.

Estos eventos extraordinarios y en especial el sismo, que es el que se analiza en el presente trabajo, generan fuerzas que actúan lateralmente sobre las estructuras debido a la aceleración del terreno en que se encuentran desplantadas y la consecuente aceleración de las masas que gravitan en el edificio. Estas fuerzas generan desplazamientos que demandan a la estructura en mayor medida. A esta demanda se le denomina ductilidad y se entiende como una medida de comportamiento que permite caracterizar y cuantificar el efecto de las acciones sísmicas sobre las estructuras. Esta ductilidad o capacidad de deformación debe de estar presente tanto en la estructura en general como en cada uno de los elementos que la componen.

Sin embargo, es imposible o antieconómico diseñar una estructura para que resista todos los efectos adversos sin dañarse. Es por ello, que los reglamentos vigentes admiten que las estructuras construidas en zonas sísmicas, con características especiales de detallado en sus elementos, en general puedan sufrir daños. La filosofía de los códigos actuales acepta que bajo sismos menores las estructuras resistan sin daño alguno; En sismos moderados se acepta que puedan sufrir algunos daños, pero sin daño estructural; En sismos intensos se acepta la presencia de daños estructurales y no estructurales, pero sin llegar al colapso de la estructura (Guzmán Escudero, 2016).

Cada proyecto estructural es diferente en su concepción, pero es conveniente por parte del ingeniero estructurista, para generar un buen diseño sismorresistente, partir del

conocimiento de ciertas recomendaciones de carácter general, las cuales pueden enumerarse como sigue (Guzmán Escudero, 2016):

1. Considerar que existe un alto grado de incertidumbre en la evaluación de las fuerzas sísmicas, así como en la respuesta y resistencia de la estructura en su conjunto.
2. Evitar irregularidades en geometría, cargas, resistencia y rigideces en planta.
3. Evitar cambios bruscos en resistencia y rigideces en elevación.
4. Emplear sistemas estructurales con un número y distribución adecuada de elementos resistentes en planta.
5. Incorporar elementos rigidizantes que limiten los desplazamientos laterales con el fin de evitar concentraciones de carga en la cimentación.
6. Emplear sistemas estructurales, elementos y conexiones dúctiles.
7. Incorporar elementos reductores de la demanda sísmica tales como aisladores o disipadores.
8. Considerar que el incremento del factor de seguridad por lo regular es inferior al incremento en costos de construcción de la estructura y cimentación.

Estas recomendaciones tienen por objeto que la estructura sea lo más regular posible y tenga un comportamiento favorable ante sismos. En caso de no tomarse en consideración pueden generarse incertidumbres en el comportamiento y en la determinación de las solicitaciones máximas a las que la estructura se verá sometida.

## **1. Piso suave y piso débil como irregularidades estructurales**

### **a) *Piso suave***

En diseño sismorresistente existen factores de riesgo que afectan en mayor o menor medida el comportamiento adecuado de una estructura bajo acciones sísmicas pudiendo generar que una edificación se encuentre en una condición vulnerable al no tomarse las consideraciones pertinentes en la fase de diseño ya que generan incertidumbres respecto al comportamiento global de la estructura. Estos factores dan origen al término llamado irregularidad estructural y algunos de ellos se enlistaron en el subcapítulo anterior.

Uno de estos factores de riesgo se presenta cuando en edificaciones se tienen cambios bruscos de rigidez y de resistencia en elevación dando origen a una condición denominada como piso suave o piso débil. Esta condición existe cuando alguno de los niveles de una

edificación se encuentra libre de muros, mientras que, en el resto de los niveles, muros estructurales y no estructurales se encuentran presentes, o bien, cuando muros de cortante localizados en los niveles superiores no llegan a la cimentación, sino que son interrumpidos por lo general en el segundo nivel. La razón principal por la que estas formas son ampliamente utilizadas en el mundo se debe a ventajas de tipo arquitectónico en cuanto estética y funcionalidad (Guevara-Perez, 2012).

En otras palabras, el piso suave es una irregularidad estructural vertical que implica que en un nivel existe una rigidez lateral significativamente menor que en el resto de los niveles, entendiendo como rigidez lateral a la resistencia a la deformación bajo fuerzas cortantes. Este cambio de rigidez existe cuando una gran cantidad de componentes rígidos no estructurales, como muros divisorios de mampostería, se ligan a las columnas de marcos de niveles superiores mientras que generalmente el primer nivel queda libre de estos muros o con un reducido número de éstos. En un evento sísmico, si estos muros no fueron considerados en el análisis, debido a la deformación de los marcos que los albergan, se limita su capacidad de deformación afectando así el comportamiento estructural del sistema en su conjunto incrementando la rigidez inicial previamente concebida y concentrando los desplazamientos en las zonas más flexibles de la estructura (Guevara-Perez, 2012).

El problema elemental se debe a que las fuerzas sísmicas y su acumulación, de los pisos superiores a la base, generan fuerzas cortantes en los entrepisos, siendo la máxima fuerza cortante en la base, lo que se denomina como cortante basal (Fig. 1). Es decir, el cortante basal es la acumulación de las fuerzas sísmicas desde el último nivel hasta la base.

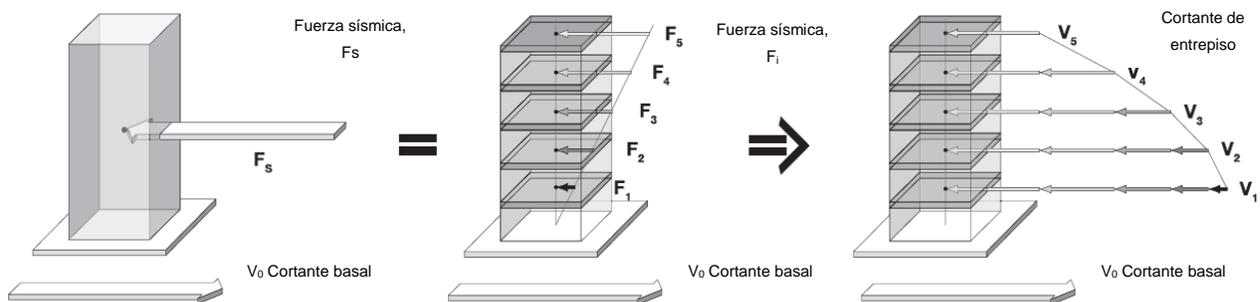


Fig. 1 Variación de las fuerzas cortantes con la altura (Guevara-Perez, 2012).

Estas fuerzas generan en la estructura desplazamientos laterales que, si se trata de una estructura regular, tienden a distribuirse uniformemente en la altura de la estructura en

función de su rigidez también uniforme (Fig. 2.(a)). Sin embargo, cuando se presenta un cambio de rigidez súbito en una estructura, generando un piso suave, generalmente en la planta baja, los desplazamientos en los pisos superiores son mucho menores debido a la elevada rigidez en comparación con la de la planta baja, dando así lugar a desplazamientos prácticamente de cuerpo rígido y concentrándose los desplazamientos principalmente y la demanda de disipación de energía en las columnas de planta baja con la menor rigidez, provocando inestabilidad y daños irreversibles (Fig. 2.(b)).

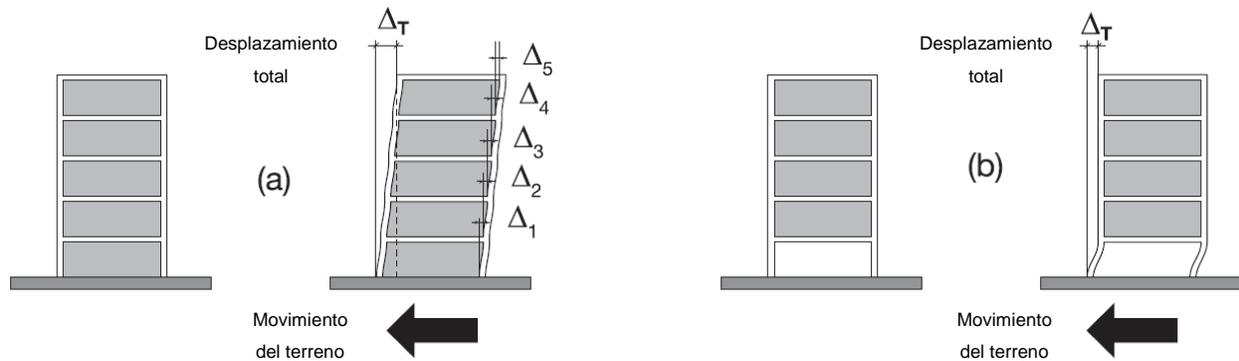


Fig. 2 Comparación de desplazamientos laterales de estructuras sin piso suave y con piso suave (Guevara-Perez, 2012).

Estas discontinuidades de rigidez son críticas al grado de causar daño estructural significativo e incluso el colapso de la estructura.

Asimismo, este fenómeno se puede presentar en estructuras con niveles de doble altura en los cuales las columnas son más flexibles por su altura, considerablemente mayor con respecto a las columnas en los niveles superiores (Fig. 3). Esta estructuración es muy usada en edificios de oficinas, hoteles y hospitales, entre otros, en los cuales el acceso y la circulación en la planta baja es de gran importancia para su uso (Guevara-Perez, 2012).

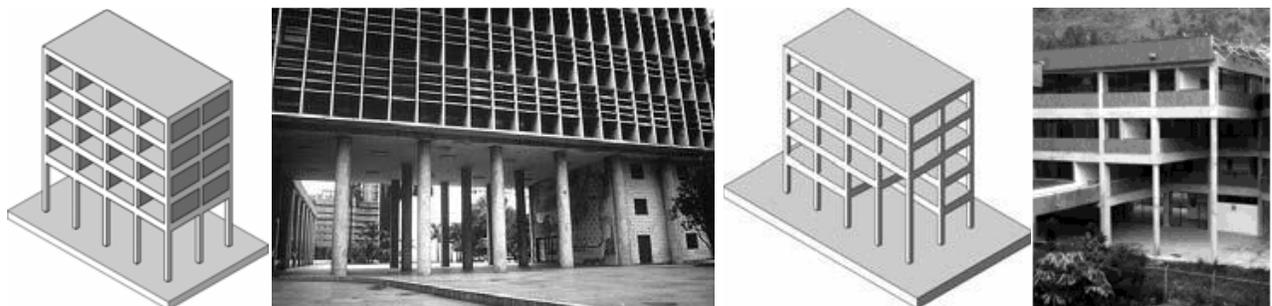
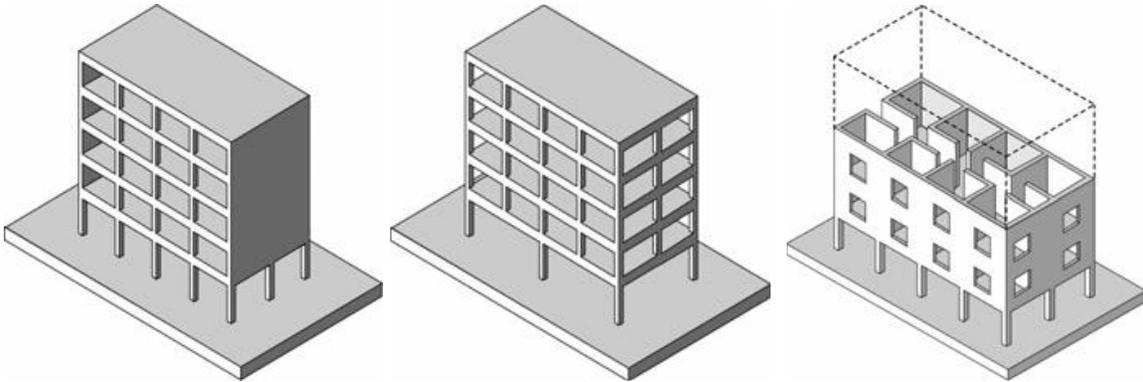


Fig. 3 Formas estructurales comunes con piso suave (Guevara-Perez, 2012).

**b) Piso débil**

Otra irregularidad estructural, aunque semejante al piso suave, es el denominado piso débil el cual se refiere a aquella en la que un nivel presenta menor resistencia lateral que el piso inmediato superior. Los pisos débiles pueden ser generados por la eliminación o debilitamiento de componentes resistentes en el primer nivel o bien, por la interrupción de elementos estructurales de un piso a otro (Fig. 4)



*Fig. 4 Formas estructurales comunes con piso débil (Guevara-Perez, 2012).*

En las imágenes, de las figuras 5, 6 y 7, se trata de ilustrar el tipo de falla que se presenta cuando se tiene una configuración desfavorable como piso suave o piso débil.



*Fig. 5 Estructura con piso suave dañada durante sismo (Aditi H. & Vipin V., 2015).*



*Fig. 6 Fallas en columnas de estructuras con piso suave (Aditi H. & Vipin V., 2015).*



*Fig. 7 Falla debido a excesivo desplazamiento lateral (Aditi H. & Vipin V., 2015).*

En conclusión, se puede diferenciar ambos fenómenos, piso suave y piso débil, debido a que cada uno está relacionado a diferentes características físicas de la estructura; El piso suave, está relacionado al cambio de rigidez respecto a niveles adyacentes mientras que el piso débil está asociado con la disminución de la resistencia lateral entre un nivel y el resto de la edificación (Guevara-Perez, 2012).

## **B. Criterios de análisis y diseño sísmico del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**

En general, debido a que los eventos sísmicos son de carácter aleatorio en cuanto a intensidad en zonas sísmicas y que dichos eventos demandan a la estructura de una forma

importante, el objetivo principal de los reglamentos de diseño sísmico es limitar la probabilidad de un colapso, incluso para sismos intensos, considerando que el nivel de seguridad depende en gran medida del costo de los daños esperados.

Generalmente, de forma implícita, los códigos aceptan que bajo sismos menores las estructuras resistan sin daño alguno; En sismos moderados se acepta que puedan sufrir algunos daños, pero sin daño estructural y en sismos intensos se acepta la presencia de daños estructurales y no estructurales, pero sin llegar al colapso de la estructura (Guzmán Escudero, 2016).

Por lo tanto, el primero y fundamental objetivo del diseño sismorresistente es proporcionar a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo sin que ésta sufra colapso o daños irreparables (Meli, 2011).

A continuación, se ilustran los conceptos que involucra el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) para tomar en consideración los efectos sísmicos en estructuras expresados éstos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S).

## 1. Coeficiente sísmico

El coeficiente sísmico,  $C$ , es el cociente de la fuerza cortante horizontal,  $V_0$ , que actúa en la base de la estructura por efectos de sismo con respecto al peso de la edificación sobre dicho nivel,  $W_0$ . Este coeficiente sirve de base para para la construcción de espectros de diseño y su valor está definido para las diferentes zonas sísmicas dentro de la Ciudad. Es decir, varía según el peligro sísmico del sitio y según la importancia de la construcción.

$$c = \frac{V_0}{W_0}$$

Donde

$c$  Coeficiente sísmico.

$V_0$  Fuerza cortante en la base o cortante basal.

$W_0$  Peso total de la edificación para condiciones sísmicas.

El valor del coeficiente está especificado en las NTC-S como se muestra en la Tabla 1.

Los valores del coeficiente sísmico deberán incrementarse en un 50 por ciento para estructuras clasificadas dentro del Grupo A.

Este aumento es acorde a la filosofía de la NTC-S puesto que, al incrementar el valor del coeficiente, aumentan en igual proporción las fuerzas sísmicas estimadas redundando en un factor de seguridad mayor para estructuras del Grupo A donde el costo de los daños esperados es mayor o las consecuencias de la falla son especialmente graves.

Tabla 1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones.

Zona	c	$a_0$	$T_a$	$T_b$	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

En la Fig. 8, se muestra el mapa de zonificación sísmica que propone el RCDF de acuerdo a la localización en que se vaya a realizar un análisis sísmico.

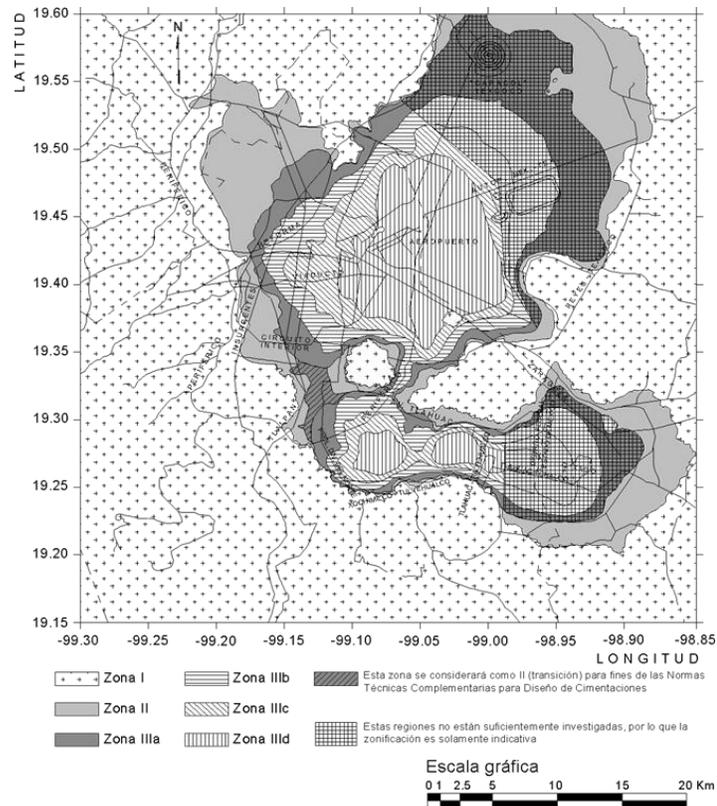


Fig. 8 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo.

Con base en la zonificación y los valores de la Tabla 1 es posible determinar el espectro de aceleraciones que obrará sobre la estructura y poder así determinar las fuerzas sísmicas que demandarán a la edificación de acuerdo a la aceleración que corresponde, en función del periodo de la estructura. La variación del espectro con respecto a los periodos se obtiene de acuerdo a las siguientes ecuaciones.

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_0} \quad \text{Si } T < T_a$$

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

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

Donde

$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$  Factor adimensional para cálculo de la rama descendente de los espectros de diseño.

$r$  Exponente en las expresiones para cálculo de ordenadas de los espectros de diseño.

$a$  Ordenada del espectro de aceleraciones para diseño como fracción de  $g$ .

$T_a$  Periodo característico de los espectros de diseño. Indica el inicio de la meseta.

$T_b$  Periodo característico de los espectros de diseño. Indica el final de la meseta.

$a_0$  Valor que corresponde a un periodo,  $T = 0$ .

$T$  Periodo fundamental de vibración de la estructura.

En la Fig. 9 se muestra gráficamente los espectros elásticos de aceleraciones, en fracciones de  $g$ , que contemplan las NTC-S, para las diferentes zonas sísmicas dentro de la Ciudad.

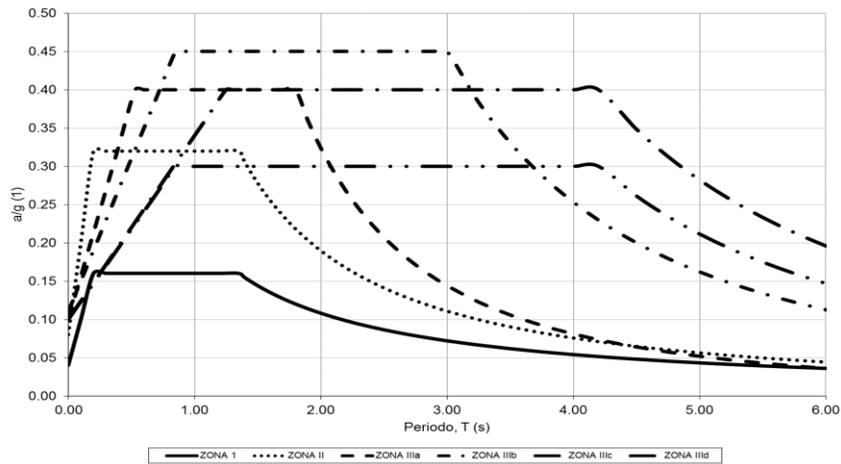


Fig. 9 Espectros de diseño para las diferentes zonas del D.F.

## 2. Factor de comportamiento sísmico

Las NTC-S admiten que las ordenadas del espectro elástico se puedan reducir para fines de diseño mediante el empleo de un factor de reducción,  $Q'$ , que se describirá en el subcapítulo siguiente, y es función del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , y del periodo fundamental de la estructura.

El factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , adopta diferentes valores según se cumplan o no diferentes requisitos que especifican las NTC-S. Dichos requisitos son de carácter general y se enlistan a continuación.

### 1. Requisitos para $Q = 4$

Se usará  $Q=4$  cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien, por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1 de las NTC-S, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto

reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1 de las NTC-S. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

## **2. Requisitos para $Q = 3$**

Se usará  $Q = 3$  cuando se satisfacen las condiciones 2.1.b y 2.1.d o 2.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 2.1.a o 2.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

## **3. Requisitos para $Q = 2$**

Se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso

lo especificado por las secciones 2.1 y 2.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará  $Q=2$  cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

#### **4. Requisitos para $Q = 1.5$**

Se usará  $Q=1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entresijos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 2.2 y 2.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

#### **5. Requisitos para $Q = 1$**

Se usará  $Q = 1$  en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entresijos de la estructura en dicha dirección.

El factor  $Q$  puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

### **3. Reducción de fuerzas sísmicas**

Las NTC-S admiten que las fuerzas sísmicas obtenidas de un análisis estático puedan ser menores a las calculadas mediante el empleo de un factor de reducción,  $Q'$ , que se calcula de acuerdo a las siguientes expresiones.

$$Q' = Q$$

Si se desconoce  $T$ , o si  $T \geq T_a$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1)$$

$T < T_a$

Donde

$Q'$  Factor de reducción de fuerzas sísmicas.

$Q$  Factor de comportamiento sísmico.

$T_a$  Periodo característico de los espectros de diseño. Indica el inicio de la meseta.

$T$  Periodo fundamental de vibración de la estructura.

Esta reducción responde al hecho de que resultaría muy costoso diseñar para que una estructura resistiera un sismo de diseño dentro de un intervalo de comportamiento lineal. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas se reducen admitiendo que el resto de la energía sísmica generada en la estructura se absorba por la deformación inelástica de los elementos.

#### 4. Condiciones de regularidad

Estudios realizados en estructuras muestran que, entre más regular sea una edificación, en planta y en elevación, tendrá una situación menos vulnerable ante un evento sísmico. Esta regularidad engloba características de la edificación tales como cargas, geometría de la planta, geometría de los elementos, resistencia y rigidez de los elementos. Por otra parte, si la edificación en cuestión es irregular, las incertidumbres respecto a su comportamiento aumentan y, en consecuencia, como se verá en los subcapítulos siguientes, se les penaliza en cierta medida de modo tal que las fuerzas sísmicas se aumentan para generar elementos estructurales más robustos para un mismo sismo y compensar así dichas incertidumbres.

Por ello, las normas vigentes y el RCDF, establecen algunas condiciones para determinar el grado de regularidad o irregularidad de una estructura.

A continuación, se revisarán las condiciones de regularidad que marcan las NTC-S para determinar si la estructura es o no regular.

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

2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Una estructura se le puede considerar regular si satisface todos los requisitos antes descritos. Por el contrario, toda estructura que no satisfaga uno o más de dichos requisitos será considerada como irregular.

Asimismo, debe determinarse el grado de irregularidad tal como se menciona en las NTC-S de acuerdo a dos condiciones. En caso de cumplirse alguna se considerará a la estructura como fuertemente irregular.

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
2. La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

## 5. Corrección por irregularidad

Toda vez que se ha determinado el grado de irregularidad, el factor de reducción,  $Q'$ , definido anteriormente se multiplicará por el factor de irregularidad de modo tal que su valor final es como se describe a continuación.

1. Se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla uno de los requisitos 1 a 11 de la sección anterior.
2. Se multiplicará por 0.8 cuando no se cumpla con dos o más de dichos requisitos.
3. Se multiplicará por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular.

$$Q' = Q' * F_{irregularidad}$$

Donde

$Q'$  Factor de reducción de fuerzas sísmicas.

$F_{irregularidad}$  Factor de irregularidad.

## 6. Análisis sísmico estático

El método de análisis estático permite estimar la demanda sísmica de un edificio, es decir, las fuerzas cortantes que representan la acción del sismo en cada uno de los niveles del edificio. Dichas fuerzas son función del peso, la altura a la que se encuentra cada nivel, así como del coeficiente sísmico y del factor de reducción de fuerzas sísmicas que se han definido anteriormente. Estas fuerzas se suponen localizadas en los centros de masa de cada nivel.

Para este análisis, las fuerzas horizontales equivalentes,  $F_i$ , aplicadas a cada nivel responden a la siguiente ecuación.

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_0$$

Donde

- $F_i$  Fuerza sísmica en el nivel  $i$ .
- $c$  Coeficiente sísmico.
- $Q'$  Factor de reducción de fuerzas sísmicas.
- $W_i$  Peso total del nivel  $i$ .
- $h_i$  Altura sobre el desplante del nivel  $i$ .
- $a_0$  Valor que corresponde a un periodo,  $T = 0$ .

## 7. Efectos de torsión

El efecto de torsión se presenta en un edificio cuando, en cada nivel, el centro de masa y el centro de rigidez difieren de su posición uno respecto al otro debido a condiciones de asimetría en planta en cuanto geometría y masas, o bien, en cuanto a la posición y rigidez de los elementos resistentes a fuerzas laterales. De no tomarse en cuenta los efectos de torsión no se puede hacer una adecuada estimación de la distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes.

A la distancia que existe entre el centro de masa y el centro de rigidez, se le denomina excentricidad estática o torsional,  $e_s$ , y su cálculo responde a las siguientes ecuaciones.

$$e_{sx} = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_{sy} = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Donde

- $e_{sx}, e_{sy}$  Excentricidad estática o torsional en dirección X e Y, respectivamente.
- $X_{CR}, Y_{CR}$  Coordenadas X e Y correspondientes al centro de rigidez.
- $X_{CM}, Y_{CM}$  Coordenadas X e Y correspondientes al centro de masa.

Se entiende como centro de rigidez, al lugar geométrico en el cual, aplicadas las fuerzas sísmicas, se presenta únicamente un movimiento de traslación en la estructura.

Una vez que se ha definido la excentricidad estática por nivel, para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza sísmica en el nivel multiplicada por la excentricidad que resulte más desfavorable de las siguientes.

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b$$

$$e_2 = e_s - 0.1b$$

Donde

$e_1, e_2$  Excentricidad de diseño 1 y 2, respectivamente.

$e_s$  Excentricidad torsional o excentricidad estática.

$b$  Dimensión en planta medida perpendicularmente a la acción sísmica.

## **8. Efectos bidireccionales**

Toda vez que se ha realizado un análisis sísmico para obtener las fuerzas que actuarán sobre la estructura en cada dirección ortogonal X e Y, se debe tener presente que las dos componentes horizontales del movimiento ocurren simultáneamente, aunque éstas no se presentan con su intensidad máxima. Por tal motivo, las NTC-S consideran que ambas componentes horizontales del movimiento del terreno, en cada dirección de análisis, se combinarán tomando el 100% de los efectos en la dirección estudiada y el 30% de los efectos perpendiculares a ella, con los signos que resulten más desfavorable para cada concepto.

## **9. Combinaciones de acciones**

Se tiene que para combinaciones de acciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación. Todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados.

Lo anterior implica que se revisará, según las NTC, para combinaciones de acciones con un factor de da carga,  $F_c$ , de 1.4 para el caso de carga muerta más carga viva máxima y

con un  $F_c$  de 1.1 para combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales.

Con base en esa información se da lugar nueve combinaciones de diseño debido al carácter cíclico del sismo y su aleatoriedad.

1.  $1.4(CM + CV_m)$
2.  $1.1(CM + CV_a + Fx_{sism} + 0.3Fy_{sism})$
3.  $1.1(CM + CV_a + Fx_{sism} - 0.3Fy_{sism})$
4.  $1.1(CM + CV_a - Fx_{sism} + 0.3Fy_{sism})$
5.  $1.1(CM + CV_a - Fx_{sism} - 0.3Fy_{sism})$
6.  $1.1(CM + CV_a + 0.3Fx_{sism} + Fy_{sism})$
7.  $1.1(CM + CV_a + 0.3Fx_{sism} - Fy_{sism})$
8.  $1.1(CM + CV_a - 0.3Fx_{sism} + Fy_{sism})$
9.  $1.1(CM + CV_a - 0.3Fx_{sism} - Fy_{sism})$

Donde

$CM$  Carga muerta.

$CV_m$  Carga viva máxima.

$CV_a$  Carga viva accidental.

$Fx_{sism}, Fy_{sism}$  Fuerzas sísmicas en dirección X e Y, respectivamente.

## 10. Revisión de desplazamientos laterales

Una medida que establecen las NTC-S para limitar el daño estructural y para evitar incomodidad entre los ocupantes de una edificación es el hecho de limitar los desplazamientos laterales debidos a sismo y acotándolos dentro de diferentes valores según sea el tipo de estructuración o el tipo de elementos resistentes que se tengan.

Las NTC-S establecen que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas sísmicas no excederán 0.006 la diferencia de elevaciones correspondientes. En caso de no existir elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería o que éstos estén desligados adecuadamente de la estructura principal para no sufrir daños, el límite aumenta a 0.012.

Cabe aclarar que los desplazamientos son los resultantes de un análisis elástico con las fuerzas reducidas pero multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, Q, definido anteriormente.

Este desplazamiento se le conoce como deriva de entrepiso o distorsión angular y se calcula como sigue.

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.006 \text{ o } 0.012$$

Donde

$\gamma_i$  Deriva de entrepiso o distorsión angular del entrepiso.

$\Delta_i$  Desplazamiento relativo entre niveles consecutivos.  $\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$ .

$h_i$  Altura de entrepiso considerado.  $h_i = H_i - H_{i-1}$

## **II. Revisión de caso práctico aplicando el RCDF**

### **A. Características**

La revisión que aquí se describe corresponde a una edificación de 5 niveles y un sexto nivel con dos apéndices. El uso principal de la edificación es habitacional con un nivel de estacionamiento en la planta baja.

Asimismo, para efectos de considerar la demanda sísmica y por la localización de la edificación, le corresponde una zona sísmica clasificada como Zona I de acuerdo a las NTC-S. Se empleará un factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , de 1.5.

Esta estructura, por su importancia y de acuerdo a lo especificado en el Artículo 139 del RCDF, está clasificada como estructura del Grupo B. Lo anterior implica que se revisará, según las NTC, para combinaciones de acciones con un factor de carga,  $F_c$ , de 1.4 para el caso de carga muerta más carga viva máxima y con un  $F_c$  de 1.1 para combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales.

#### **1. Estructuración**

La estructura consta, en Nivel 1, de marcos rígidos ortogonales de concreto con un sistema de piso a base de losa maciza de 20 cm de espesor. En los niveles superiores, se presenta una estructura a base de muros de carga de mampostería confinada y con losa bajo el sistema de vigueta y bovedilla, principalmente.

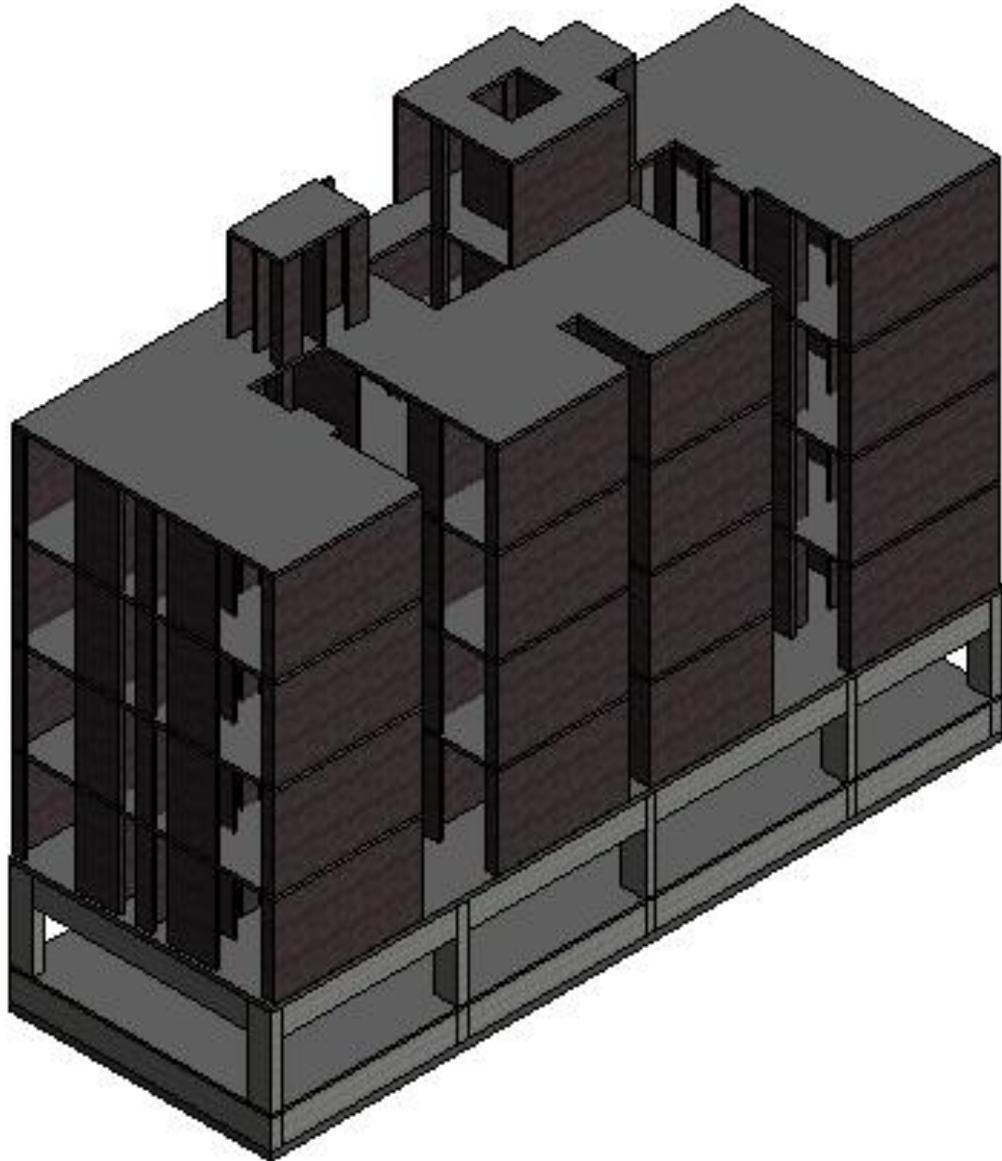
Por otra parte, en planta, en dirección longitudinal (Dirección larga o Y) tiene una dimensión de 26.98 m entre los ejes 2 y 8 distribuidos en 4 crujías de dimensiones variables. En la dirección perpendicular a esta última (Dirección corta o X) se tiene una crujía de 8.90 m entre los ejes A y B.

El Nivel 1 posee 10 columnas de 40 cm por 90 cm, cada una, orientadas en la dirección corta del edificio y colocadas en la intersección de los ejes. Los niveles superiores cuentan con muros de mampostería confinada de 12 cm de espesor y cerramientos a base de dalas de 30 cm por 15 cm y castillos de 20 cm por 15 cm.

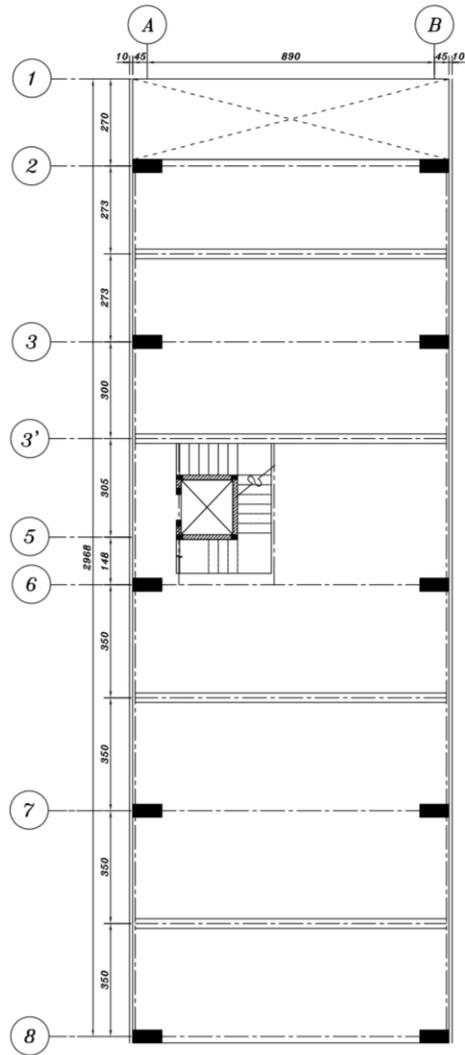
La altura de los entresijos es constante en todos y cada uno de ellos y es de 3.50 m de altura dando una altura total desde el nivel 0.00, que es donde los efectos sísmicos empiezan a ser importantes, hasta el Nivel 6, de 21.00 m.

En planta posee diversas aberturas con una distribución irregular.

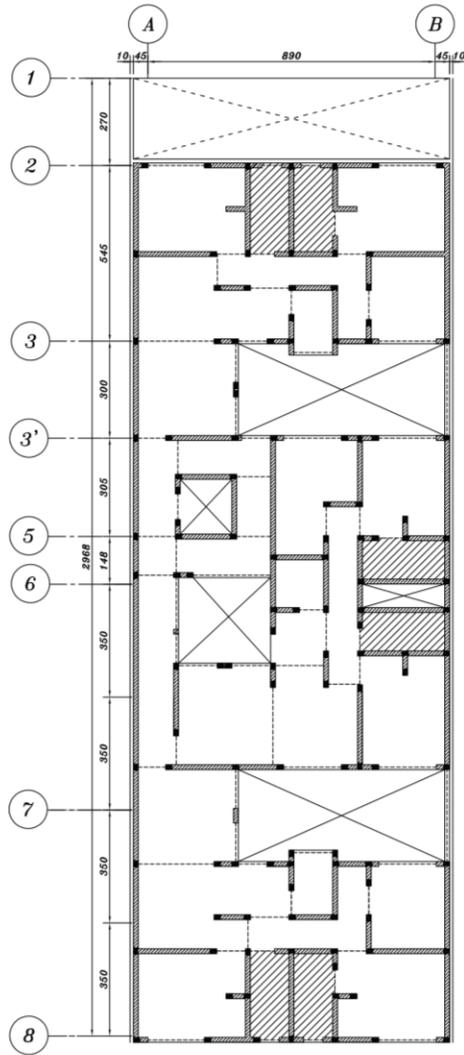
En la Fig. 10 se muestra un esquema de la estructura en su conjunto presentada en isométrico. Asimismo, en la Fig. 11 se tiene un detalle de la configuración de los niveles que conforman la estructura en planta.



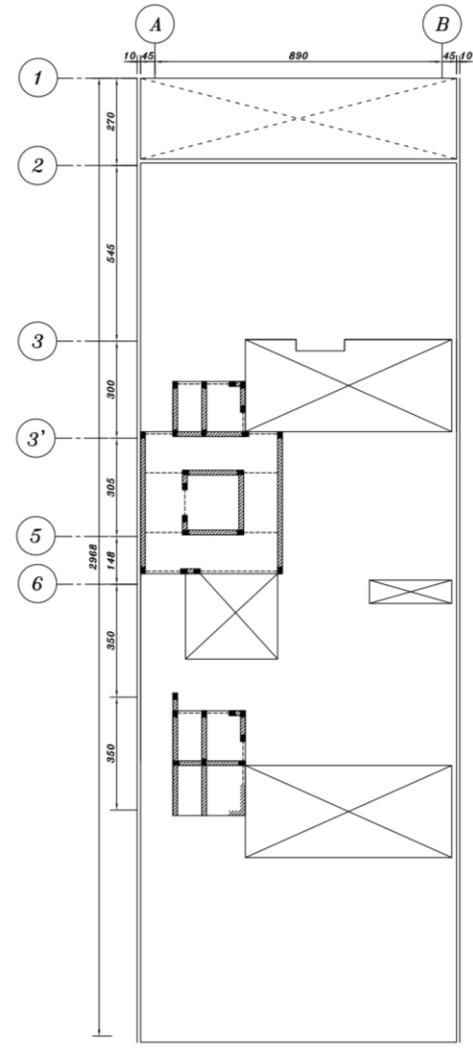
*Fig. 10 Vista isométrica de la estructura.*



PLANTA-N1



PLANTA-N2, N3, N4, N5



PLANTA-N6

Fig. 11 Plantas Tipo.

## 2. Materiales

Los elementos de concreto reforzado utilizados en la construcción poseen una resistencia a la compresión,  $f'_c$ , de 250 kg/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad,  $E_c$ , de 221 358.97 kg/cm<sup>2</sup> para los elementos tales como columnas, trabes, castillos, dalas y losas macizas.

El módulo de elasticidad mencionado responde a lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-C) en el capítulo 1.5.1.4 donde especifica que el módulo de elasticidad se supondrá igual a la siguiente expresión:

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 14000\sqrt{250}$$

$$E_c = 221\,358.97 \frac{kg}{cm^2}$$

Todos los muros de carga se construirán con tabiques tipo Tabimax de 12x12x24 cm. El fabricante de los tabiques deberá garantizar el cumplimiento de ese valor de acuerdo con la norma NMX-C-404-ONNCE. Los muros deberán confinarse con dalas y castillos de concreto reforzado. La resistencia de diseño de la mampostería,  $f^*_m$ , es de 60 kg/cm<sup>2</sup> y el módulo de elasticidad,  $E_m$ , de 37 194.01 kg/cm<sup>2</sup>.

El acero utilizado para refuerzo posee un esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , de 4 200 kg/cm<sup>2</sup> y un módulo de elasticidad,  $E$ , de 2 000 000 kg/cm<sup>2</sup> (NTC-C 1.5.2). El acero utilizado como acero estructural para placas y perfiles es del tipo A-992 Grado 50 con un esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , de 3 500 kg/cm<sup>2</sup> y módulo de elasticidad de 2 040 000 kg/cm<sup>2</sup>.

## 3. Análisis de cargas

Para estimar las solicitaciones a las que estará sometida la estructura es preciso considerar los efectos de tres tipos de acciones (Meli, 2011).

1. Acciones permanentes o aquellas que gravitarán sobre la estructura de forma continua y cuya variación es poca con el tiempo.
2. Acciones variables o aquellas cuya intensidad varía significativamente a lo largo de la vida útil de la estructura.

3. Acciones accidentales las cuales no se deben al funcionamiento normal de la edificación y alcanzan intensidad considerable en un periodo muy pequeño de tiempo. Generalmente estas cargas son impuestas por eventos extraordinarios como el efecto de los sismos, el viento, explosiones, incendios, entre otros.

Para efectos del análisis estructural se contemplan las cargas muertas, CM, y las cargas vivas, CV, propuestas por el RCDF en sus Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-D). Estas cargas son la carga viva máxima,  $CV_m$ , y la carga viva accidental,  $CV_a$ . Los valores utilizados se enlistan en las tablas 2 a 3.

*Tabla 2 Cargas en Nivel 1.*

<b>Nivel 1</b>		<b>W (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Cargas vivas	CVm	170
	CVa	90
Cargas muertas	Losa de 20 cm	480
	Piso terminado	120
	Carga de Reglamento	40
	<b>Total</b>	<b>640</b>

*Tabla 3 Cargas en Niveles 2 a 5.*

<b>Nivel 2, 3, 4 y 5</b>		<b>W (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Cargas vivas	CVm	170
	CVa	90
Cargas muertas	Losa de vigueta y bovedilla de 16 cm	170
	Piso	120
	Plafón	30
	Carga de Reglamento	40
	<b>Total</b>	<b>360</b>

*Tabla 4 Cargas en Nivel 6.*

<b>Nivel 6</b>		<b>W (kg/m<sup>2</sup>)</b>
Cargas vivas	CVm	100
	CVa	70
Cargas muertas	Losa de vigueta y bovedilla de 16 cm	170
	Piso	120
	Plafón	30
	Carga de Reglamento	40
	<b>Total</b>	<b>360</b>

## **B. Análisis por carga vertical. Bajada de cargas.**

Para determinar el peso total de la estructura se consideraron los pesos de todos los elementos principales que la componen. El cálculo se resume en las siguientes tablas por

nivel y por tipo de elemento. En la Tabla 5 se muestran las operaciones realizadas para determinar la contribución de los muros al peso total. En la Tabla 6 se observa la aportación por nivel de las losas al peso total descontando el área de las aberturas en cada nivel. En la Tabla 7 se desarrolla la secuencia de cálculo de la contribución de las dalas, castillos, columnas y trabes. Para finalizar, en la Tabla 8, se resume el total de las cargas por nivel tanto para una combinación sísmica (CM + CV<sub>a</sub>) como para la condición de carga vertical (CM + CV<sub>m</sub>).

Tabla 5 Peso de muros por nivel.

Nivel	Longitud de muros (m)		Altura (m)	Espesor (m)	Peso muros (ton/m <sup>3</sup> )	Peso muros (ton)
	X	Y				
1	3.50	3.04	3.50	0.12	1.73	4.76
2	63.64	97.42	3.50	0.12	1.73	117.30
3	63.64	97.42	3.50	0.12	1.73	117.30
4	63.64	97.42	3.50	0.12	1.73	117.30
5	63.64	97.42	3.50	0.12	1.73	117.30
6	9.09	23.39	3.50	0.12	1.73	23.65
						497.60

Tabla 6 Peso de losas por nivel.

Nivel	Losas maciza	Peso losa maciza	Losas vigueta	Peso losa vigueta	Peso losas (ton)
	(m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )	(m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )	
1	260.42	0.64	-	-	166.67
2	22.27	0.43	177.29	0.36	73.40
3	22.27	0.43	177.29	0.36	73.40
4	22.27	0.43	177.29	0.36	73.40
5	22.27	0.43	177.29	0.36	73.40
6	-	-	28.10	0.36	10.12
					470.39

Tabla 7 Peso de castillos, dalas, columnas, trabes y vigas por nivel.

Nivel	Castillos	Peso castillos	Peso dalas	Peso Cols.	Longitud de trabes (m)		Peso de trabes (ton)		Peso acero	Peso acero
	#	(ton)	(ton)	(ton)	X	Y	X	Y	(ton/m)	(ton)
1	6	1.51	0.71	30.24	8.90	27.00	10.25	62.21	0.24	8.60
2	127.00	32.00	26.80	-	-	-	-	-	-	-
3	127.00	32.00	26.80	-	-	-	-	-	-	-
4	127.00	32.00	26.80	-	-	-	-	-	-	-
5	127.00	32.00	26.80	-	-	-	-	-	-	-
6	33.00	8.32	3.51	-	-	-	-	-	-	-
		137.84	111.42	30.24			10.25	62.21		8.60

Tabla 8 Cargas totales por nivel.

Nivel	CM	CV <sub>a</sub>	CV <sub>m</sub>	CV <sub>a</sub>	CV <sub>m</sub>	CM + CV <sub>a</sub>	CM + CV <sub>m</sub>	1.4(CM + CV <sub>m</sub> )
	(ton)	(ton/m <sup>2</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
1	284.95	0.09	0.17	23.44	44.27	308.39	329.22	460.91
2	249.50	0.09	0.17	17.96	33.93	267.46	283.43	396.80
3	249.50	0.09	0.17	17.96	33.93	267.46	283.43	396.80
4	249.50	0.09	0.17	17.96	33.93	267.46	283.43	396.80
5	249.50	0.09	0.17	17.96	33.93	267.46	283.43	396.80
6	45.59	0.07	0.10	1.97	2.81	47.56	48.40	67.77
	1 328.56			97.25	182.78	1 425.81	1 511.34	2 115.88

### C. Análisis y diseño sísmico

De acuerdo a las características de la estructura y a las limitaciones que establecen las NTC-S para la aplicación de los métodos de análisis, se tiene que no es posible aplicar un método de análisis simplificado al no cumplir las condiciones que ahí se estipulan. Es por lo anterior, que se realizará un análisis bajo el método estático.

#### 1. Coeficiente sísmico

Debido a la localización de la estructura dentro de la Ciudad de México y al estar clasificada ésta dentro de la Zona I, el valor del coeficiente sísmico se tomará como 0.16 (Tabla 1).

$$c = 0.16$$

Por otra parte, al tratarse de una estructura clasificada, por su importancia, dentro del Grupo B, el valor del coeficiente sísmico definido anteriormente no tendrá que ser incrementado.

#### 2. Factor de comportamiento sísmico

En este caso, como lo especifican las NTC-S, Se usará un  $Q = 1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entresijos por muros de mampostería de piezas huecas, confinadas o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinación de dichos muros con elementos de concreto que no cumplan los requisitos para ser considerados como dúctiles.

$$Q = 1.5$$

#### 3. Reducción de fuerzas sísmicas

Para este caso, al desconocer el valor del periodo,  $T$ , se tomará como  $Q'$ , el valor de  $Q$  definido en el subcapítulo anterior.  $Q' = 1.5$ .

$$Q' = 1.5$$

#### 4. Condiciones de regularidad

A continuación, en la Tabla 9. se revisarán las condiciones de regularidad que marcan las NTC-S para determinar si la estructura es o no regular.

Tabla 9 Revisión de condiciones de regularidad.

Condición	Descripción	Cumple
1	Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.	Sí
2	La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor de 2.5. $\frac{21.00\ m}{9.80\ m} = 2.14 < 2.5$	Sí
3	La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5. $\frac{27.38\ m}{9.80\ m} = 2.79 > 2.5$	No
4	En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.	No
5	En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.	Sí
6	No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.	No
7	El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.	No
8	Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.	Sí
9	Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.	Sí
10	Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.	No
11	En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.	Sí

Con base en la revisión hecha anteriormente y al no cumplir uno o más de los requisitos, se clasifica como estructura irregular al no satisfacer 5 de los requisitos antes mencionados.

Una vez que se ha determinado que la estructura es irregular debe determinarse el grado de irregularidad tal como se menciona en las NTC-S de acuerdo a dos condiciones. En caso de cumplirse alguna se considerará a la estructura como fuertemente irregular (Tabla 10).

*Tabla 10 Revisión de condiciones para estructuras con fuerte irregularidad.*

Condición	Descripción	Cumple
1	La excentricidad torsional calculada estáticamente, $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.	No
2	La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.	Sí

Por tanto, con base en lo expuesto anteriormente, se clasifica a la estructura como fuertemente irregular.

Se considerará un factor de corrección por irregularidad de 0.7.

$$F_{irregularidad} = 0.7$$

## 5. Corrección por irregularidad

El factor de reducción  $Q'$ , definido anteriormente se multiplicará por el factor de irregularidad de modo tal que su valor final es como se describe a continuación.

$$Q' = Q' * F_{irregularidad}$$

$$Q' = (1.5)(0.7)$$

$$Q' = 1.05$$

Este valor es el que se utilizará para efectuar el análisis sísmico estático que se describe a continuación.

## 6. Análisis sísmico estático

El método de análisis estático permite estimar la demanda sísmica de un edificio, es decir, las fuerzas sísmicas que representan la acción del sismo en cada uno de los niveles del edificio. Dichas fuerzas son función del peso, la altura a la que se encuentra cada nivel, así

como del coeficiente sísmico que se ha definido anteriormente y se suponen localizadas en los centros de masa de cada nivel.

Para este análisis, las fuerzas horizontales equivalentes,  $F_i$ , aplicadas a cada nivel responden a la siguiente ecuación.

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

En la Tabla 11, se muestra la secuencia de cálculo para determinar las fuerzas sísmicas que obrarán sobre la estructura en cada nivel de acuerdo a los lineamientos para un análisis sísmico estático.

Tabla 11 Análisis sísmico estático.

Nivel	$W_i$	$h_i$	$H_i$	$W_i h_i$	Q	c	$F_{irregularidad}$	$F_{importancia}$	c	$Q'_{corregido}$	$c/Q'_{corregido}$	$F_i$	$V_i$
#	(ton)	(m)	(m)	(ton*m)								(ton)	(ton)
6	47.56	3.50	21.00	998.79	1.50	0.16	0.70	1.00	0.16	1.05	0.1524	14.29	14.29
5	267.46	3.50	17.50	4680.62	1.50	0.16	0.70	1.00	0.16	1.05	0.1524	66.97	81.27
4	267.46	3.50	14.00	3744.50	1.50	0.16	0.70	1.00	0.16	1.05	0.1524	53.58	134.85
3	267.46	3.50	10.50	2808.37	1.50	0.16	0.70	1.00	0.16	1.05	0.1524	40.18	175.03
2	267.46	3.50	7.00	1872.25	1.50	0.16	0.70	1.00	0.16	1.05	0.1524	26.79	201.82
1	308.39	3.50	3.50	1079.36	1.50	0.16	0.70	1.00	0.16	1.05	0.1524	15.44	217.27
	1425.81			15183.89								217.27	

Se observa, tal como lo especifican las NTC-S, que la relación  $V_0/W_0$  es igual a la relación  $c/Q'$  y a su vez es mayor que  $a_0$  como se muestra a continuación.

$$\frac{V_0}{W_0} = \frac{c}{Q'}$$

$$\frac{217.27 \text{ ton}}{1425.81 \text{ ton}} = \frac{0.16}{1.05}$$

$$0.1524 = 0.1524$$

$$\frac{c}{Q'} = 0.1524 \geq a_0 = 0.04$$

## 7. Efectos de torsión

El efecto de torsión se presenta en un edificio cuando, en cada nivel, el centro de masa y el centro de rigidez difieren de su posición uno respecto al otro debido a condiciones de

asimetría en planta en cuanto geometría y masas, o bien, en cuanto a la posición y rigideces de los elementos resistentes a fuerzas laterales.

$$e_{sx} = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_{sy} = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Donde

$e_{sx}, e_{sy}$  Excentricidad estática o torsional en dirección X e Y, respectivamente.

$X_{CR}, Y_{CR}$  Coordenadas X e Y correspondientes al centro de rigidez.

$X_{CM}, Y_{CM}$  Coordenadas X e Y correspondientes al centro de masa.

Los resultados para cada nivel de la estructura se resumen en la Tabla 12 donde los valores de las coordenadas del centro de masa y de rigidez fueron obtenidos mediante el programa Etabs 2015.

*Tabla 12 Centros de masa, centros de rigidez y excentricidades estáticas por nivel.*

Nivel	$X_{CM}$	$Y_{CM}$	$X_{CR}$	$Y_{CR}$	$e_{sx}$	$e_{sy}$
	m	m	m	m	m	m
6	1.71	14.41	1.50	14.90	0.20	-0.48
5	4.21	13.47	1.75	14.59	2.45	-1.12
4	4.45	13.43	2.32	14.46	2.13	-1.03
3	4.45	13.43	2.96	14.33	1.49	-0.90
2	4.45	13.43	3.49	14.26	0.95	-0.83
1	4.42	13.62	3.57	14.32	0.85	-0.70

Una vez que se ha definido la excentricidad estática por nivel, para fines de diseño, el momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entepiso multiplicada por la excentricidad que resulte más desfavorable de las siguientes donde  $b$  tiene el mismo signo que  $e_s$ .

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b$$

$$e_2 = e_s - 0.1b$$

Por inspección de las ecuaciones se observa que debido a la variación de las masas en un nivel como de sus elementos resistentes. Las excentricidades calculadas estáticamente

difícilmente van a ser las mismas en la realidad. Por tanto, la excentricidad de diseño,  $e_1$ , se encarga de aumentar dicha excentricidad estática generando un primer centro de masa desplazado donde actuarán las fuerzas sísmicas. Por otra parte, la excentricidad de diseño,  $e_2$ , se encarga de reducir la excentricidad estática generando un segundo centro de masa desplazado.

La excentricidad de diseño para cada caso se calcula con las siguientes ecuaciones y los resultados se resumen en la Tabla 13.

$$e_{1x} = 1.5e_{sx} + 0.1b_x; \quad e_{1y} = 1.5e_{sy} + 0.1b_y$$

$$e_{2x} = e_{sx} - 0.1b_x; \quad e_{2y} = e_{sy} - 0.1b_y$$

Tabla 13 Excentricidades de diseño  $e_{1x}$ ,  $e_{1y}$ ,  $e_{2x}$ ,  $e_{2y}$ .

Nivel	$b_x$	$b_y$	$e_{1x}$	$e_{1y}$	$e_{2x}$	$e_{2y}$
	m	m	m	m	m	m
6	8.9	26.98	1.19	-3.43	-0.69	2.21
5	8.9	26.98	4.57	-4.38	1.56	1.58
4	8.9	26.98	4.09	-4.24	1.24	1.67
3	8.9	26.98	3.13	-4.05	0.60	1.80
2	8.9	26.98	2.32	-3.94	0.06	1.87
1	8.9	26.98	2.17	-3.75	-0.04	2.00

Conocidas las coordenadas de los centros de torsión y las excentricidades de diseño, se calculan las coordenadas de los centros de masa desplazados para incluir los efectos de torsión según lo especifican las NTC-S. Dichas coordenadas se calculan con las siguientes ecuaciones y el resultado para cada nivel se resume en la Tabla 14.

$$X_{1CM} = X_{CR} + e_{1x}; \quad Y_{1CM} = Y_{CR} + e_{1y}$$

$$X_{2CM} = X_{CR} + e_{2x}; \quad Y_{2CM} = Y_{CR} + e_{2y}$$

Para el sismo en dirección X se realizan dos análisis sísmicos de tipo estático, uno para cada excentricidad. Para el sismo en dirección Y se procede de la misma manera. Por lo tanto, se llevan a cabo cuatro análisis estáticos, y de todas las respuestas se toma la condición más desfavorable.

Tabla 14 Coordenadas de los centros de masa desplazados para cada excentricidad de diseño.

Nivel	$X_{1CM}$	$Y_{1CM}$	$X_{2CM}$	$Y_{2CM}$
	m	m	m	m
6	2.70	11.47	0.82	17.11
5	6.32	10.22	3.32	16.17
4	6.41	10.22	3.56	16.13
3	6.09	10.29	3.56	16.13
2	5.82	10.32	3.56	16.13
1	5.74	10.57	3.53	16.31

Los cuatro análisis estáticos, en el modelo estructural, se traducirán en cuatro casos de carga que son los siguientes:

1. *SISMESTX* – 1
2. *SISMESTY* – 1
3. *SISMESTX* – 2
4. *SISMESTY* – 2

Donde

*SISMESTX* – 1, *SISMESTX* – 2      Caso de carga en dirección X para los centros de masa desplazado, 1 y 2, respectivamente.

*SISMESTY* – 1, *SISMESTY* – 2      Caso de carga en dirección Y para los centros de masa desplazado, 1 y 2, respectivamente.

## 8. Combinaciones de carga

Una vez que se han definido los cuatro casos de carga es preciso combinar sus efectos para obtener la demanda total de la estructura. En este caso particular, se ingresarán al modelo nueve combinaciones de carga: Una que contempla cargas verticales y el resto que involucran los efectos de sismo. Las combinaciones quedan de la siguiente manera:

1.  $R_1 = 1.4 CM + 1.4 CV_m$
2.  $R_2 = 1.1CM + 1.1CV_a + 1.1(SISMESTX - 1) + 0.33(SISMESTY - 1)$
3.  $R_3 = 1.1CM + 1.1CV_a + 1.1(SISMESTX - 1) + 0.33(SISMESTY - 2)$
4.  $R_4 = 1.1CM + 1.1CV_a + 1.1(SISMESTX - 2) + 0.33(SISMESTY - 1)$
5.  $R_5 = 1.1CM + 1.1CV_a + 1.1(SISMESTX - 2) + 0.33(SISMESTY - 2)$

6.  $R_6 = 1.1CM + 1.1CV_a + 1.1(SISMESTY - 1) + 0.33(SISMESTX - 1)$
7.  $R_7 = 1.1CM + 1.1CV_a + 1.1(SISMESTY - 1) + 0.33(SISMESTX - 2)$
8.  $R_8 = 1.1CM + 1.1CV_a + 1.1(SISMESTY - 2) + 0.33(SISMESTX - 1)$
9.  $R_9 = 1.1CM + 1.1CV_a + 1.1(SISMESTY - 2) + 0.33(SISMESTX - 2)$

Donde

$R_i$  Nombre de la combinación de carga como se ingresará en el modelo estructural.

$CM$  Carga muerta.

$CV_m$  Carga viva máxima.

$CV_a$  Carga viva accidental.

$SISMESTX - 1, SISMESTX - 2$  Fuerzas sísmicas en dirección X para cada caso de carga.

$SISMESTY - 1, SISMESTY - 2$  Fuerzas sísmicas en dirección Y para cada caso de carga.

## 9. Periodo

Con base en el empleo de programa de computadora Etabs 2015 se tiene un periodo fundamental de 0.419 segundos.

$$T = 0.419 s > T_a = 0.20 s$$

## D. Revisión de estados límite

En los capítulos anteriores se ha definido la información que será ingresada al modelo estructural de la edificación que para este caso se ha elaborado en el programa Etabs 2015. Esta información contiene los efectos debidos a cargas verticales, cargas sísmicas, efectos bidireccionales y efectos de torsión.

La siguiente etapa del presente trabajo consiste en verificar que, bajo dichas demandas, la estructura cumpla con un comportamiento adecuado en condiciones de servicio y en condiciones de resistencia bajo el criterio de estados límite.

## 1. Estado límite de servicio

### a) Desplazamientos laterales

Como primera revisión se tienen los desplazamientos laterales. Esto nos permite observar qué tanto se deforma la estructura lateralmente en función de la altura. Los desplazamientos obtenidos del modelo son multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, Q, para obtener los desplazamientos reales. Los resultados se enlistan en la Tabla 15. Asimismo, en las Fig. 12 y Fig. 13 se puede observar su variación gráficamente para cada dirección y caso de carga.

Tabla 15 Desplazamientos laterales para cada caso de carga.

SISMOESTX-1			
Nivel	H <sub>i</sub>	Desplazamiento (cm)	Q * Desplazamiento (cm)
	m	X	X
6	21.00	1.77	2.66
5	17.50	1.61	2.42
4	14.00	1.30	1.94
3	10.50	0.95	1.42
2	7.00	0.60	0.90
1	3.50	0.32	0.48
SISMOESTY-1			
Nivel	H <sub>i</sub>	Desplazamiento (cm)	Q * Desplazamiento (cm)
	m	Y	Y
6	21.00	1.04	1.56
5	17.50	1.10	1.65
4	14.00	0.96	1.44
3	10.50	0.81	1.22
2	7.00	0.66	0.99
1	3.50	0.54	0.80
SISMOESTX-2			
Nivel	H <sub>i</sub>	Desplazamiento (cm)	Q * Desplazamiento (cm)
	m	X	X
6	21.00	1.47	2.20
5	17.50	1.28	1.92
4	14.00	1.03	1.55
3	10.50	0.75	1.12
2	7.00	0.47	0.70
1	3.50	0.25	0.37
SISMOESTY-2			
Nivel	H <sub>i</sub>	Desplazamiento (cm)	Q * Desplazamiento (cm)

	m	Y	Y
6	21.00	0.98	1.47
5	17.50	0.94	1.41
4	14.00	0.83	1.25
3	10.50	0.72	1.08
2	7.00	0.60	0.90
1	3.50	0.51	0.77

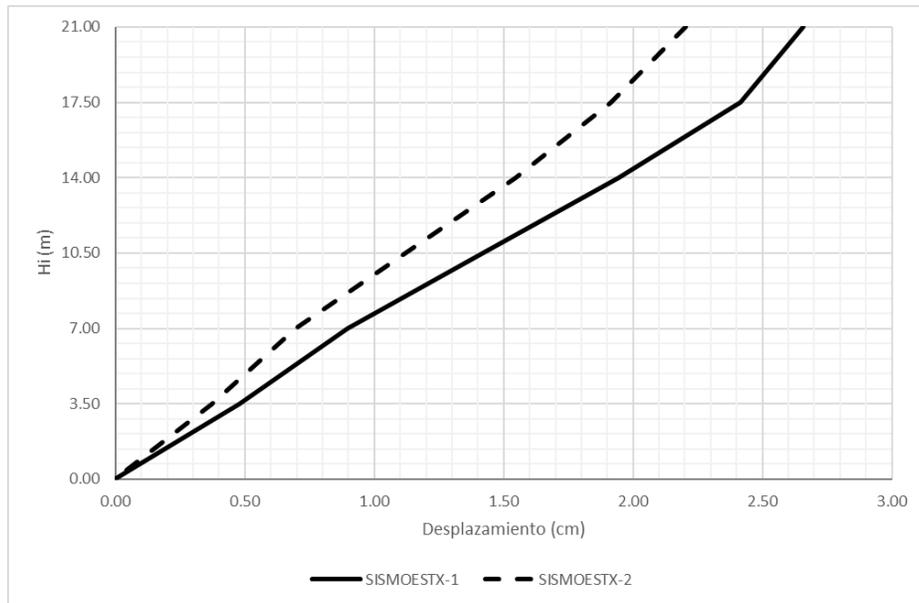


Fig. 12 Desplazamientos laterales en dirección X.

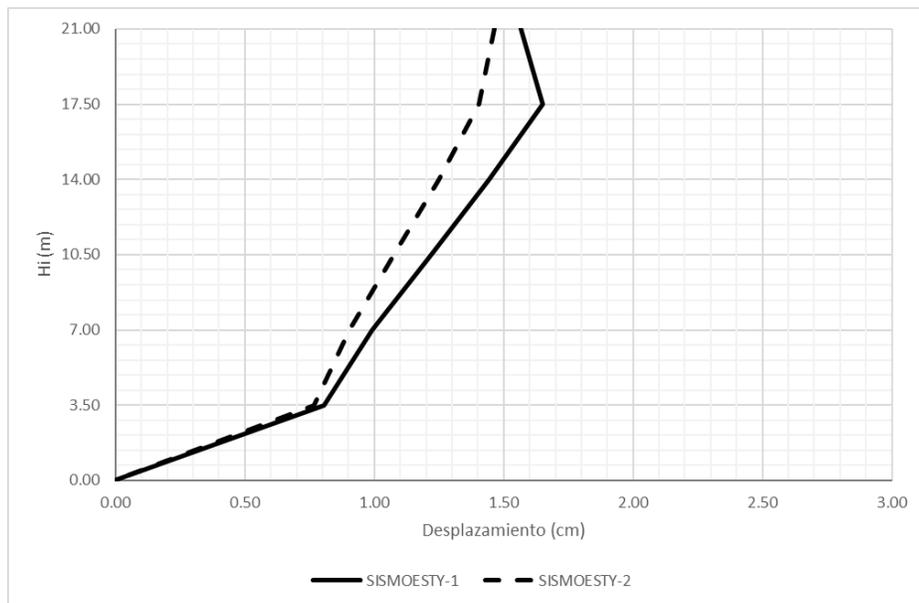


Fig. 13 Desplazamientos laterales en dirección Y.

Observando las figuras se tiene que para los dos casos sísmicos en dirección X, los desplazamientos son mayores en esa dirección, pero tienden a presentar una variación lineal conforme la altura aumenta, mientras que en dirección Y los desplazamientos presentan una marcada discontinuidad en los Niveles 1 y 5.

El desplazamiento en dirección X tiende a ser más grande porque en esa dirección la estructura en general tiene un menor momento de inercia en planta. Asimismo, resulta más regular ya que en esa dirección presente una distribución sensiblemente simétrica de sus espacios, así como de las aberturas en las losas.

Por otra parte, en dirección Y los desplazamientos tienden a ser menores por tener un mayor momento de inercia en planta y los desplazamientos resultan menos uniformes debido a los cambios de rigidez de entrepiso bruscos entre los niveles 1 y 2 así como de los niveles 5 y 6.

#### **b) Derivas de entrepiso**

Como se mencionó anteriormente, el índice más importante para determinar la magnitud de posibles daños estructurales durante un sismo es la deriva o distorsión de entrepiso. Definida como el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos dividido entre la altura del entrepiso. Su valor es función del tipo de estructuración y elementos resistentes. En este caso, al tratarse de una estructura construida principalmente con muros de mampostería se ha elegido el límite de 0.006 con base en las NTC-S. Las derivas obtenidas del modelo son multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , para obtener las derivas reales. Los resultados se enlistan en la Tabla 16. Asimismo, en la Fig. 14 y Fig. 15 se puede observar su variación gráficamente para cada dirección.

Con base en un análisis de los resultados obtenidos se observa que, si bien las derivas en ambas direcciones se encuentran por debajo del límite admisible 0.006, el comportamiento en dirección X tiende a ser uniforme y se comporta como una estructura normal. Sin embargo, en dirección Y se observa que el comportamiento no es muy recomendable debido a que las mayores derivas de entrepiso se concentran en el Nivel 1. Este comportamiento es característico de una edificación con piso suave.

Una de las posibles explicaciones de este fenómeno es el hecho de que, en dirección Y, se tiene una mayor longitud de muros orientados en esa dirección con un total de 97.42 m,

mientras que en la dirección X se tiene una longitud total de muros de 63.64 m. Estos valores se encuentran en la Tabla 5 y fueron utilizados para estimar la contribución de los muros al peso de la estructura.

Otra explicación a este fenómeno es el hecho de que las columnas se encuentran orientadas en dirección X y su eje menos favorable se encuentra orientado en dirección Y.

Tabla 16 Derivas de entrepiso para cada caso de carga.

SISMOESTX-1					
Nivel	H <sub>i</sub>	Deriva X	Q*Deriva X	Deriva admisible	Pasa
	m				
6	21	0.0011	0.0017	0.006	Sí
5	17.5	0.0009	0.0013	0.006	Sí
4	14	0.0010	0.0015	0.006	Sí
3	10.5	0.0010	0.0015	0.006	Sí
2	7	0.0008	0.0012	0.006	Sí
1	3.5	0.0009	0.0014	0.006	Sí
SISMOESTY-1					
Nivel	H <sub>i</sub>	Deriva Y	Q*Deriva Y	Deriva admisible	Pasa
	m				
6	21	0.0003	0.0005	0.006	Sí
5	17.5	0.0004	0.0006	0.006	Sí
4	14	0.0004	0.0006	0.006	Sí
3	10.5	0.0004	0.0006	0.006	Sí
2	7	0.0004	0.0005	0.006	Sí
1	3.5	0.0015	0.0023	0.006	Sí
SISMOESTX-2					
Nivel	H <sub>i</sub>	Deriva X	Q*Deriva X	Deriva admisible	Pasa
	m				
6	21	0.0008	0.0012	0.006	Sí
5	17.5	0.0007	0.0011	0.006	Sí
4	14	0.0008	0.0012	0.006	Sí
3	10.5	0.0008	0.0012	0.006	Sí
2	7	0.0006	0.0009	0.006	Sí
1	3.5	0.0007	0.0011	0.006	Sí
SISMOESTY-2					
Nivel	H <sub>i</sub>	Deriva Y	Q*Deriva Y	Deriva admisible	Pasa
	m				
6	21	0.0003	0.0004	0.006	Sí
5	17.5	0.0003	0.0005	0.006	Sí
4	14	0.0003	0.0005	0.006	Sí

3	10.5	0.0003	0.0005	0.006	Sí
2	7	0.0003	0.0004	0.006	Sí
1	3.5	0.0015	0.0022	0.006	Sí

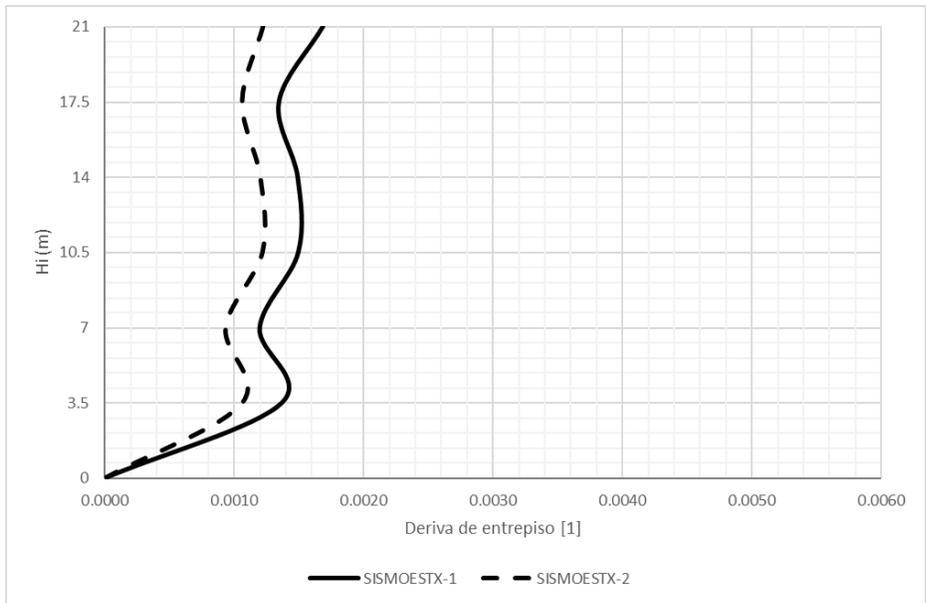


Fig. 14 Derivas de entepiso en dirección X.

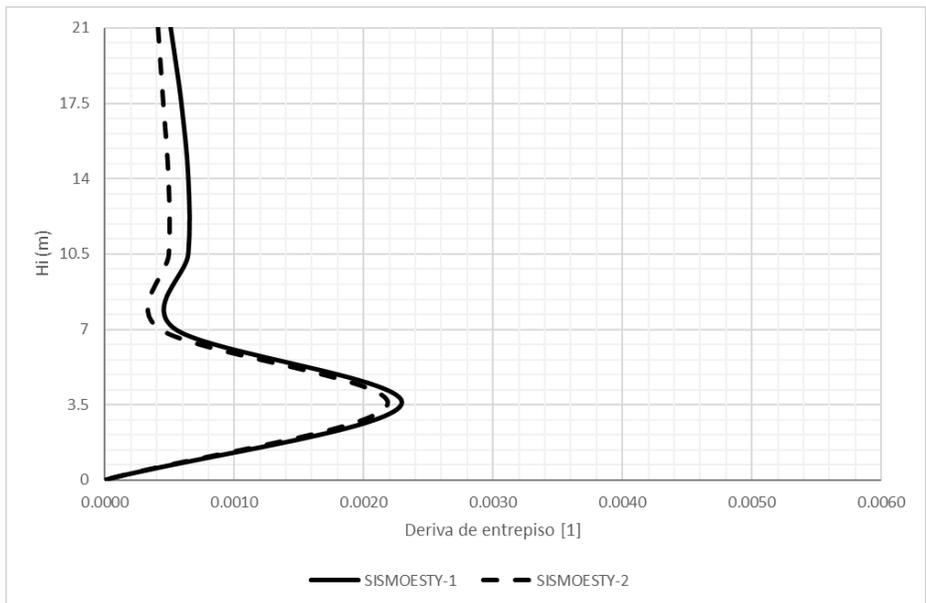


Fig. 15 Derivas de entepiso en dirección Y.

La variación de las derivas se puede entender más fácil si se observa la Tabla 17. En ella se han calculado las variaciones de las derivas de entepiso respecto al Nivel 1. En las figuras 16 y 17 se ha graficado dicha variación para cada dirección, respectivamente.

Tabla 17 Variación de derivas respecto al Nivel 1 para cada caso de carga.

Nivel	SISMOESTX-1	SISMOESTY-1	SISMOESTX-2	SISMOESTY-2
	Variación	Variación	Variación	Variación
	%	%	%	%
6	123%	22%	115%	19%
5	98%	26%	100%	21%
4	109%	28%	113%	22%
3	109%	28%	115%	23%
2	88%	24%	88%	19%
1	100%	100%	100%	100%
Base	0%	0%	0%	0%

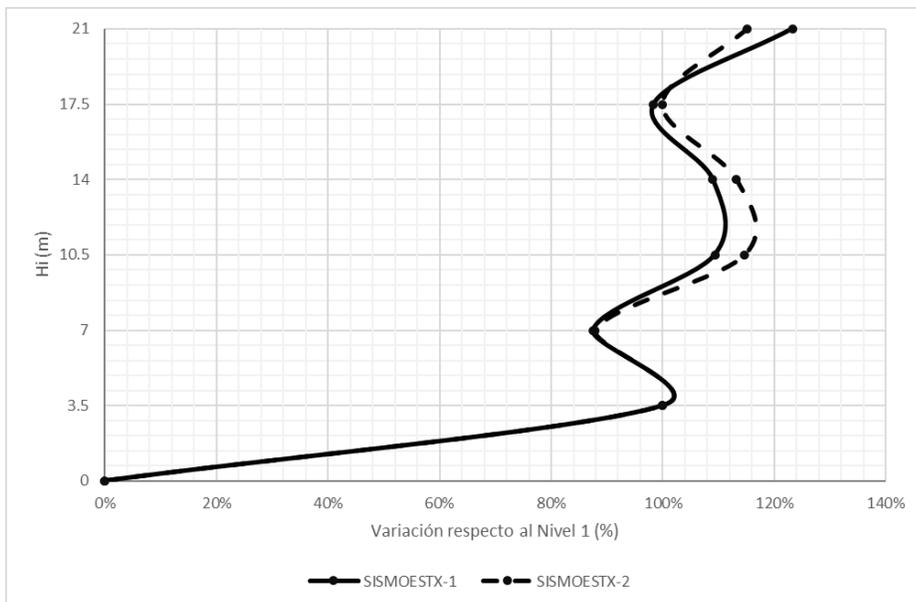


Fig. 16 Variación de derivas respecto al Nivel 1 en dirección X.

El comportamiento en dirección X resulta más uniforme para cada caso de carga. La desviación más grande es del orden de 23% en el Nivel 6 respecto del Nivel 1. Y teniendo una variación únicamente de 12% entre el Nivel 1 y Nivel 2 para ambos casos de carga.

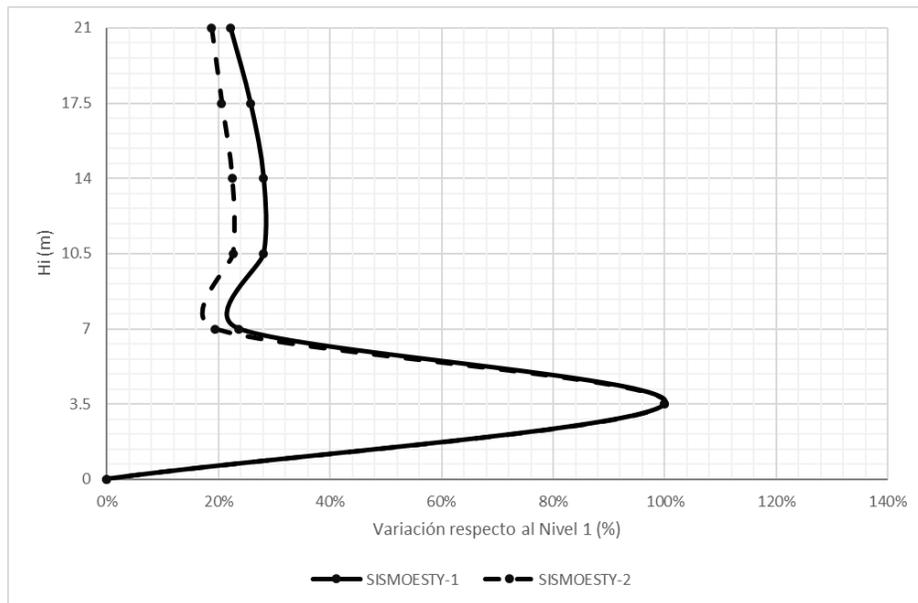


Fig. 17 Variación de derivas respecto al Nivel 1 en dirección Y.

En esta gráfica se observa el excesivo cambio de rigidez del Nivel 1, menos rígido, con respecto al resto de la estructura. Se tiene que entre el Nivel 1 y Nivel 2 existe una variación de 76% para el caso de carga SISMOESTY-1 mientras que para el caso de carga SISMOESTY-2 se tiene una variación aún mayor, de 81%, para el mismo nivel. Las derivas en los niveles superiores al primero se comportan prácticamente como en una estructura regular pues su variación respecto al primer nivel tiende a ser constante.

## 2. Estado límite de resistencia

Para comprobar que la estructura cumple con el requisito de resistencia y al tratarse de un problema de revisión del diseño estructural, se calculará la resistencia de los elementos resistentes más esforzados con base en los detalles de los planos existentes y se comparará con el valor de los elementos mecánicos que rijan a cada elemento obtenidos a partir del análisis estructural.

### a) Elemento viga

Como se mencionó anteriormente se revisará la resistencia de los elementos viga más esforzados, uno en cada dirección, con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. El valor obtenido de la resistencia por elemento se comparará con los elementos mecánicos últimos que rijan a cada elemento obtenidos del análisis estructural.

Al tratarse de elementos viga, se revisarán para el momento flexionante máximo y su correspondiente fuerza cortante. Para ello, se generó en el modelo estructural una décima combinación de carga llamada *Envolvente* (Fig. 18) que contemplara los efectos máximos de cada combinación de carga definida en Capítulo II.C.8. Todas ellas en igual proporción, es decir, con un factor de escala igual a la unidad.

El cálculo se realizará una vez para fines ilustrativos y posteriormente, de forma análoga se revisarán las vigas siguientes. Los cálculos efectuaron con apoyo del programa de cómputo Mathcad.

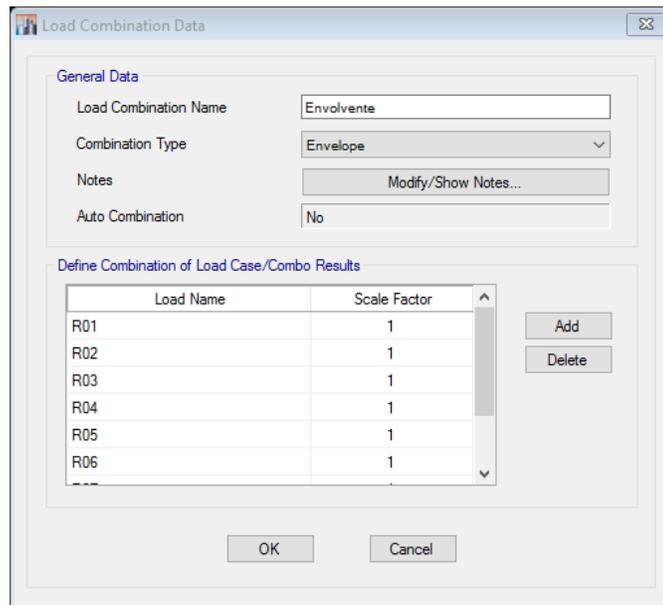


Fig. 18 Envlovente de cargas para revisión de vigas.

En las figuras 19 a 25 se muestran los diagramas de momento flexionante para cada eje de referencia de la estructura. Asimismo, en las figuras 26 a 32, se muestran los correspondientes diagramas de fuerza cortante.

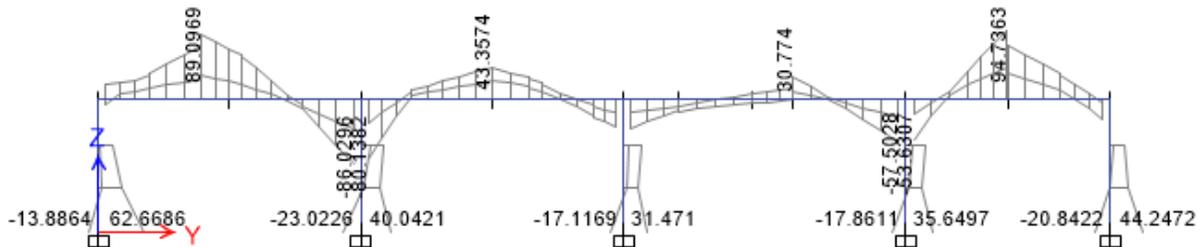


Fig. 19 Momento flexionante Eje A.

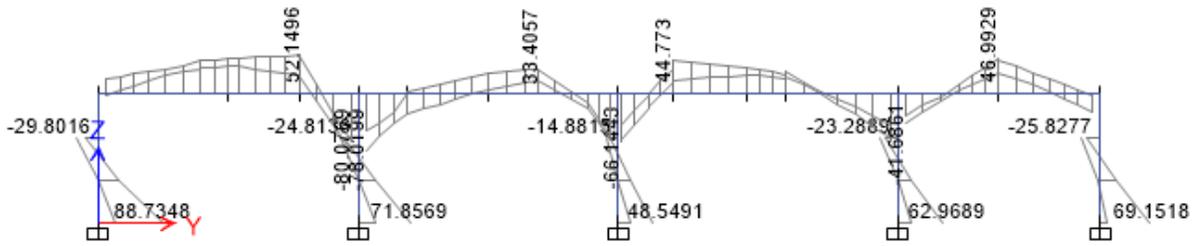


Fig. 20 Momento flexionante Eje B.

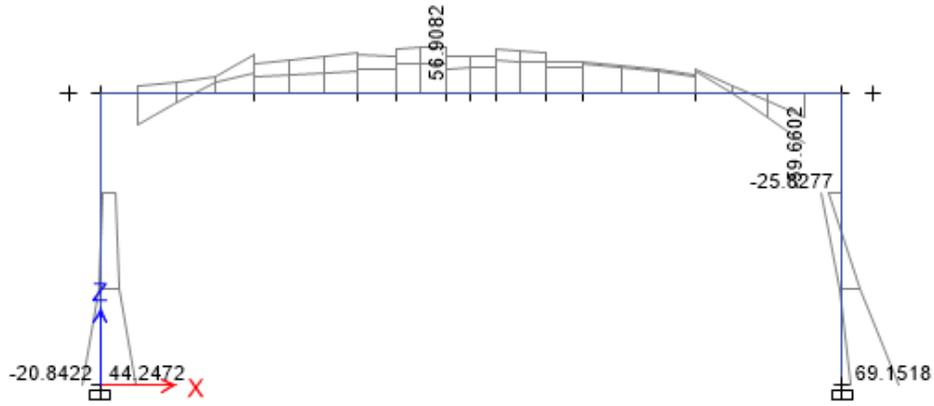


Fig. 21 Momento flexionante Eje 2.

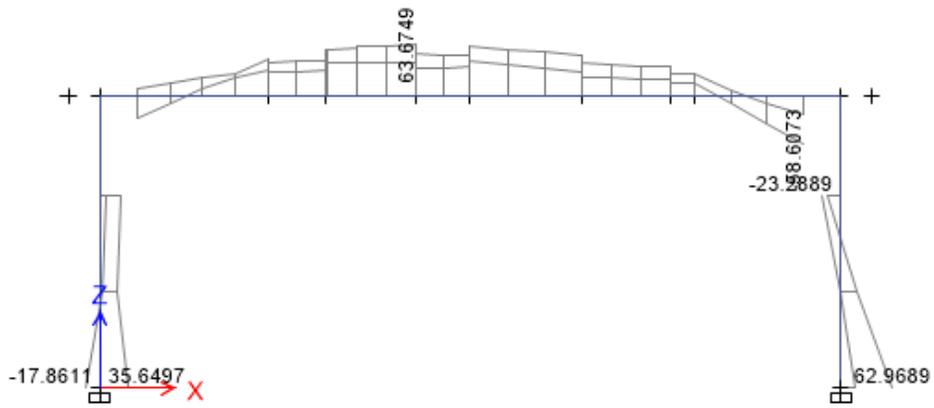


Fig. 22 Momento flexionante Eje 3.

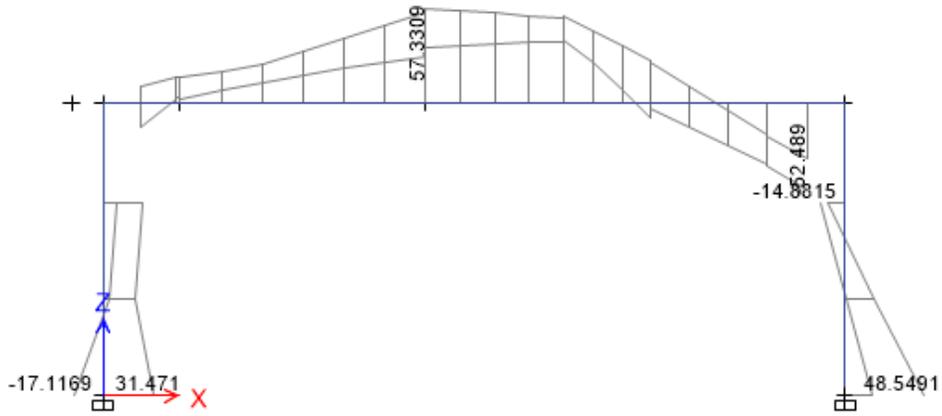


Fig. 23 Momento flexionante Eje 6.

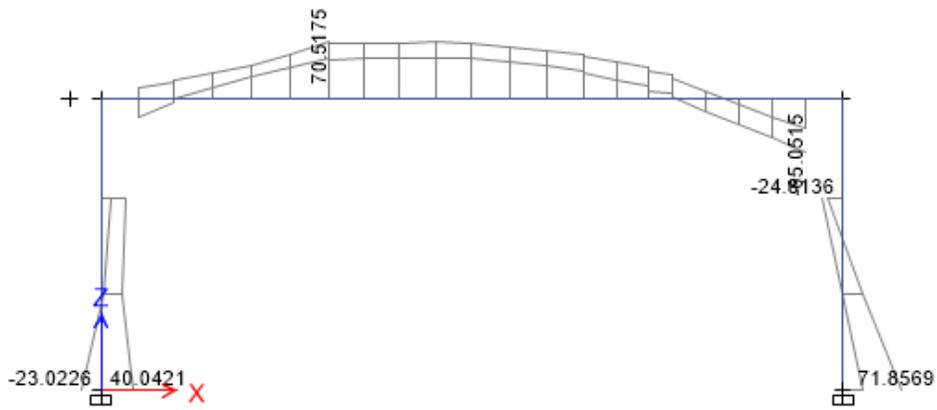


Fig. 24 Momento flexionante Eje 7.

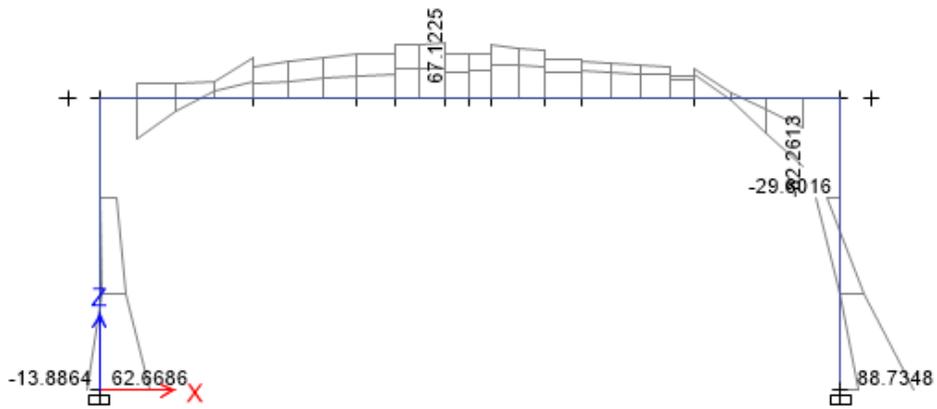


Fig. 25 Momento flexionante Eje 8.

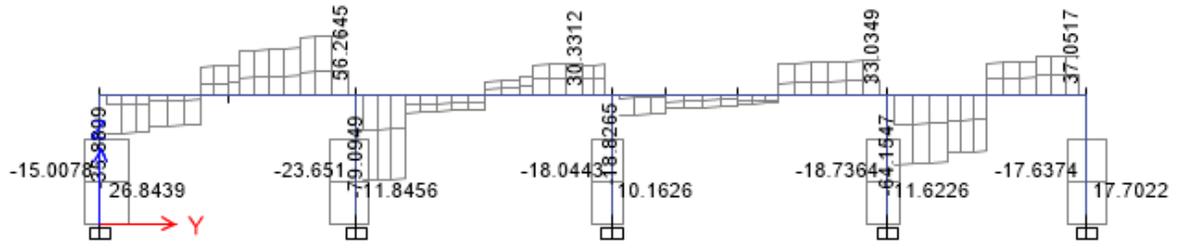


Fig. 26 Fuerza cortante Eje A.

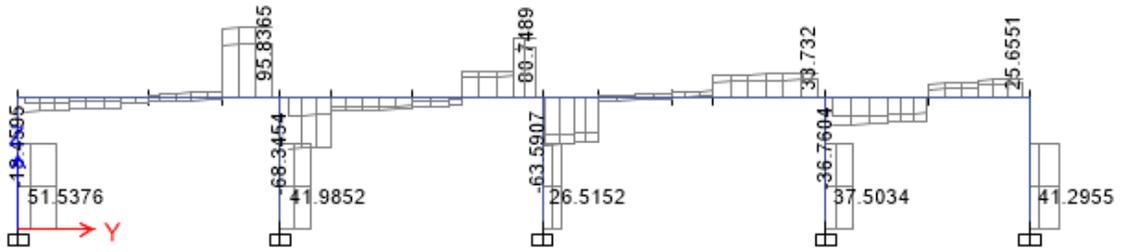


Fig. 27 Fuerza cortante Eje B.

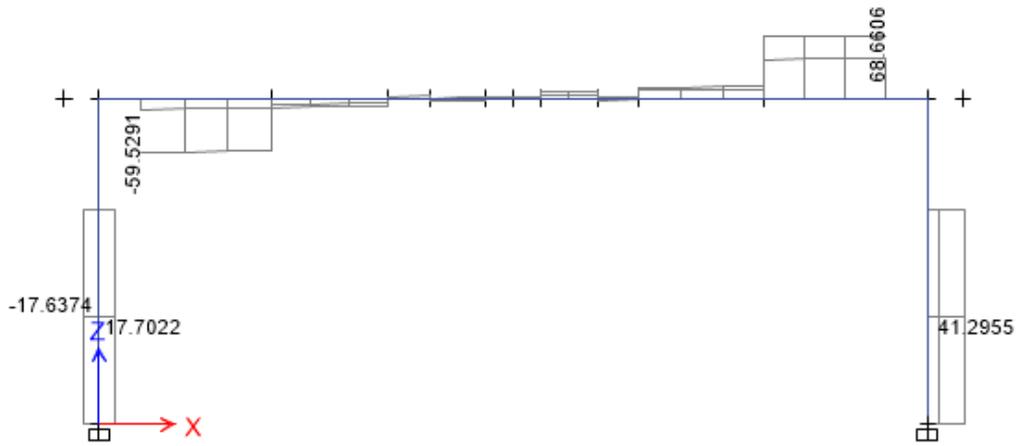


Fig. 28 Fuerza cortante Eje 2.

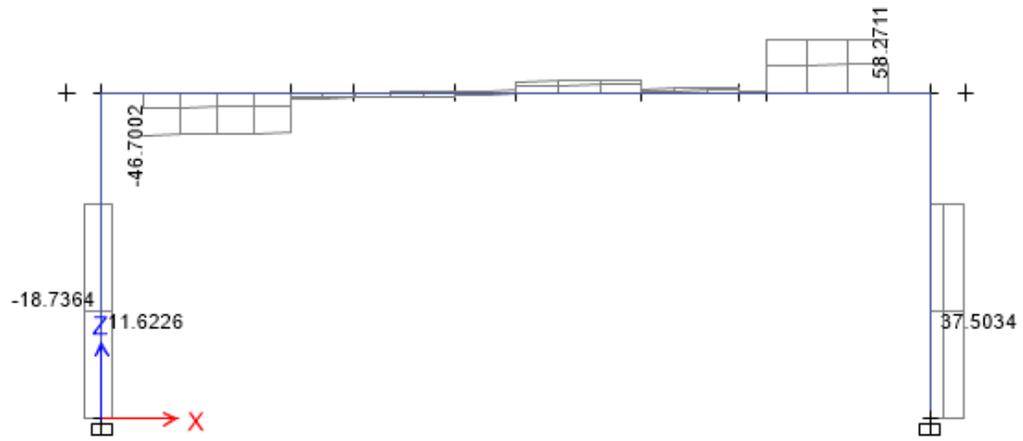


Fig. 29 Fuerza cortante Eje 3.

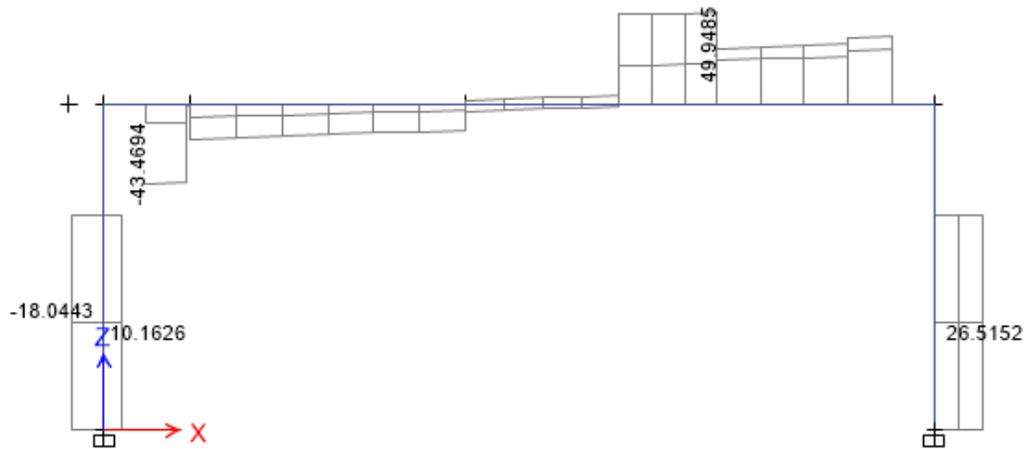


Fig. 30 Fuerza cortante Eje 6.

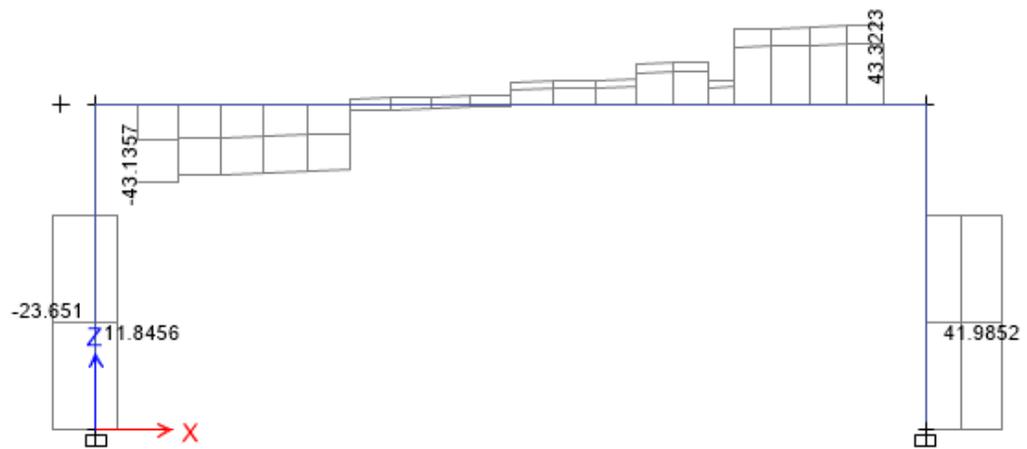


Fig. 31 Fuerza cortante Eje 7.

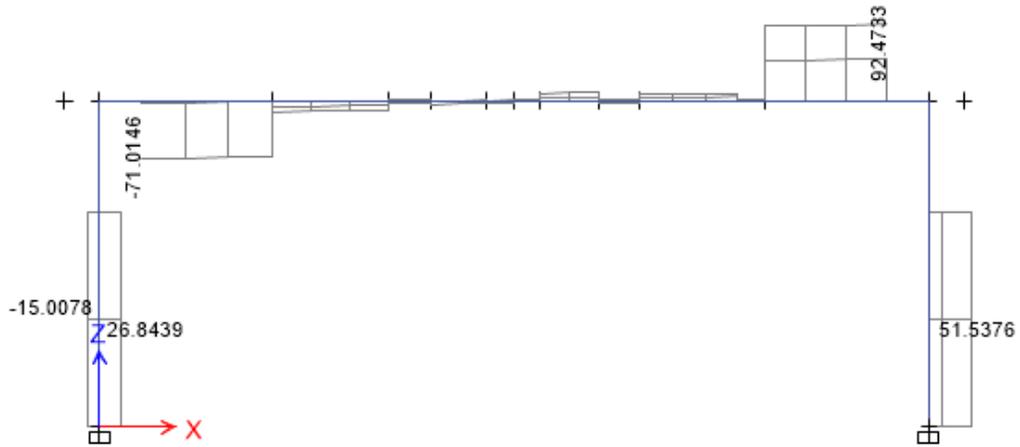


Fig. 32 Fuerza cortante Eje 8.

A continuación, en la Tabla 18, se muestra la correlación de las vigas en los planos estructurales con respecto al modelo para su mejor identificación.

Tabla 18 Correlación de vigas respecto al modelo estructural y su localización.

Viga en modelo	Eje	Entre ejes
B1	A	2-3
B2	A	7-8
B3	B	7-8
B4	B	2-3
B5	A	6-7
B6	B	6-7
B7	A	3-6
B8	B	3-6
B9	3	A-B
B10	6	A-B
B11	7	A-B
B12	2	A-B
B13	8	A-B

Por otra parte, en la Fig. 33, se muestra el detalle de armado de las vigas localizadas en el nivel un y su ubicación respecto a los ejes estructurales.

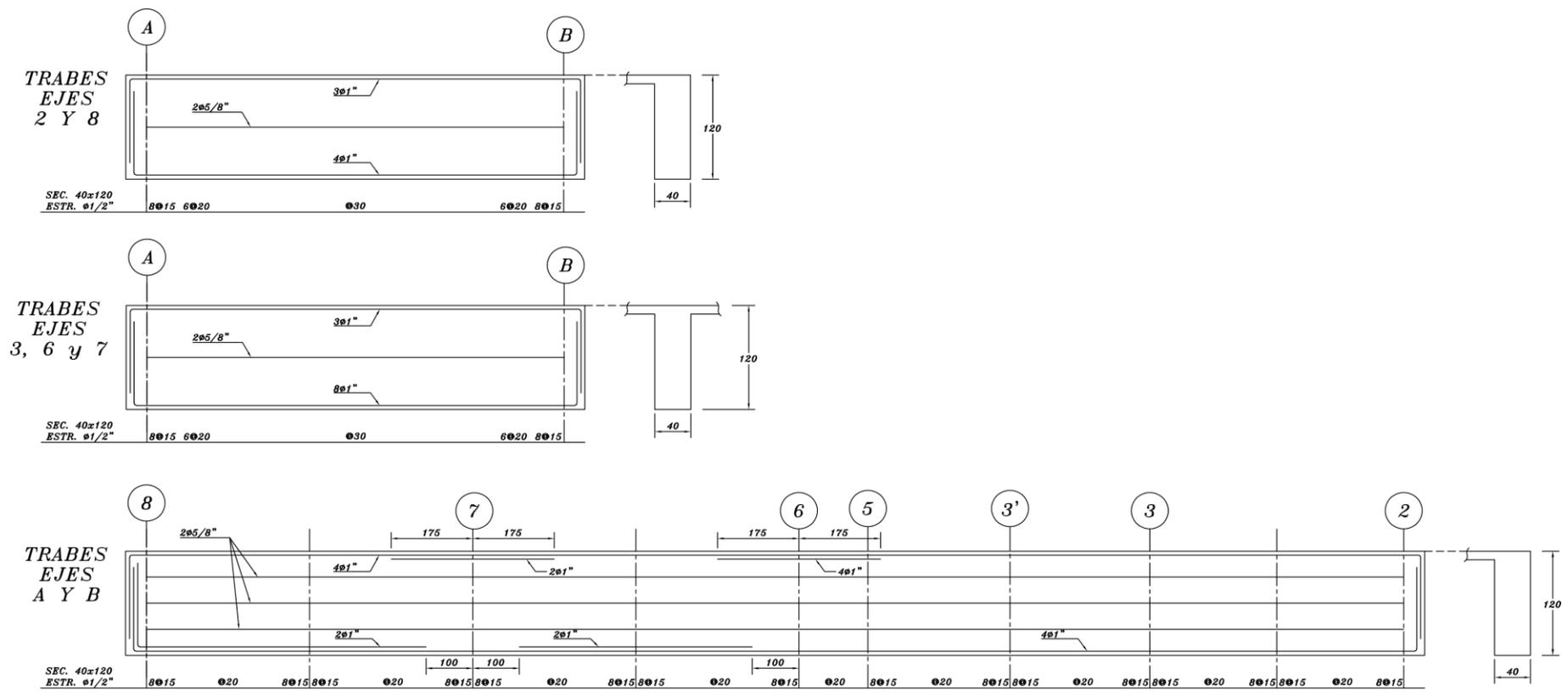


Fig. 33 Detalle de ubicación y armado de trabes tipo.

## (1) Flexión

Para la revisión a flexión de vigas se ejemplificará la secuencia de cálculo para la viga B1 por tener un momento flexionante mayor al centro del claro. El resto de las revisiones a flexión tanto para momento positivo y negativo se resumen en la Tabla 19 siguiendo una secuencia de cálculo igual a la que describe enseguida.

### Geometría

$$L := 5.45m \quad b := 40cm \quad h := 120cm \quad r := 5cm \quad d := h - r = 115 \cdot cm$$

### Material

$$f'_c := 250 \frac{kgf}{cm^2} \quad f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$$

### Constantes de cálculo

Resistencia nominal de concreto para diseñar (NTC-C 1.5.1.2)

$$f^*_c := 0.8 \cdot f'_c = 200 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Profundidad del bloque de esfuerzos a compresión (NTC-C 2.1)

$$f''_c := 0.85 \cdot f^*_c = 170 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Factor  $\beta_1$  para determinar la profundidad de la zona de compresión (NTC-C 2.1)

$$\beta_1 := \text{if} \left( f^*_c \leq 280 \frac{kgf}{cm^2}, 0.85, \max \left( 0.65, 1.05 - \frac{f^*_c}{1400 \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \right) \right) = 0.85$$

### Áreas de acero límite

Área mínima de refuerzo de secciones rectangulares (NTC-C 2.2.1)

$$A_{s,mín} := \frac{0.7 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Área de acero balanceado  
(NTC-C 2.2.2)

$$A_{s,b} := \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000 \cdot \beta_1 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{f_y + 6000 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d$$

Área máxima de refuerzo de secciones rectangulares  
sujeta a fuerzas sísmicas (NTC-C 2.2.2)

$$A_{s,m\acute{a}x} := 0.75 \cdot A_{s,b}$$

Área mínima de refuerzo

$$A_{s,m\acute{i}n} = 12.122 \cdot \text{cm}^2$$

Área máxima de refuerzo

$$A_{s,m\acute{a}x} = 69.821 \cdot \text{cm}^2$$

### Área de refuerzo longitudinal propuesto en planos

$$Cant := 4 \quad Var_{\#} := 8 \quad \phi_{Var} := \frac{Var_{\#}}{8} \text{ in} \quad A_{s_i} := Cant \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{Var}^2}{4} \quad A_{s_i} = 20.268 \cdot \text{cm}^2$$

### Cálculo del momento resistente de diseño, $M_R$ .

Factor de resistencia a flexión (NTC-C 1.7)

$$F_R := 0.9$$

Índice de refuerzo nominal (NTC-C 2.2.4.a)

$$q := \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot \frac{f_y}{f'_c}$$

Momento resistente (NTC-C 2.2.4.a)

$$M_R := F_R \cdot b \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot q \cdot (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 83.311 \cdot \text{ton} \cdot \text{m}$$

$$Pasa := \text{if}(M_R > M_u, "Sí", "No")$$

Aceptabilidad

$$Pasa = "No"$$

Como se observó en la secuencia de cálculo anterior, debido a que el momento resistente,  $M_R = 83.31 \text{ ton} \cdot \text{m}$ , es menor que el momento último aplicado en la sección,  $M_u = 94.7 \text{ ton} \cdot \text{m}$ , se puede concluir que la sección no es suficiente para resistir las cargas aplicadas. Sin embargo, como la diferencia entre los momentos último y de diseño es del orden de 13.7%, como se muestra en el siguiente cálculo, las NTC-C aceptan que el refuerzo longitudinal por

temperatura sea tomado en cuenta en la resistencia por la tanto dicha diferencia podría reducirse dentro de límites tolerables menores al 10% de diferencia.

$$\frac{M_u - M_R}{M_R} = 0.137$$

Tabla 19 Resumen de revisión de elementos a flexión para momento positivo y negativo.

Viga	Acero M+					Acero M-									
	Centro del claro					Extremo inicial					Extremo final				
	Varillas	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (ton*m)	M <sub>R</sub> (ton*m)	Pasa	Varillas	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (ton*m)	M <sub>R</sub> (ton*m)	Pasa	Varillas	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (ton*m)	M <sub>R</sub> (ton*m)	Pasa
B1	4#8	20.27	94.70	83.31	No	4#8	20.27	26.19	83.31	Sí	4#8	20.27	53.63	83.31	Sí
B2	6#8	30.40	89.10	121.37	Sí	6#8	30.40	86.03	121.37	Sí	4#8	20.27	6.02	83.31	Sí
B3	6#8	30.40	52.15	121.37	Sí	6#8	30.40	80.08	121.37	Sí	4#8	20.27	3.22	83.31	Sí
B4	4#8	20.27	46.99	83.31	Sí	4#8	20.27	25.38	83.31	Sí	4#8	20.27	41.69	83.31	Sí
B5	6#8	30.40	43.34	121.37	Sí	8#8	40.54	37.37	157.03	Sí	6#8	30.40	80.14	121.37	Sí
B6	6#8	30.40	33.41	121.37	Sí	8#8	40.54	64.37	157.03	Sí	6#8	30.40	78.02	121.37	Sí
B7	4#8	20.27	30.77	83.31	Sí	4#8	20.27	57.50	83.31	Sí	8#8	40.54	38.05	157.03	Sí
B8	4#8	20.27	44.77	83.31	Sí	4#8	20.27	60.31	83.31	Sí	8#8	40.54	66.14	157.03	Sí
B9	8#8	40.54	63.67	157.03	Sí	3#8	15.20	25.86	63.38	Sí	3#8	15.20	58.61	63.38	Sí
B10	8#8	40.54	57.33	157.03	Sí	3#8	15.20	14.89	63.38	Sí	3#8	15.20	52.49	63.38	Sí
B11	8#8	40.54	70.52	157.03	Sí	3#8	15.20	21.68	63.38	Sí	3#8	15.20	65.05	63.38	No
B12	4#8	20.27	56.91	83.31	Sí	3#8	15.20	38.31	63.38	Sí	3#8	15.20	59.66	63.38	Sí
B13	4#8	20.27	67.13	83.31	Sí	3#8	15.20	48.47	63.38	Sí	3#8	15.20	82.26	63.38	No

## (2) Cortante

Para continuar con la secuencia de cálculo de cortante resistente, V<sub>R</sub>, se revisará la viga B1 al centro del claro para utilizar los valores que se calcularon anteriormente en la sección de flexión. En la Tabla 20 se muestra el resumen para el resto de las vigas en cada sección.

### Elementos mecánicos últimos

$$M_u := 94.7 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad V_u := 51.78 \text{ ton}$$

### Refuerzo longitudinal en la sección

$$Cant := 4 \quad Var_{\#} := 8 \quad \phi_{Var} := \frac{Var_{\#}}{8} \text{ in} \quad A_{s_i} := Cant \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{Var}^2}{4} \quad A_{s_i} = 20.268 \cdot \text{cm}^2$$

Cuantía de refuerzo a tensión en la sección

$$p := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.004$$

## Cálculo de la resistencia a cortante en la sección

Factor de resistencia a cortante (NTC-C 1.7)

$$F_R := 0.8$$

Factor de reducción de  $V_{cR}$  en elementos apertados. (NTC-C 2.5.1)

$$F_{VcR} := \text{if} \left[ h < 700\text{mm}, 1, \max \left[ 1 - 0.0004 \cdot \left( \frac{h}{\text{mm}} - 700 \right), 0.8 \right] \right] \quad F_{VcR} = 0.8$$

Reacciones\_comprimidas := 1

Sí = 1  
No = 0

$$\frac{L}{h} = 4.542$$

Cortante máximo admisible en la sección (NTC-C 2.5.2.4)

$$V_{u,máx} := 2.5 \cdot \left( F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right)$$

$$V_{u,máx} = 130.108 \cdot \text{ton}$$

Aceptabilidad

$Pasa := \text{if} (V_u < V_{u,máx}, \text{"Sí. Sección suficiente"}, \text{"No. Cambiar sección"})$

$Pasa = \text{"Sí. Sección suficiente"}$

Si  $\frac{L}{h} \geq 5$  y  $p < 0.015$  (NTC-C 2.5.1.1)

$$V_{cR,1} := F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 14.995 \cdot \text{ton}$$

Si  $\frac{L}{h} \geq 5$  y  $p \geq 0.015$  (NTC-C 2.5.1.1)

$$V_{cR,2} := 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 26.022 \cdot \text{ton}$$

$$V_{cR,3} := \text{if} (p < 0.015, V_{cR,1}, V_{cR,2}) = 14.995 \cdot \text{ton}$$

Si  $\frac{L}{h} < 4$  y, además, las cargas y reacciones comprimen

directamente las caras superior e inferior de la viga (NTC-C 2.5.1.1)

$$V_{cR,4} := \min \left[ \left( 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right), \max \left[ \left( 3.5 - 2.5 \cdot \frac{M_u}{V_u \cdot d} \right), 1 \right], 1.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right] = 26.022 \cdot \text{ton}$$

Si  $\frac{L}{h} < 4$  y, además, las cargas y reacciones no comprimen

directamente las caras superior e inferior de la viga  
(NTC-C 2.5.1.1)

$$V_{cR,5} := \min \left[ \left( 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right), 1.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right] = 26.022 \cdot \text{ton}$$

$$V_{cR,6} := \text{if} \left( \text{Reacciones\_comprimidas} = 1, V_{cR,4}, V_{cR,5} \right) = 26.022 \cdot \text{ton}$$

$$V_{cR} := \begin{cases} V_{cR,6} & \text{if } \frac{L}{h} < 4 \\ \left( V_{cR,3} - V_{cR,6} \right) \cdot \left( \frac{L}{h} - 4 \right) + V_{cR,6} & \text{if } 4 \leq \frac{L}{h} < 5 \\ V_{cR,3} & \text{if } \frac{L}{h} \geq 5 \end{cases}$$

$$V_{cR} = 20.049 \cdot \text{ton}$$

Cortante resistente del concreto (NTC-C 2.5.1.1)

$$V_{cR} := F_{VcR} \cdot V_{cR}$$

$$V_{cR} = 16.039 \cdot \text{ton}$$

### Refuerzo transversal propuesto en planos

$$\text{Ramas} := 2 \quad \text{Var}_{\#} := 4 \quad \phi_{Var} := \frac{\text{Var}_{\#}}{8} \text{ in} \quad A_v := \text{Ramas} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{Var}^2}{4} \quad A_v = 2.534 \cdot \text{cm}^2$$

Separación propuesta

$$s := 15 \text{ cm}$$

Cortante resistente del acero

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

$$V_{sR} = 65.264 \cdot \text{ton}$$

$$V_R := V_{sR} + V_{cR}$$

Cortante resistente en la sección

$$V_R = 81.303 \cdot \text{ton}$$

Pasa = "Sí"

Tabla 20 Resumen de revisión de elementos a cortante.

Viga	L	Centro del claro				Extremo inicial				Extremo final			
	(m)	Estribos	V <sub>u</sub> (ton)	V <sub>R</sub> (ton)	Pasa	Estribos	V <sub>u</sub> (ton)	V <sub>R</sub> (ton)	Pasa	Estribos	V <sub>u</sub> (ton)	V <sub>R</sub> (ton)	Pasa
B1	5.45	#4@15	51.78	81.30	Sí	#4@15	37.05	90.49	Sí	#4@15	64.15	87.82	Sí
B2	7.00	#4@15	68.44	79.09	Sí	#4@15	56.26	79.09	Sí	#4@15	71.01	77.26	Sí
B3	7.00	#4@15	6.73	79.09	Sí	#4@15	95.84	79.09	No	#4@15	18.46	77.26	Sí
B4	5.45	#4@15	31.53	81.30	Sí	#4@15	25.66	84.61	Sí	#4@15	36.76	81.63	Sí
B5	7.00	#4@15	12.76	79.09	Sí	#4@15	30.33	80.93	Sí	#4@15	79.09	79.09	Sí
B6	7.00	#4@15	14.66	79.09	Sí	#4@15	80.74	80.93	Sí	#4@15	68.35	79.09	Sí
B7	7.53	#4@15	29.39	77.26	Sí	#4@15	33.03	77.26	Sí	#4@15	18.83	80.93	Sí
B8	7.53	#4@15	59.64	77.26	Sí	#4@15	33.73	77.26	Sí	#4@15	63.59	80.93	Sí
B9	8.90	#4@30	2.01	48.30	Sí	#4@15	46.70	76.34	Sí	#4@15	58.27	76.34	Sí
B10	8.90	#4@30	3.32	48.30	Sí	#4@15	43.47	76.34	Sí	#4@15	36.50	76.34	Sí
B11	8.90	#4@30	4.95	48.30	Sí	#4@15	43.14	76.34	Sí	#4@15	43.32	76.34	Sí
B12	8.90	#4@30	1.38	44.63	Sí	#4@15	59.53	76.34	Sí	#4@15	68.66	76.34	Sí
B13	8.90	#4@30	2.39	44.63	Sí	#4@15	71.01	76.34	Sí	#4@15	92.47	76.34	No

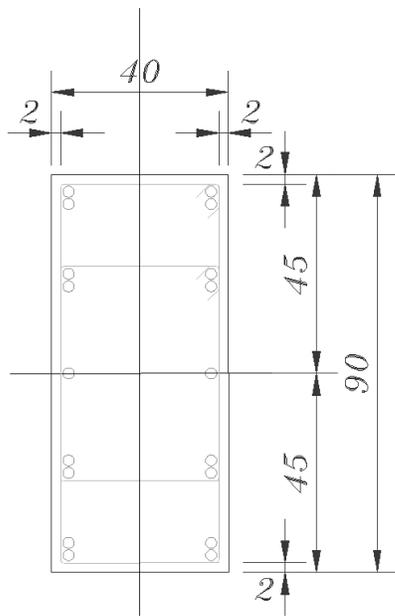
Se tiene que dos algunos elementos no cumplen con la resistencia necesaria que son las vigas B3 y B13.

### b) Elemento columna

Como se observa en la Fig. 11, las columnas en el primer nivel se encuentran localizadas en la intersección de los ejes. Asimismo, se especifican dos tipos de columnas, K-1 y K-2, de 40 cm x 90 cm, pero con diferente armado cada una. La columna K-1 se encuentra localizada en las esquinas mientras que la columna K-2 se localiza en la zona central, tal y como se muestra en la Tabla 21. En la Fig. 34 se muestra el detalle de armado para cada columna.

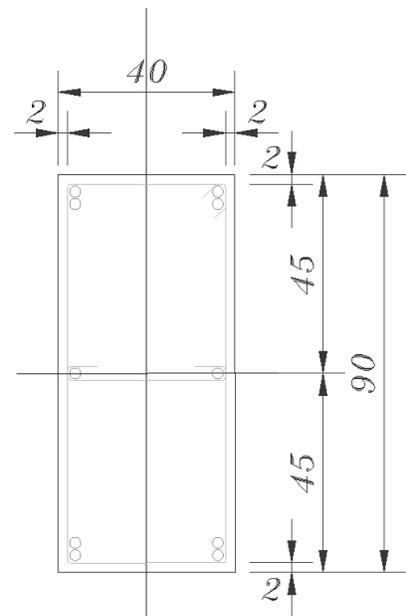
Tabla 21 Localización de columnas por tipo y áreas de acero longitudinal.

Localización	Columna tipo	Varillas longitudinales	Diámetro	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
A-2	K-1	18	1"	91.2
A-3	K-2	10	1"	50.7
A-6	K-2	10	1"	50.7
A-7	K-2	10	1"	50.7
A-8	K-1	18	1"	91.2
B-2	K-1	18	1"	91.2
B-3	K-2	10	1"	50.7
B-6	K-2	10	1"	50.7
B-7	K-2	10	1"	50.7
B-8	K-1	18	1"	91.2



( ◯ ) 18 VARS. φ1"  
 ESTR. φ1/2" @20  
 2 SERIES

*COLUMNA K-1*



( ◯ ) 10 VARS. φ1"  
 ESTR. φ1/2" @20  
 2 SERIES

*COLUMNA K-2*

Fig. 34 Detalle de columnas tipo.

### (1) Flexocompresión

Las NTC-C especifican que toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante (NTC-C 2.3). Asimismo, especifica que la excentricidad de diseño no será menor que  $0.05h \geq 20$  mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión (NTC-C 2.2.5).

Para la revisión de compresión y flexión en dos direcciones (NTC-C 2.3.2) puede utilizarse la siguiente expresión.

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{R0}}$$

Donde

$P_R$  Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

$P_{R0}$  Carga axial resistente suponiendo  $e_x = e_y = 0$ .

$P_{Rx}, P_{Ry}$  Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad,  $e_x$  y  $e_y$ , respectivamente.

El procedimiento para determinar la resistencia a flexocompresión de columnas se detalla para la columna K-1.

Como primer paso, para identificar la combinación de diseño para la cual se revisará la columna se grafican todas las parejas ordenadas de carga axial, P, y momento flexionante, M, resultantes del análisis estructural (Fig. 35; **Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

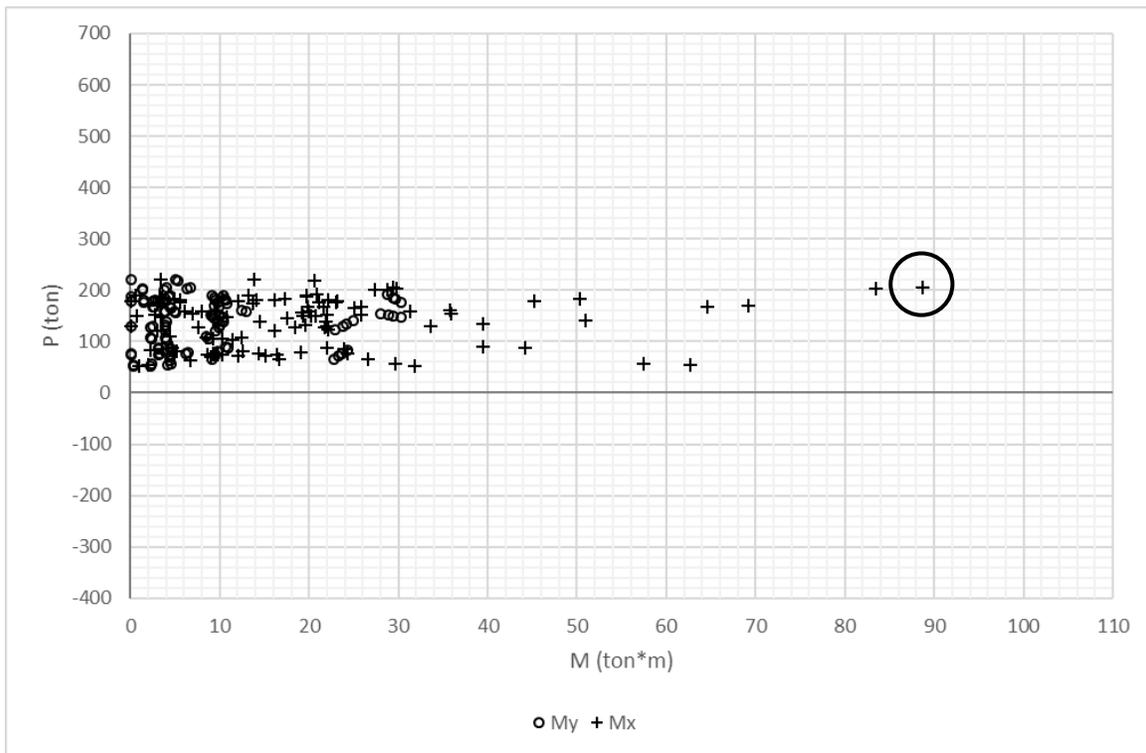


Fig. 35 Relación P-M para la columna K-1 en direcciones X e Y.

Se observa que el punto que rige al diseño corresponde a la combinación de carga siguiente (Tabla 22). Con los valores de los elementos que ahí se mencionan se procede al cálculo de las excentricidades acorde a las siguientes expresiones.

$$e_x = \frac{M_x}{P}; \quad e_y = \frac{M_y}{P}$$

Tabla 22 Combinación de diseño en columna K-1.

Nivel	Columna	Combinación	P (ton)	$M_x$ (ton*m)	$M_y$ (ton*m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
1	C4	R02	205.45	88.73	6.66	0.43	0.03

Revisión de excentricidades de diseño mínimas.

$$h_x := 90\text{cm} \quad e_{x,mín} := 0.05h_x = 0.045\text{ m}$$

$$h_y := 40\text{cm} \quad e_{y,mín} := 0.05h_y = 0.02\text{ m}$$

Por lo tanto, debido a que las excentricidades calculadas resultan mayores que las excentricidades mínimas calculadas, en ambas direcciones, las excentricidades de diseño quedan de la siguiente manera (Tabla 23).

*Tabla 23 Excentricidades de diseño para la columna K-1.*

Nivel	Columna	Combinación	P (ton)	M <sub>x</sub> (ton*m)	M <sub>y</sub> (ton*m)	e <sub>x</sub> (m)	e <sub>y</sub> (m)
1	C4	R02	205.45	88.73	6.66	0.43	0.03

Una vez que se tienen los valores de las excentricidades, se está en posibilidad de trazar el diagrama de interacción de la columna K-1 para las dos direcciones con las excentricidades calculadas anteriormente. Los valores del diagrama de interacción se calcularon mediante Etabs 2015 y corresponden a resistencias de diseño de la sección, es decir, corresponde a la resistencia nominal de la sección multiplicada por los factores de reducción de resistencia, F<sub>R</sub>, según sea el caso (Fig. 36).

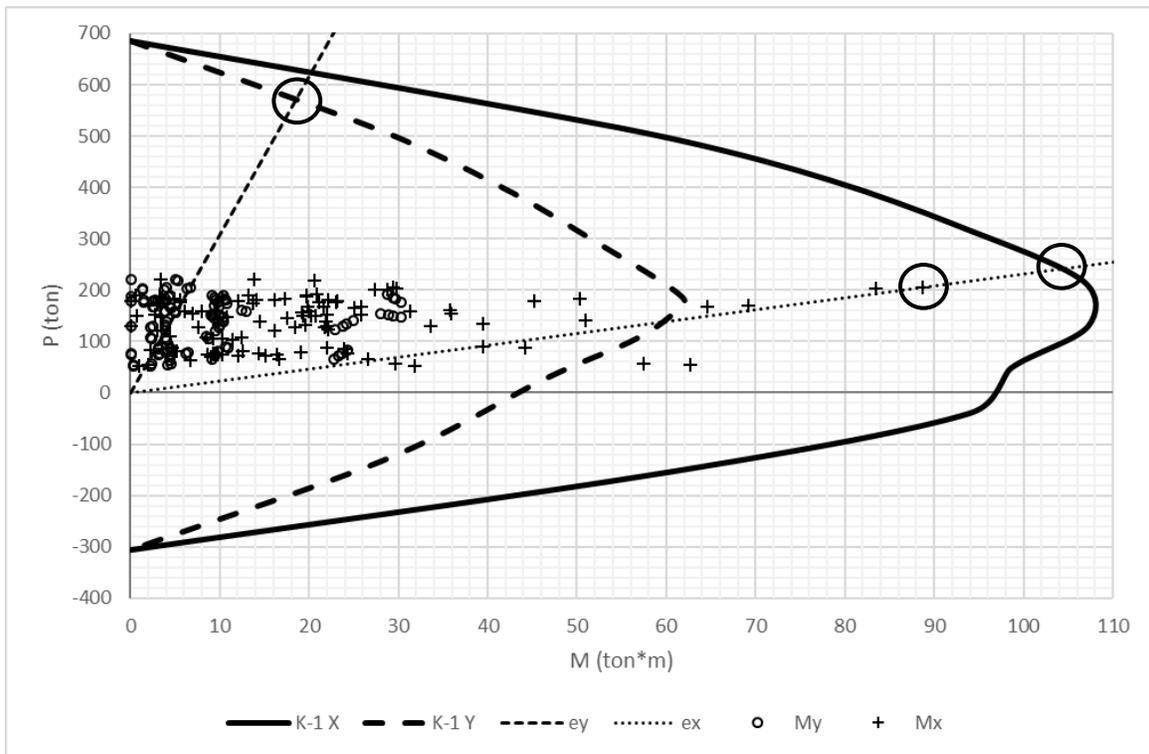


Fig. 36 Diagrama de interacción y excentricidades de diseño para la columna K-1.

De la Fig. 36 se leen los valores correspondientes a  $P_{Rx}$ ,  $P_{Ry}$  y  $P_{R0}$ .

$$P_{Rx} := 240\text{ton} \quad M_x := 104\text{ton}\cdot\text{m} \quad e_x := \frac{M_x}{P_{Rx}} = 0.43\text{ m}$$

$$P_{Ry} := 570\text{ton} \quad M_y := 18.6\text{ton}\cdot\text{m} \quad e_y := \frac{M_y}{P_{Ry}} = 0.03\text{ m}$$

$$P_{R0} := 684\text{ton} \quad M_0 := 0$$

Con los valores calculados se obtiene la resistencia de diseño de la columna,  $P_R$ , como sigue.

$$P_R := \frac{I}{\frac{I}{P_{Rx}} + \frac{I}{P_{Ry}} - \frac{I}{P_{R0}}} = 224.262\text{ ton}$$

Se observa que la resistencia de la columna,  $P_R$ , es mayor a la carga última,  $P_U$ , por lo tanto, se concluye que la columna tiene la capacidad adecuada para resistir las acciones sobre ella.

$$P_R = 224.3 \text{ ton} > P_u = 205.5 \text{ ton}$$

De forma análoga se procede a calcular la resistencia de diseño de la columna K-2 para la combinación de diseño que se muestra en la Tabla 24.

Tabla 24 Combinación de diseño y excentricidades para la columna K-2.

Nivel	Columna	Combinación	P (ton)	$M_x$ (ton*m)	$M_y$ (ton*m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
1	C6	R02	203.67	71.86	13.84	0.35	0.07

Los valores que se muestran enseguida corresponde a lecturas hechas a partir del diagrama de interacción de la columna K-2 que presenta en la Fig. 37. Se muestran las excentricidades de diseño, así como la combinación de carga que rige a la columna.

$$P_{Rx} := 250 \text{ ton} \quad M_x := 87 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad e_x := \frac{M_x}{P_{Rx}} = 0.35 \text{ m}$$

$$P_{Ry} := 390 \text{ ton} \quad M_y := 27 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad e_y := \frac{M_y}{P_{Ry}} = 0.07 \text{ m}$$

$$P_{R0} := 571 \text{ ton} \quad M_0 := 0$$

$$P_R := \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} = 207.78 \text{ ton}$$

Se observa que la resistencia de la columna,  $P_R$ , es mayor a la carga última,  $P_U$ , por lo tanto, se concluye que la columna tiene la capacidad adecuada para resistir las acciones sobre ella.

$$P_R = 207.8 \text{ ton} > P_u = 203.7 \text{ ton}$$

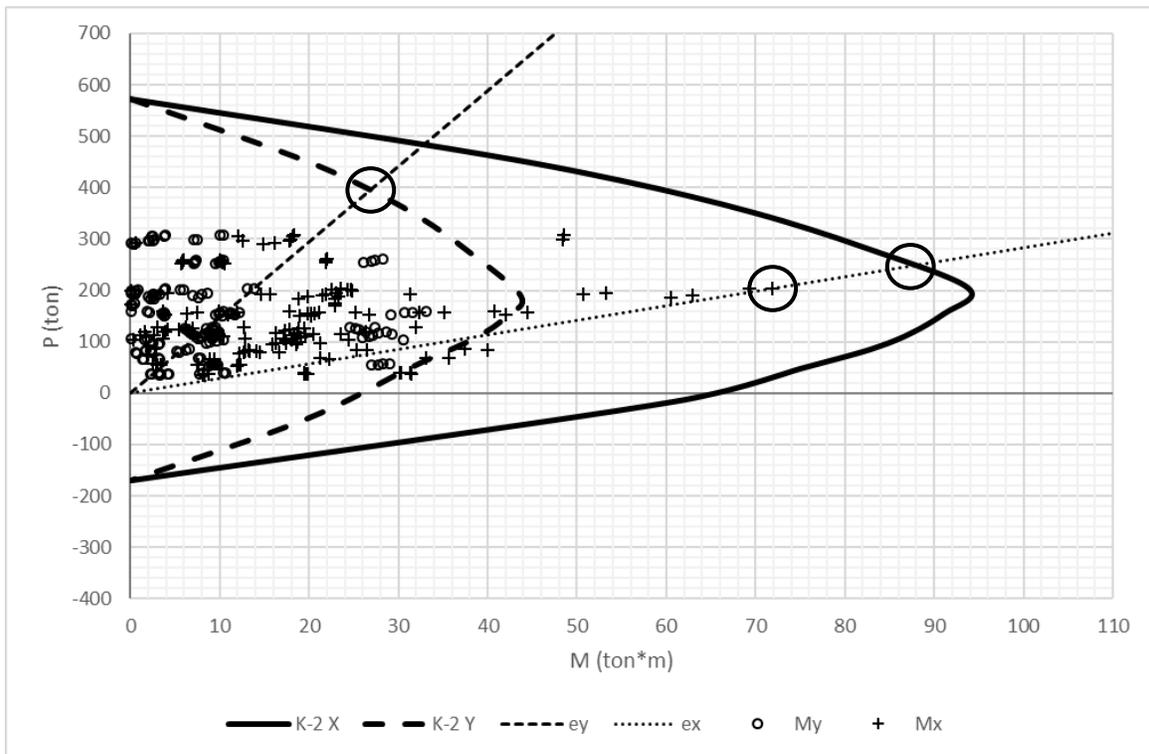


Fig. 37 Diagrama de interacción y excentricidades de diseño para la columna K-2.

## (2) Cortante

Para la revisión a fuerza cortante en miembros sujetos a flexocompresión, las NTC-C, especifican la comparación del valor de  $P_u$ , respecto a la siguiente ecuación.

$$F.R \left( 0.7 \cdot f^*_{.c} \cdot A_{.g} + 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} A_{.s} \right)$$

Si  $P_u$  no excede el valor anterior, la fuerza cortante que resiste el concreto,  $V_{CR}$ , se obtendrá multiplicando los valores dados por las ecuaciones 1 o 2, según sea el caso, por un factor definido a continuación.

$$\text{Factor} := 1 + 0.007 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{P_u}{A_g}$$

$$1. \text{ Si } p < 0.015 \quad V_{cR,1} := F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

$$2. \text{ Si } p \geq 0.015 \quad V_{cR,2} := 0.5 \cdot F_R \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}$$

Donde la cuantía,  $p$ , se considerará como el área de las barras más próximas a la cara de tensión o a la de compresión y  $b$   $d$  será sustituido por el área bruta,  $A_g$ .

Para la revisión a cortante se utilizarán los valores de fuerza cortante correspondientes a la columna K.1 que se presentan en la Tabla 25.

Tabla 25 Combinación de diseño para revisión a cortante en columna K-1.

Nivel	Columna	Combinación	P (ton)	V <sub>x</sub> (ton)	V <sub>y</sub> (ton)
1	C4	R02	205.45	2.32	51.54

Se ejemplificará el cálculo en la dirección Y por presentar la mayor fuerza cortante en esa dirección.

$$P_u := 205.45 \text{ ton} \quad V_u := 51.54 \text{ ton}$$

### Geometría

$$b := 40 \text{ cm} \quad h := 90 \text{ cm} \quad A_g := b \cdot h = 3600 \text{ cm}^2 \quad r := 5.81 \text{ cm} \quad d := h - r = 84.19 \text{ cm}$$

### Refuerzo longitudinal propuesto

$$Cant := 18 \quad Var_{\#} := 8 \quad \phi_{Var} := \frac{Var_{\#}}{8} \text{ in} \quad A_{s_i} := Cant \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{Var}^2}{4} \quad A_{s_i} = 91.207 \cdot \text{cm}^2$$

### Acero en fibra extrema a tensión

$$Cant := 4 \quad Var_{\#} := 8 \quad \phi_{Var} := \frac{Var_{\#}}{8} \text{ in} \quad A_{sT} := Cant \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{Var}^2}{4} \quad A_{sT} = 20.268 \cdot \text{cm}^2$$

## Cuantía de refuerzo

$$p := \frac{A_s T}{A_g} = 0.006$$

## Comparación de $P_u$

$$F_R \cdot \left( 0.7 \cdot f_c^* \cdot A_g + 2000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} A_s \right) = 549.132 \text{ ton} \quad P_u = 205.42 \text{ ton} < 549.132 \text{ ton}$$

## Cálculo de $V_{cR}$

1. Si  $p < 0.015$

$$V_{cR,1} := F_R \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \cdot \sqrt{f_c^* \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 11.91 \text{ ton}$$

## Cálculo de factor aplicado a $V_{cR}$

$$\text{Factor} := 1 + 0.007 \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{P_u}{A_g} = 1.399$$

$$V_{cR} := \text{Factor} \cdot V_{cR,1} = 16.668 \text{ ton}$$

## Refuerzo transversal

$$\text{Ramas} := 2 \quad \text{Var}_{\#} := 4 \quad \phi_{\text{Var}} := \frac{\text{Var}_{\#}}{8} \text{ in} \quad A_v := \text{Ramas} \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{\text{Var}}^2}{4} \quad A_v = 2.534 \cdot \text{cm}^2$$

Separación propuesta	$s := 20cm$
Cortante resistente del acero	$V_{sR} := \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$ $V_{sR} = 35.834 \cdot ton$
Cortante resistente en la sección	$V_R := V_{sR} + V_{cR}$ $V_R = 52.502 \cdot ton$
Aceptabilidad	$Pasa := if(V_R \geq V_u, "Sí", "No")$  $Pasa = "Sí"$

Se observa que la resistencia de la columna a cortante,  $V_R$ , es mayor a la fuerza cortante última,  $V_u$ , por lo tanto, se concluye que la columna tiene la capacidad adecuada para resistir las acciones sobre ella.

$$V_R = 52.5 ton > V_u = 51.5 ton$$

Con lo visto hasta ahora, se puede concluir que las columnas tienen una capacidad suficiente para resistir las cargas axiales, momentos flexionantes y fuerzas cortantes que actúan sobre ellas.

### **III. Comparación del comportamiento del caso práctico proponiendo un cambio en las fuerzas sísmicas variando el factor de irregularidad en elevación**

Como se vio en el capítulo anterior, la edificación de la que se trata es una edificación fuertemente irregular debido al cambio brusco de rigidez del primer nivel con respecto al resto de la estructura. Esto influye directamente en las fuerzas sísmicas por el llamado factor de irregularidad que afecta a toda la estructura.

En el presente capítulo se propone analizar la variación del comportamiento de la estructura aplicando únicamente el factor de irregularidad antes mencionado únicamente al nivel que le corresponde, a saber, el Nivel 1 y dejando al resto de la estructura afectado por el factor de irregularidad que le correspondería si no tuviera un cambio de rigidez tan brusco en elevación. Es decir, se pretende analizar la edificación con un factor de irregularidad de 0.7 aplicado al Nivel 1 y un factor de irregularidad de 0.8 en los siguientes niveles.

Para tener mejor control de este cálculo se emplea el análisis sísmico realizado en el capítulo anterior con la modificación de las fuerzas que implica el cambio de factor de irregularidad. Las fuerzas calculadas se presentan en la Tabla 26.

Debido a que lo único que se modifica son las fuerzas sísmicas el resto de los cálculos realizados con respecto al centro de masa, centro de rigidez, excentricidades de diseño, efectos bidireccionales y combinaciones de carga permanece constante.

*Tabla 26 Análisis sísmico estático variando el factor de irregularidad en Nivel 1.*

Nivel	$W_i$	$H_i$	$h_i$	$W_i h_i$	Q	c	$F_{irregularidad}$	$F_{importancia}$	c	$Q'_{corregido}$	$c/Q'_{corregido}$	$F_i$	$V_i$
#	(ton)	(m)	(m)	(ton*m)									
6	47.56	3.50	21.00	998.79	1.50	0.16	0.80	1.00	0.16	1.20	0.13	12.51	12.51
5	267.46	3.50	17.50	4680.62	1.50	0.16	0.80	1.00	0.16	1.20	0.13	58.60	71.11
4	267.46	3.50	14.00	3744.50	1.50	0.16	0.80	1.00	0.16	1.20	0.13	46.88	117.99
3	267.46	3.50	10.50	2808.37	1.50	0.16	0.80	1.00	0.16	1.20	0.13	35.16	153.15
2	267.46	3.50	7.00	1872.25	1.50	0.16	0.80	1.00	0.16	1.20	0.13	23.44	176.59
1	308.39	3.50	3.50	1079.36	1.50	0.16	0.70	1.00	0.16	1.05	0.15	15.44	192.04
	1425.81			15183.89								192.04	

#### **1. Desplazamientos laterales**

Con base en el análisis estructural, aplicando las fuerzas sísmicas calculadas anteriormente con los factores de irregularidad modificados, se pretende revisar los desplazamientos

laterales para observar qué tanto se deforma la estructura lateralmente en función de la altura. Los desplazamientos obtenidos del modelo son multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, Q, para obtener los desplazamientos reales. Los resultados se enlistan en la Tabla 27. Asimismo, en la Fig. 38 y Fig. 39 se puede observar su variación gráficamente para cada dirección y caso de carga.

Tabla 27 Desplazamientos laterales para cada caso de carga.

SISMOESTX-1			
Nivel	H <sub>i</sub>	Desplazamiento (cm)	Q * Desplazamiento (cm)
	m	X	X
6	21.00	1.552	2.33
5	17.50	1.411	2.12
4	14.00	1.137	1.71
3	10.50	0.832	1.25
2	7.00	0.527	0.79
1	3.50	0.282	0.42
Base	0.00	0	0.00
SISMOESTY-1			
Nivel	H <sub>i</sub>	Desplazamiento (cm)	Q * Desplazamiento (cm)
	m	Y	Y
6	21.00	0.917	1.38
5	17.50	0.968	1.45
4	14.00	0.847	1.27
3	10.50	0.716	1.07
2	7.00	0.584	0.88
1	3.50	0.474	0.71
Base	0.00	0	0.00
SISMOESTX-2			
Nivel	H <sub>i</sub>	Desplazamiento (cm)	Q * Desplazamiento (cm)
	m	X	X
6	21.00	1.286	1.93
5	17.50	1.12	1.68
4	14.00	0.903	1.35
3	10.50	0.658	0.99
2	7.00	0.409	0.61
1	3.50	0.219	0.33
Base	0.00	0	0.00
SISMOESTY-2			
Nivel	H <sub>i</sub>	Desplazamiento (cm)	Q * Desplazamiento (cm)
	m	Y	Y
6	21.00	0.859	1.29

5	17.50	0.824	1.24
4	14.00	0.732	1.10
3	10.50	0.632	0.95
2	7.00	0.532	0.80
1	3.50	0.45	0.68
Base	0.00	0	0.00

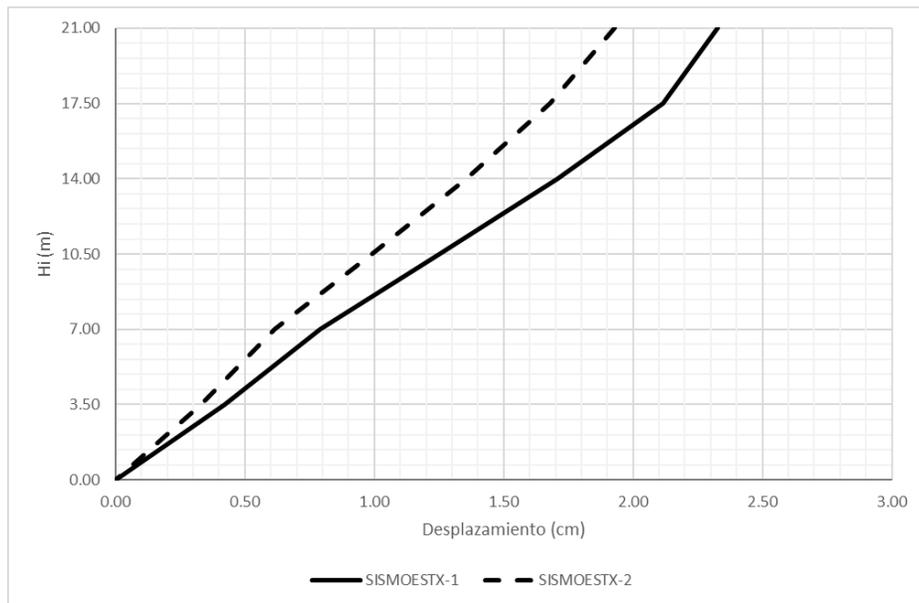


Fig. 38 Desplazamientos laterales en dirección X.

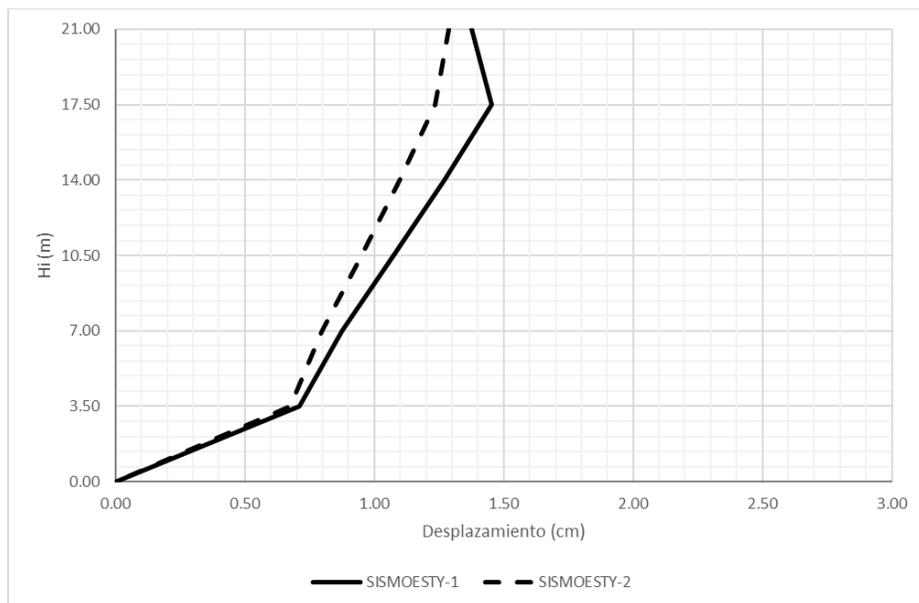


Fig. 39 Desplazamientos laterales en dirección Y.

Se observa que, debido a la reducción de fuerzas sísmicas en la estructura, por la aplicación de un factor de irregularidad mayor en los pisos superiores, los desplazamientos son sensiblemente menores que los obtenidos en el análisis estructural empleando un factor de irregularidad general en la estructura. Sin embargo, las trazas que definen estos desplazamientos en las gráficas permanecen prácticamente igual que el caso anterior.

## **2. Derivas de entrepiso**

Otra revisión que es de utilidad para identificar la variación del comportamiento con respecto al análisis estructural como lo marcan las Normas es la revisión de las derivas de entrepiso. En la Tabla 28 se muestran los resultados obtenidos para el segundo análisis con las fuerzas sísmicas reducidas.

Se tiene que las derivas sufren una reducción, sin embargo, el porcentaje de variación respecto al primer nivel sólo se disminuyó, en promedio, un punto porcentual respecto al caso donde el factor de irregularidad se aplicó de forma general.

En las figuras 40 y 41 se aprecia gráficamente las derivas de entrepiso para este segundo análisis para cada dirección de análisis. En las figuras 42 y 43, se muestra la variación de las mismas respecto al primer nivel. En todas ellas la reducción fue mínima, pero conservando prácticamente la misma forma que el primer análisis.

Es de notar que, aunque la fuerza sísmica aplicada al primer nivel de la estructura permaneció inalterada, tanto los desplazamientos como las derivas presentaron un decremento en sus valores prácticamente en la misma proporción. En la Tabla 29 se muestra una comparación de las derivas obtenidas en el primer análisis estructural con respecto al segundo para cada caso de carga. Se aprecia que la variación porcentual, calculada nivel a nivel, de las derivas de entrepiso es del orden de 12.5% para todos los casos, incluso en el primer nivel cuya fuerza sísmica aplicada permaneció exactamente igual.

Tabla 28 Derivas de entrepiso para cada caso de carga y su variación porcentual respecto al Nivel 1.

SISMOESTX-1						
Nivel	H <sub>i</sub>	Deriva X	Q*Deriva X	Deriva admisible	Pasa	Variación
	m					%
6	21	0.0010	0.0015	0.006	Sí	122%
5	17.5	0.0008	0.0012	0.006	Sí	97%
4	14	0.0009	0.0013	0.006	Sí	108%
3	10.5	0.0009	0.0013	0.006	Sí	108%
2	7	0.0007	0.0010	0.006	Sí	87%
1	3.5	0.0008	0.0012	0.006	Sí	100%
Base	0	0.0000	0.0000	0.006	Sí	0%
SISMOESTY-1						
Nivel	H <sub>i</sub>	Deriva Y	Q*Deriva Y	Deriva admisible	Pasa	Variación
	m					%
6	21	0.0003	0.0004	0.006	Sí	22%
5	17.5	0.0003	0.0005	0.006	Sí	26%
4	14	0.0004	0.0006	0.006	Sí	28%
3	10.5	0.0004	0.0006	0.006	Sí	28%
2	7	0.0003	0.0005	0.006	Sí	23%
1	3.5	0.0013	0.0020	0.006	Sí	100%
Base	0	0.0000	0.0000	0.006	Sí	0%
SISMOESTX-2						
Nivel	H <sub>i</sub>	Deriva X	Q*Deriva X	Deriva admisible	Pasa	Variación
	m					%
6	21	0.0007	0.0011	0.006	Sí	114%
5	17.5	0.0006	0.0009	0.006	Sí	99%
4	14	0.0007	0.0011	0.006	Sí	112%
3	10.5	0.0007	0.0011	0.006	Sí	113%
2	7	0.0005	0.0008	0.006	Sí	87%
1	3.5	0.0006	0.0009	0.006	Sí	100%
Base	0	0.0000	0.0000	0.006	Sí	0%
SISMOESTY-2						
Nivel	H <sub>i</sub>	Deriva Y	Q*Deriva Y	Deriva admisible	Pasa	Variación
	m					%
6	21	0.0002	0.0004	0.006	Sí	19%
5	17.5	0.0003	0.0004	0.006	Sí	20%
4	14	0.0003	0.0004	0.006	Sí	22%
3	10.5	0.0003	0.0004	0.006	Sí	22%
2	7	0.0002	0.0004	0.006	Sí	19%
1	3.5	0.0013	0.0019	0.006	Sí	100%
Base	0	0.0000	0.0000	0.006	Sí	0%

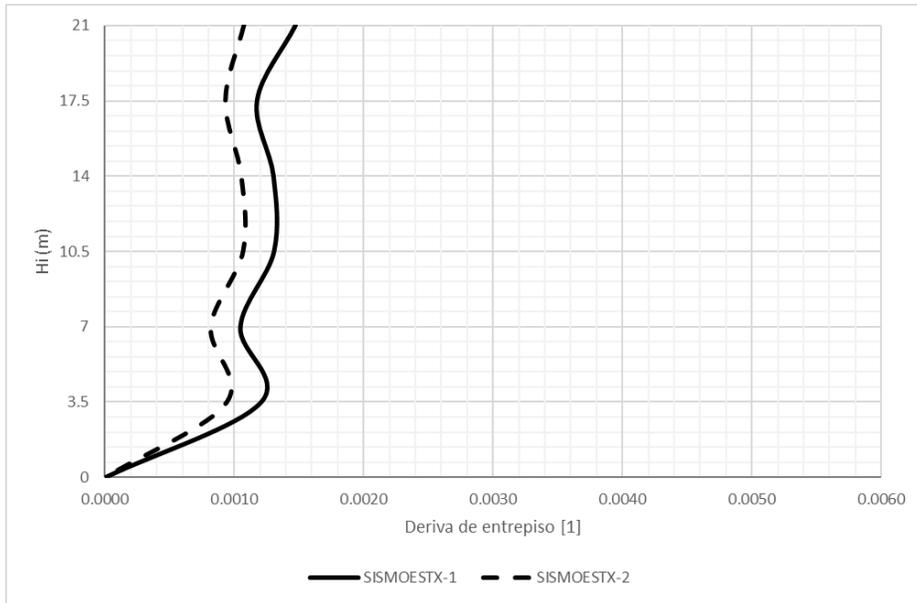


Fig. 40 Derivas de entepiso en dirección X.

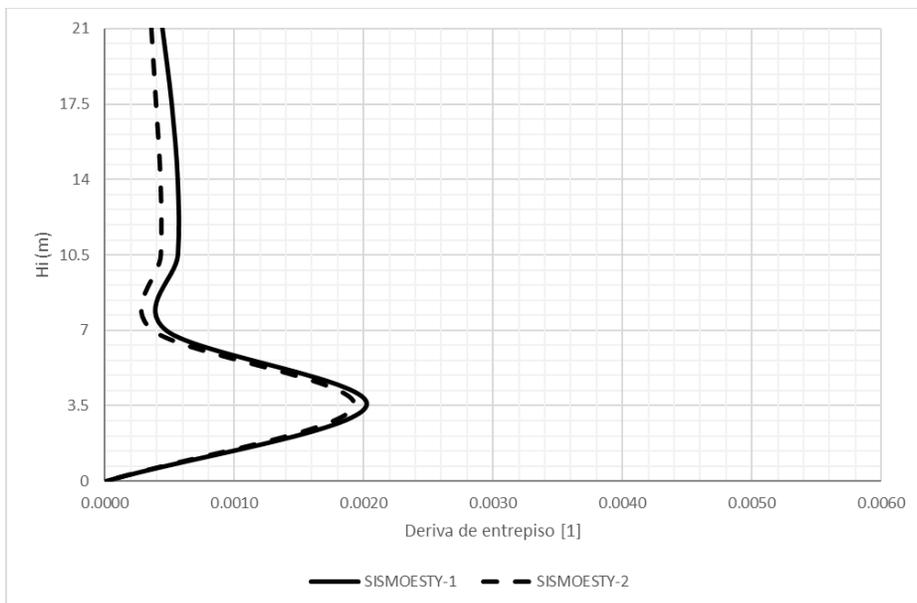


Fig. 41 Derivas de entepiso en dirección Y.

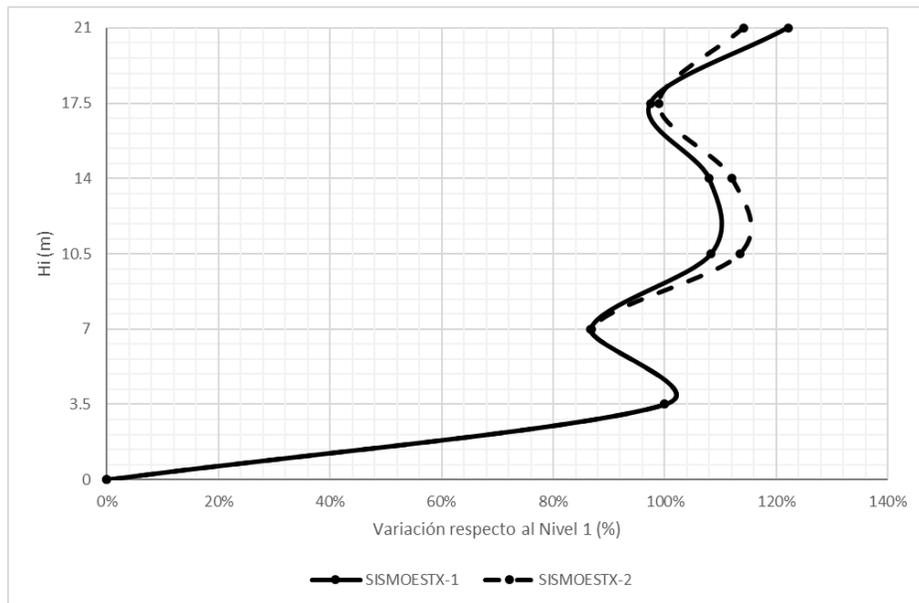


Fig. 42 Variación de derivas respecto al Nivel 1 en dirección X.

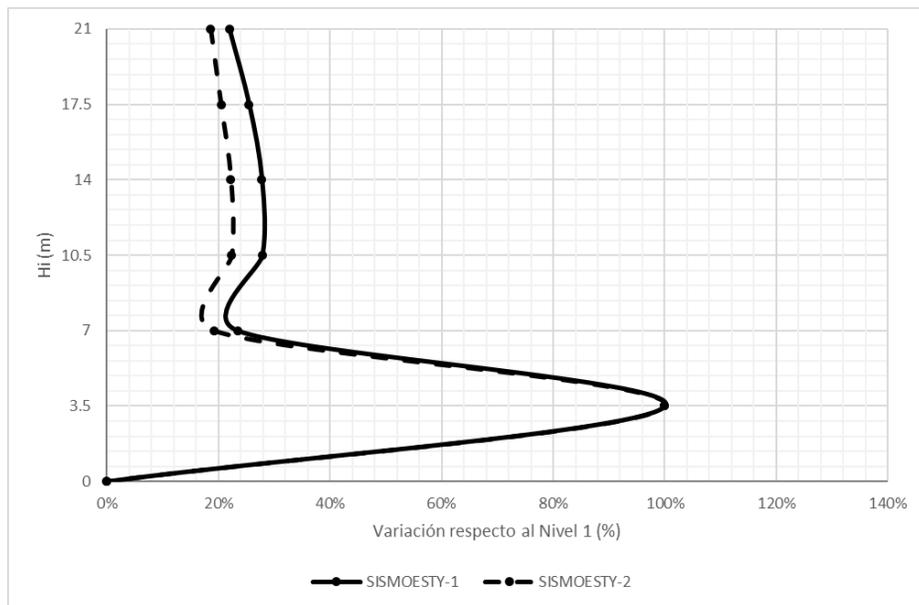


Fig. 43 Variación de derivas respecto al Nivel 1 en dirección Y.

Tabla 29 Comparación de derivas entre piso y su porcentaje variación respecto a la aplicación de un factor de irregularidad total y un factor de irregularidad parcial.

Nivel	Factor de irregularidad											
	Total	Parcial	Variación	Total	Parcial	Variación	Total	Parcial	Variación	Total	Parcial	Variación
	SISMOESTX-1	SISMOESTX-1	%	SISMOESTY-1	SISMOESTY-1	%	SISMOESTX-2	SISMOESTX-2	%	SISMOESTY-2	SISMOESTY-2	%
6	0.0017	0.0015	12.5%	0.0005	0.0004	12.4%	0.0012	0.0011	12.4%	0.0004	0.0004	12.5%
5	0.0013	0.0012	12.5%	0.0006	0.0005	12.5%	0.0011	0.0009	12.4%	0.0005	0.0004	12.3%
4	0.0015	0.0013	12.5%	0.0006	0.0006	12.6%	0.0012	0.0011	12.5%	0.0005	0.0004	12.5%
3	0.0015	0.0013	12.4%	0.0006	0.0006	12.4%	0.0012	0.0011	12.6%	0.0005	0.0004	12.5%
2	0.0012	0.0010	12.4%	0.0005	0.0005	12.5%	0.0009	0.0008	12.5%	0.0004	0.0004	12.4%
1	0.0014	0.0012	11.6%	0.0023	0.0020	11.7%	0.0011	0.0009	11.6%	0.0022	0.0019	11.7%

## **Conclusiones y recomendaciones**

1. En el presente trabajo se observó la importancia que tiene en el diseño estructural la correcta valuación de las fuerzas sísmicas para determinar que el comportamiento de la estructura sea adecuado en condiciones de servicio durante eventos sísmicos.
2. Se observó que, aunque la estructura es aparentemente rígida en ambas direcciones ortogonales X e Y. Su comportamiento diferirá grandemente en eventos sísmicos entre una dirección y otra según estén orientados los elementos encargados de soportar fuerzas laterales.
3. Es importante el hecho de considerar los efectos de torsión en una estructura ya que la torsión aumenta considerablemente las fuerzas en los elementos estructurales resistentes.
4. Requiere especial atención el cálculo de las excentricidades de diseño para la correcta valuación de los efectos de torsión. En las Normas se entiende el hecho del cálculo de dos excentricidades de diseño con el fin de generar dos centros de masa desplazados respecto al centro de rigidez con el fin de considerar excentricidades accidentales. La primera condición tiene como objetivo, alejar el centro de masa respecto al centro de rigidez mientras que en la segunda condición se trata de acercar el centro de masa con respecto al centro de rigidez. El no tomar la atención debida durante ese proceso puede llevar a un comportamiento que no represente a la estructura en la realidad.
5. En la fase de revisión de la estructura se concluyó que algunos elementos no cumplían con la resistencia necesaria para soportar los elementos mecánico últimos. Lo anterior puede deberse principalmente a que, en la estructura, en su fase de análisis, no se consideraron efectos de torsión.
6. Se recomienda distribuir los elementos resistentes en planta de modo tal que sus rigideces locales ayuden a uniformizar la rigidez global de la estructura en dos direcciones ortogonales y evitar en la medida de lo posible un comportamiento sísmico poco favorable.
7. Se recomienda que el detallado de los elementos estructurales localizados en zonas de cambios bruscos de rigidez debe de ser capaz de proporcionar una ductilidad importante en eventos sísmicos ya que se demandarán grandes desplazamientos a la estructura y éstos se localizarán en las zonas donde dichos cambios se presentan. Es decir, aunque el tipo de estructuración no permita ser diseñado con un valor alto del factor de

comportamiento sísmico,  $Q$ , se recomienda que el detallado cumpla con los criterios establecidos en las Normas para marcos dúctiles para garantizar el desarrollo de ductilidades altas y la correcta disipación de energía mediante la deformación de los elementos y evitar fallas frágiles.

8. Se recomienda realizar un tipo de análisis como el que se desarrolló en el Capítulo III para otros tipos de estructuras con el mismo tipo de problemática variando alturas o dimensiones en planta para poder identificar las características del piso suave.
9. En un análisis como el desarrollado en el Capítulo III se puede observar que la reducción de fuerzas y sus efectos en los niveles superiores pueden reducirse, en la medida que la estructura cumpla sensiblemente con condiciones de regularidad, como las expresadas en el Capítulo I, que permitan la utilización de un factor de irregularidad mayor, redundado en fuerzas superiores menores y sus consecuentes desplazamientos menores que demanden en menor medida niveles vulnerables de la edificación.

## **Referencias**

- A. D., & V. H. (Noviembre de 2015). Review on Behavior of Soft Storey in Building. *International Research Journal of Engineering and Technology*, 02(08).
- Cisneros Álvarez, C. M. (Mayo de 2003). Evaluación de Criterios de Distribución del Cortante por Torsión Sísmica Estática. México.
- Díaz Alcántara, J. L. (Marzo de 2008). Criterios de Aceptación para el Diseño Sísmico por Desempeño y Confiabilidad de Edificios de Concreto Reforzado, con Piso Suave en Planta Baja, Desplanatados en Suelos Blandos de la Ciudad de México. Ciudad de México.
- Guevara-Perez, T. (2012). "Soft Story" and "Weak Story" in Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach. *15 WCEE*.
- Guzmán Escudero, M. Á. (2016). Apuntes de la clase de Estructuras de Concreto. México.
- López Gómez, C. A. (2008). Análisis y Diseño Sísmico de un Edificio a Base de Marcos, de Acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004. Ciudad de México.
- Meli, R. (2011). *Diseño Estructural. 2a Edición*. México: Limusa.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. (2004). Ciudad de México.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. (2004). Ciudad de México.
- Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. (2004). Ciudad de México.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. (2004). México.