



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ARAGÓN

## EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE TORRES DE MAMPOSTERÍA

### T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**ROBERTO CARLOS MEDINA ANDONAEGUI**

TUTOR:

**DR. FERNANDO PEÑA MONDRAGÓN**

*SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO, OCTUBRE DEL 2010.*



FES Aragón



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



*A mis padres Martha y Juan  
por su amor y su apoyo*

*A mi hermano  
José*

*A mi novia Elizabeth  
por su infinito amor y comprensión*

## CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	6
<b>OBJETIVO</b> .....	7
<b>ALCANCES</b> .....	8
<b>1.- ANTECEDENTES</b> .....	9
1.1.- CAMPANARIO.....	9
1.2.- MINARETE.....	10
1.3.- CHIMENEA.....	11
1.4.- PROBLEMÁTICA.....	12
<b>2.- DESCRIPCIÓN DE LA GEOMETRÍA Y MATERIALES</b> .....	14
2.1.- GEOMETRÍA.....	14
2.2.- MATERIALES.....	14
<b>3.- DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO</b> .....	19
3.1.- OBTENCIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN MANUAL DE LA CFE.....	20
3.2.- OBTENCIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN EL EUROCÓDIGO 8.....	22
<b>4.- PESO PROPIO Y PROPIEDADES DINÁMICAS</b> .....	24
4.1.- ANÁLISIS DEL PESO PROPIO.....	24
4.2.- PROPIEDADES DINÁMICAS.....	26
<b>5. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL</b> .....	35
5.1.- COMPARACIÓN DE LOS ANÁLISIS MODALES ESPECTRALES PARA LAS ZONAS B, C, D (MÉXICO).....	35
5.2.- COMPARACIÓN DE LOS ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE LAS ZONAS 1, 2, 3 (ITALIA).....	47
5.3.- COMPARACIÓN DE LOS ANALISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ZONA B (MÉXICO) Y LA ZONA 3 (ITALIA).....	56
5.4.- COMPARACIÓN DE LOS ANALISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ZONA C (MÉXICO) Y LA ZONA 2 (ITALIA).....	60
5.5.- COMPARACIÓN DE LAS ZONAS D (MÉXICO) CON LA ZONA 1 (ITALIA).....	63
5.6.- COMENTARIOS SOBRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL CAPÍTULO.....	67
<b>6. ANÁLISIS PASO A PASO</b> .....	68
6.1.- ACELEROGRAMA 1 COMPATIBLE CON EL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA ZONA D.....	68
6.2.- COMPARACIÓN DE LOS ANÁLISIS PASO A PASO Y EL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	76

6.3.- ANÁLISIS PASO A PASO DEL REGISTRO DE CIUDAD SERDAN, PUEBLA (1999).....	86
6.4. ANÁLISIS PASO A PASO A PASO DEL REGISTRO DE GEMONA ITALIA (1976).....	94
6.5. COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS DE LOS SISMOS DE PUEBLA Y GEMONA CON RESPECTO A LOS RESULTADOS DE LA ZONA 1 Y ZONA D.....	102
6.6. COMENTARIOS SOBRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL CAPÍTULO .....	106
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>105</b>
<b>AGRADECIMIENTOS .....</b>	<b>107</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>108</b>
<b>GLOSARIO .....</b>	<b>110</b>

---

## INTRODUCCIÓN

---

En el pasado se creía que el gran número de torres mampostería que habían subsistido durante mucho tiempo sin daño habían dado prueba suficiente de seguridad. Pero en las últimas décadas se han presentado el colapso de diversas torres, las cuales no mostraban ningún síntoma de debilidad. Esto generó interés en el estudio del comportamiento de este tipo de estructuras. La importancia de este tipo de edificaciones es que son estructuras o construcciones que tienen un alto valor cultural; el cual radica en que constituye una evidencia de la forma de vida de una sociedad en una o varias etapas históricas [1].

En este trabajo se estudiarán torres de mampostería, las cuales son estructuras que por sus características tuvieron distintos tipos de usos para diferentes actividades de acuerdo con la etapa histórica en que se presentara. Por ejemplo, se utilizaban como torre de vigilancia, medio de defensa, como campanario o también podían ser utilizadas para la industria en forma de chimenea.

Los problemas más graves que presentan las torres es el comportamiento ante cargas sísmicas. Debido a su esbeltez y flexibilidad, las torres tienen importantes desplazamientos horizontales durante los sismos. La flexión que se genera produce grietas horizontales, pero rara vez el volteo, debido a que por la alternancia de la dirección del movimiento, las grietas horizontales se abren y cierran sucesivamente. En este proceso, llamado zapateo, se disipa parte importante de la energía introducida por el sismo. Frecuente es la falla por cortante de las zonas donde el área de muros se reduce sustancialmente por las aberturas [1].

Uno de los problemas de este tipo de edificaciones es que presenta dificultades estructurales debido al deterioro de los materiales, por fenómenos naturales como: la erosión generada por el viento, por agua, cambios de temperatura. Las torres también sufren deterioro generado por el hombre, mediante guerras, saqueos sufridos a lo largo del tiempo [1].

En este trabajo de tesis se estudiará el comportamiento de torres de mampostería ante distintas cargas sísmicas mediante la elaboración de distintos tipos de análisis basados en el método del elemento finito. Las respuestas sísmicas fueron obtenidas por medio de la aplicación de distintos espectros de diseño de zonas sísmicas de México y de Italia. Estos espectros de respuesta fueron obtenidos mediante el Manual de Obras Públicas de la Comisión Federal de Electricidad [2] y mediante el Eurocódigo 8 [3].

Se realizó una serie de análisis paso a paso en los cuales se consideraron distintos acelerogramas sintéticos compatibles con el espectro de diseño de la zona D del Manual de la Comisión Federal de Electricidad la cual es la zona que identifica los lugares cuya ocurrencia de sismos es muy fuerte (Oaxaca, Guerrero, Chiapas, etc.). Se consideraron los acelerogramas de los sismos registrados en Ciudad Serdán (Puebla) y Gemona (Italia). De estos análisis se obtuvieron: desplazamientos, distorsiones, aceleraciones, fuerzas cortantes, coeficientes sísmicos. Estas respuestas nos permitieron determinar la influencia de los modos así como las secciones más críticas debidas a desplazamientos y a esfuerzos.

Este trabajo de tesis forma parte de los estudios que hace el grupo de monumentos históricos del Instituto de Ingeniería dentro del proyecto “Estrategias para el modelado y análisis de estructuras históricas”.

---

## **OBJETIVO**

---

El objetivo de este trabajo es analizar, mediante el método del elemento finito, el comportamiento de torres de mampostería sometidos a diferentes acciones sísmicas para representar numéricamente las respuestas.



---

## ALCANCES

---

Se llevará a cabo un análisis elástico lineal. Este nos permitirá determinar el comportamiento sísmico de torres de mampostería, tomando en cuenta diversas zonas sísmicas. Los resultados de cada modelo se compararán con el objetivo de entender el comportamiento dinámico y determinar las secciones más críticas. Se efectuará una interpretación de su comportamiento y se asociará con sus modos de falla.

---

## 1.- ANTECEDENTES

---

Una torre es una estructura elevada construida por el hombre, cuya característica principal es su enorme altura con respecto al ancho de su base. Estas estructuras se pueden encontrar en distintas formas como: torres de campanario, minaretes, chimeneas, etc. (Figura 1.1). Cada una de estas torres presenta características diferentes en cuanto a su estructuración, el uso, así como el material utilizado para su construcción. A continuación se describen brevemente, los distintos tipos de torres de mampostería que actualmente se pueden observar alrededor del mundo.



Fig. 1.1. Catedral de la Ciudad de México [4].

### 1.1.- CAMPANARIO

Un campanario es una torre construida junto a una iglesia donde se colocan las campanas, con la finalidad de convocar la asistencia de los feligreses al servicio religioso. Las torres de los campanarios pueden presentarse aisladas o unidas al cuerpo principal de la nave de la iglesia (Figura 1.2). En general se trata de una estructura esbelta cuya relación base-altura frecuentemente es del orden de 1:4 [5].

La torre fue la estructura que en más ocasiones y de manera más clara y perfecta unió las funciones religiosas y militares (su función y carácter original desde la antigüedad), concentrando la mayoría de los elementos de defensa y de fortificación, principalmente [6].



Fig. 1.2. Iglesia Parroquial de San Francisco (Puebla) [7].

## 1.2.- MINARETE

El alminar o minarete es el nombre con el que se conocen las torres de las mezquitas. Su principal tarea es facilitar que la máxima cantidad de gente escuche cada una de las cinco llamadas diarias a la oración. Para ello suele tener en su parte más alta un balcón que lo rodea, desde el cual el muecín o almuédano realizaba tradicionalmente la llamada a la oración mediante la voz. En la actualidad, el almuédano ha sido sustituido con frecuencia por un altavoz [8].



Fig. 1.3. Minarete Qutub (India, Delhi) [9].

La forma de los minaretes varía según las zonas. En el Magreb (Región del Norte de África), las mezquitas suelen tener sólo uno, de planta cuadrada. En el oriente musulmán son habituales las mezquitas con más de uno, generalmente dos o cuatro, y de forma variable. Son característicos en los lugares de influencia Otomana los esbeltos minaretes de sección circular, con un balcón sobresaliente y un tejado cónico (Figura 1.3) [8].

### 1.3.- CHIMENEA

Una chimenea es un sistema usado para evacuar gases calientes y humo de calderas, calentadores, estufas, hornos, fogones a la atmósfera, en las chimeneas se pueden admitir distintos diseños, pero en general son completamente verticales para asegurar que los gases calientes puedan fluir sin problemas.



Fig. 1.4. Chimenea de Puebla.

Su configuración más habitual es su enorme cuerpo en forma de columna que se va adelgazando desde la base como se muestra en la Figura 1.4, que suele ser bastante ancha para asegurar su estabilidad. A veces la base puede estar formada por un gran paralelepípedo sobre el que se levanta la chimenea. La altura de la chimenea la definían una serie de circunstancias como la ubicación de la fábrica, los obstáculos que la circundan, los vientos a la que se podía ver sometida y el tipo de caldera que se instalaría en la fábrica [10].

Toda esta variedad de torres tuvieron distintas diferencias en su forma, su estructuración, su uso, así como los materiales con lo que fueron elaborados dependiendo de los recursos que se encontraban como son: madera, adobe, arcilla, mampostería. En la actualidad se pueden encontrar algunas torres conformadas por metales, concreto o la combinación de los anteriores en forma de rascacielos.

#### 1.4.- PROBLEMÁTICA

Las torres de campanario son elementos estructurales que tienen la característica de ser estructuras cuya relación de su altura y el ancho de la base es pequeña. Estos elementos pueden presentarse aislados o unidos a la fachada principal de alguna iglesia. Estas condiciones generan que estos elementos se comporten de forma diferente.

Las torres de mampostería presentan problemas de comportamiento sísmico debido a su esbeltez y flexibilidad lo cual produce grietas horizontales. En muy raras ocasiones se presenta la falla por volteo ya que el sismo produce movimientos alternados lo cual provoca que las grietas horizontales se abran y se cierren sucesivamente este proceso, llamado zapateo, produce que exista disipación de energía producida por el sismo [1].

Una de las fallas que se puede presentar en las torres de mampostería es falla por cortante; la cual se produce cuando estas torres están adosadas a la fachada de alguna iglesia ya que éstas tienden a presentar desprendimiento con respecto al resto de la fachada. Otro tipo de falla que puede presentarse es por aplastamiento. Este tipo de falla ocurre cuando la torre se presenta aislada de la nave principal de la iglesia.

Cabe mencionar que existen diversos factores los cuales producen la disminución de la resistencia de los materiales. Uno de estos factores es el deterioro natural de los materiales. El proceso inicial de deterioro se asocia con la penetración de agua por los poros del material, pero especialmente, por las microfisuras de su superficie externa. Al ser todos estos materiales de baja resistencia en tensión son propensos al fisuramiento por esfuerzos de tensión superficial que se generan por la contracción por secado, por los cambios de temperatura [1].

En regiones de clima severo, el mecanismo crítico para el deterioro es la congelación del agua absorbida, lo que da lugar a una expansión que produce mayores fisuras del material. En zonas de clima cálido húmedo, el factor crítico es la continua absorción y evaporación de la humedad, que deja depósitos en el interior del material cristales de distintos compuestos que atacan químicamente la piedra y el mortero [1].

Debido a las características geométricas y mecánicas del material. Los sismos generados por los movimientos de las placas tectónicas generan que la estructura presente amplificaciones de aceleraciones y desplazamientos considerables debido a su flexibilidad [1].

Uno de los problemas que se tiene sobre este tipo de estructuras es que el comportamiento estructural de un edificio antiguo difiere sustancialmente de una estructura moderna. Esto se debe al tipo de estructuración y a los materiales usados. Por lo que, los estudios de este tipo de estructuras requieren de procedimientos específicos con el objeto de evitar mutilar la componente histórica y salvaguardar los valores intrínsecos de una estructura histórica, es necesario que el proyecto esté basado en el “entendimiento total” del comportamiento estructural del inmueble, así como de las características de sus materiales [11].

Tomando en cuenta lo anterior, el análisis y modelado de la torre de mampostería que se estudiará en este trabajo se realizará mediante la *estrategia integral de análisis multinivel* [12], la cual consiste en varios pasos que se deben desarrollar, entre los que se incluyen: Adquisición de datos, herramientas de análisis, procesos de calibración y validación, tipos de análisis y análisis paramétricos como se explica la Tabla 1.1.

Tabla. 1.1. Niveles que conforman un análisis multinivel [11].

NIVEL	CARACTERÍSTICA
1.-Adquisición de datos	Se recolecta información disponible en la cual se debe incluir: información histórica, materiales, descripción geométrica y estructural, etc.
2.-Selección de la herramienta de análisis	Para este nivel existen diferentes tipos de métodos. Por ejemplo, tenemos los siguientes métodos: elemento finito, elementos discretos, elementos rígidos, análisis límite, análisis elástico lineal. Estos se tendrán que seleccionar tomando en cuenta sus ventajas y sus limitaciones de cada método.
3.-Procesos de calibración y validación	En forma general, los análisis de peso propio y cálculo de frecuencias y modos de vibrar se pueden utilizar como una forma sencilla de calibración y validación de los modelos numéricos.
4.-Tipos de análisis	La selección del tipo de análisis dependerá del tipo de herramienta de análisis escogida, de los costos en general (recursos computacionales disponibles, de los tiempos de pre y posproceso, etc.); así como también del tipo de estructuras históricas que estemos analizando. En forma general, podemos dividir en elásticos e inelásticos.
5.-Análisis paramétricos	El objetivo de estos análisis es el de evaluar la influencia de alguna variable o parámetro en el comportamiento estructural.

---

## 2.- DESCRIPCIÓN DE LA GEOMETRÍA Y MATERIALES

---

### 2.1.- GEOMETRÍA

En este trabajo se estudiarán torres de campanario típicas italianas las cuales presentan una sección cuadrada de 5 metros de ancho. Estas torres están conformadas por muros con caras aparentes de ladrillo y en el interior de mampostería desorganizada cuyo espesor es de 1.5 metros aproximadamente, la altura de este tipo de torres se aproxima a los 40 metros. Presentan pequeñas aberturas a lo alto y pueden contener en la parte superior campanas o relojes (Figura 2.1).



Fig. 2.1. Torre de Pavia (Italia) [12].

### 2.2.- MATERIALES

Históricamente, el empleo de la mampostería como material de construcción ha sido muy importante. De tal manera que existe un porcentaje muy importante de las construcciones con valor patrimonial que están elaboradas con este material, tanto en México como en el resto del mundo [13].

La mampostería es la combinación de piedras con mortero. El término piedra, en la mampostería, incluye las denominadas piedras artificiales (ladrillos y adobes), además de las naturales (piedras sin labrar y sillares). La principal división es entre la mampostería organizada, o con aparejo, y la mampostería irregular, en la que las piedras se colocan sin labrar o casi, distribuidas en forma irregular en una matriz de mortero. Las torres en estudio, presentan la característica de tener mampostería con caras aparentes y en el interior es de tipo ciclópeo para el cual la mampostería exterior sirve de cimbra [1].

La mampostería posee diversas características que pueden ser elásticas o resistentes. Estas características provienen de la interacción piedra, mortero. El mortero cumple múltiples funciones, como llenar huecos entre las piedras, propiciar una mejor y más uniforme transmisión de cargas en el elemento constructivo y permitir el posicionamiento deseado de las piedras.

La piedra es el principal elemento en la mampostería y cuenta con la propiedad de ser un material durable y que puede ser trabajado para darle la forma deseada. En la figura 2.2 se muestran los distintos tipos de aparejos que se han encontrado en los edificios históricos. El aparejo empleado para la elaboración de mampostería utilizada en torres se encuentra el tipo “c” en donde el exterior presenta piedras regulares y el interior es vaciado con mampostería de tipo ciclópeo.

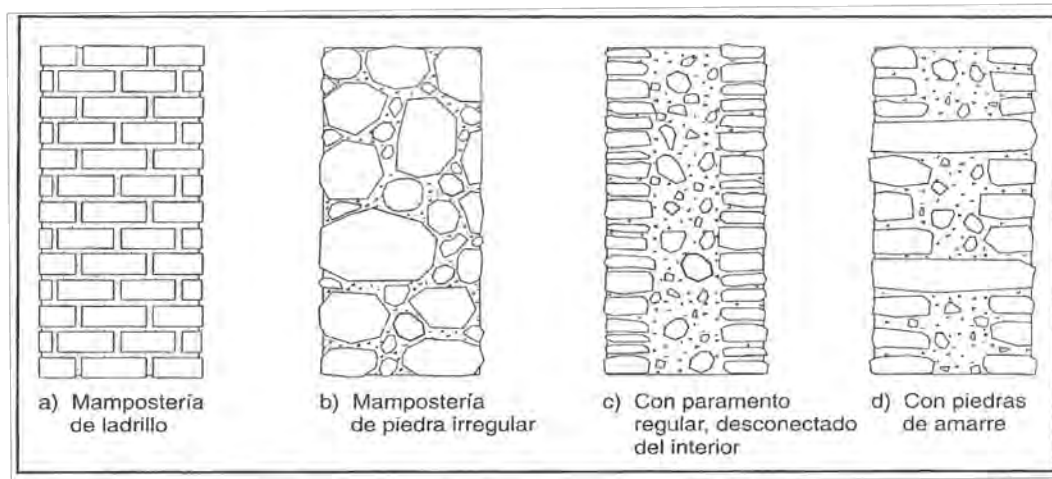


Fig. 2.2. Tipos de mampostería [1].

Desde el punto de vista del comportamiento estructural se distinguen los que tienen un aparejo regular; los que tienen un aparejo irregular; los que tienen un aparejo irregular, pero que existe una liga adecuada entre las piedras en el espesor del elemento, con lo que evita la separación en elementos verticales paralelos que pueden desprenderse. Aquellos en que la distribución de piedras es desorganizada y aquellos en que las caras exteriores son de piedras regulares y el interior es vaciado con mampostería de tipo ciclópeo (Fig. 2.2) [1].

Las propiedades mecánicas de la mampostería varían en muy amplios intervalos y dependen de la calidad de la piedra y del mortero. Sin embargo, la interacción entre ambos materiales depende en forma importante del aparejo, o en general de la distribución interna de los mismos; además las propiedades pueden verse afectadas por el deterioro.

El comportamiento en conjunto de la piedra y el mortero, es decir de la mampostería, cuando se encuentra colocada de manera organizada bajo esfuerzos de compresión está regido por el efecto de Poisson; un acortamiento en la dirección de los esfuerzos aplicados y un alargamiento en la dirección transversal [1].



El mortero es mucho menos rígido que la piedra y presenta deformaciones mayores. Así, la interacción de ambos materiales produce una contracción transversal del mortero bajo esfuerzos de compresión y una expansión de la piedra bajo esfuerzos de tensión, ambos en dirección transversal. Debido a que, la piedra tiene poca capacidad a tensión se producen grietas transversales a medida que la carga aumenta, no así en el mortero que permanece confinado.

La durabilidad de la mampostería es muy elevada si se compara con la de la madera y los materiales ferrosos; prueba de ello es la permanencia de los monumentos de mampostería a lo largo de siglos y hasta de milenios. No obstante los materiales pétreos están sujetos a un proceso de envejecimiento y deterioro por agentes externos, que los afectan en su apariencia y en su capacidad estructural. El principal proceso de deterioro de estos materiales corresponde a la penetración del agua y por ende su efecto se relaciona directamente con la porosidad, o la permeabilidad del material. Los materiales más densos y compactos, y con menor permeabilidad superficial, son menos propensos al deterioro.

El proceso inicial de deterioro se asocia a la penetración de agua por los poros del material, pero especialmente, por las microfisuras de su superficie externa. Al ser todos estos materiales de baja resistencia en tensión, son propensos al fisuramiento por secado, por los cambios de temperatura. Adicionalmente, debido al comportamiento frágil de estos materiales, las grietas se propagan fácilmente hacia el interior, con lo que se acelera el proceso de deterioro.

La mampostería posee diferentes propiedades elásticas las cuales le permiten deformarse y recuperar su condición inicial solo si no se excede del límite elástico. Una de estas características es el módulo de elasticidad o módulo de Young el cual se expresa mediante la ecuación 2.1 [14]:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (2.1)$$

donde  $E$  es el módulo de elasticidad,  $\zeta$  es el esfuerzo unitario sobre la sección transversal que se define como:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (2.2)$$

donde  $P$  es la carga aplicada,  $A$  es el área sobre la cual actúa la carga,  $\varepsilon$  es la deformación unitaria es una cantidad adimensional que se define como:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{\delta}{L} \quad (2.3)$$

donde  $\Delta L = \delta$  es el incremento de longitud definida como:

$$\Delta L = L_f - L_0 \quad (2.4)$$

donde  $L_f$  es la longitud final,  $L_0 = L$  es la longitud inicial

La mampostería posee la propiedad de ser sometida a una fuerza paralela a una de sus caras y no producir un cambio en su volumen, significa que a su vez, produce una fuerza opuesta a la deformación. Esta propiedad se conoce como módulo de corte o módulo de cortante, la cual es expresada mediante la ecuación 2.5 [14]:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.5)$$

donde  $G$  es el módulo de corte o módulo de cortante,  $E$  es el módulo de elasticidad,  $\nu$  es la relación de Poisson (adimensional) que se define como:

$$\nu = \left| \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_x} \right| \quad (2.6)$$

donde  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria transversal,  $\varepsilon_x$  es la deformación unitaria longitudinal.

Las propiedades de resistencia de la mampostería dependen de las propiedades del material con el cual este conformado. La resistencia a compresión de las piedras varía entre 10 y 100  $\text{kg/cm}^2$  y la resistencia a tensión, es del orden de una décima de la de compresión [1]. Existe además un efecto de escala, es decir a medida que crecen las dimensiones del elemento disminuye su resistencia [15].

La figura 2.3 muestra que para niveles relativamente bajos de esfuerzos, la relación esfuerzo-deformación es aproximadamente lineal; para esfuerzos mayores, la deformación aumenta más rápidamente y la falla se da en forma brusca cuando se alcanza el máximo esfuerzo resistente; sin embargo los materiales de menor resistencia tienen un comportamiento menos frágil, y mantienen esfuerzos cercanos al máximo para deformaciones relativamente altas.

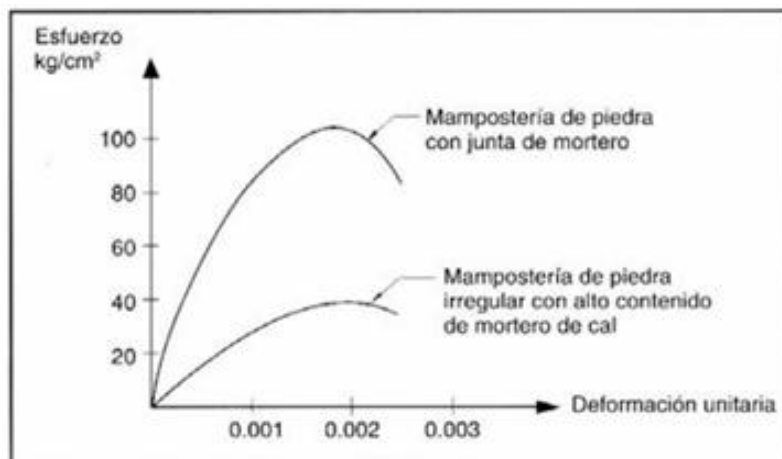


Fig. 2.3. Gráficas de esfuerzo-deformación de la mampostería [1].

La mampostería posee distintos modos de falla ante cargas verticales según el arreglo de los materiales: por tensión transversal en la piedra cuando se trata de muros de ladrillo, o de bloques o sillares, por aplastamiento del mortero y desprendimiento de las piedras en la mampostería irregular y por delaminación en placas separadas, cuando no existe buena liga entre las piedras en el espesor de las paredes [1].

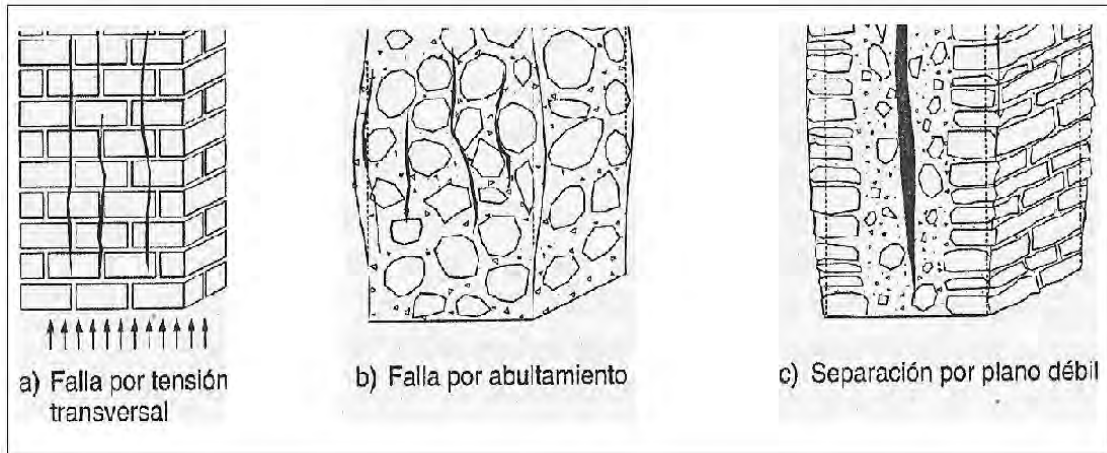


Fig. 2.4 Tipos de falla ante cargas verticales [1].

### 3.- DESCRIPCIÓN DEL MODELO NUMÉRICO

Para la elaboración del modelo numérico, se utilizó el método de los elementos finitos. El modelo se realizó con elementos sólidos rectangulares de ocho nodos. Para la elaboración de este modelo se necesitó de 12,800 elementos sólidos y 16,200 nodos.

El modelo de campanario utilizado en este estudio presenta características generales de una torre de mampostería típica de Italia (Tabla 3.1), con dimensiones en planta de 5.5 x 5.5 m; el espesor de sus muros es de 1.60 m. Las aberturas son pocas y pequeñas las cuales se consideran despreciables para el modelo, presenta una altura de 40 m [16].

Tabla 3.1. Características del modelo [16].

CARACTERÍSTICA	MAGNITUD	UNIDAD
Altura ( $h$ )	40	(m)
Lado Externo ( $l_e$ )	5.5	(m)
Lado Interno ( $l_i$ )	2.254	(m)
Espesor de la Pared ( $E_p$ )	1.623	(m)
Densidad de masa ( $d$ )	190	( $\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m}^4$ )
Peso Volumétrico ( $\gamma_m$ )	1863.9	( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

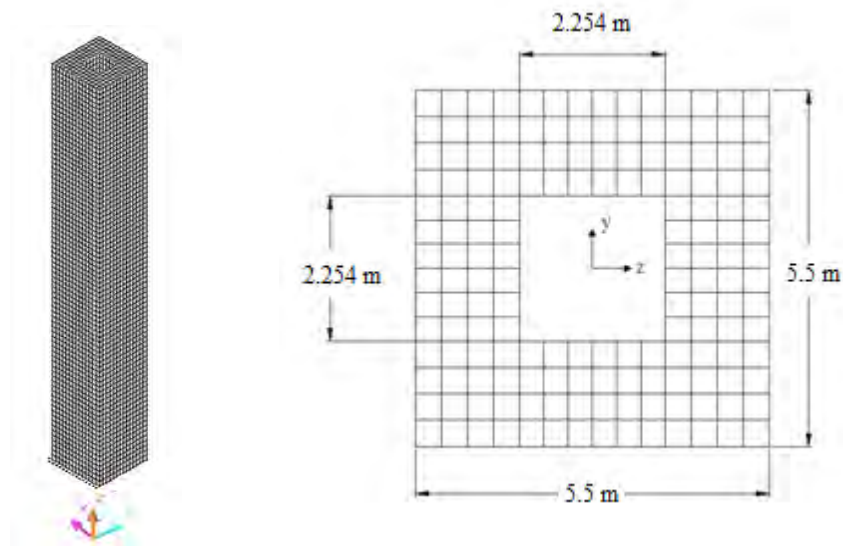


Fig. 3.1. Malla del modelo del campanario en planta y en perspectiva.

La estructura se considera un monumento histórico lo cual nos permite incluirla dentro de la clasificación del **grupo A** de acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles diseño por sismo de la Comisión Nacional de Electricidad [2]. Dentro de este grupo se considera que las estructuras requieren un grado de seguridad alto, debido a que si se llegase a presentar una falla estructural, causaría pérdidas humanas, económicas o culturales importantes [17].

Se utilizó un factor de comportamiento sísmico  $Q$  igual a uno ya que la estructura está conformada por materiales que no presentan características de ductilidad que sean suficientes para tener factores de comportamiento sísmico que sea superior. Debido a esto no se reducen las fuerzas sísmicas por ductilidad.

Las características de los materiales utilizadas en el modelo se obtuvieron por medio de la literatura, donde se consideró que las propiedades del material son homogéneas (Tabla 3.2) [16].

Tabla. 3.2. Propiedades mecánicas de la mampostería [16].

PROPIEDADES	MAGNITUD
Módulo de Young $E$ (kg/cm <sup>2</sup> )	28,000
Coficiente de Poisson $\nu$	0.2
Resistencia a la Compresión $f'm$ (kg/cm <sup>2</sup> )	20
Resistencia a la tensión $ft$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2
Cohesión $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2.5
Coficiente de fricción $\mu$	0.27

### 3.1.- OBTENCIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN EL MANUAL DE LA CFE.

Los modelos fueron analizados mediante un análisis modal espectral en donde se aplicaron los espectros de diseño para cada zona sísmica de México (B, C y D) como se muestra en la Figura 3.2, basándose en el Manual de la Comisión Federal de Electricidad [2], para un tipo de suelo 1 (terreno firme).



Fig. 3.2. Regionalización sísmica de la República Mexicana [2].

Las ordenadas del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad  $g$  están dadas por las siguientes expresiones [2]:

$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} ; \text{ si } T < T_a \quad (3.1)$$

$$a = c ; \text{ si } T_a \leq T \leq T_b \quad (3.2)$$

$$a = c \left( \frac{T_b}{T} \right)^r ; \text{ si } T > T_b \quad (3.3)$$

donde  $a_0$  es el coeficiente de aceleración del terreno,  $c$  es el coeficiente sísmico y  $T$  el periodo natural de interés;  $T_a$  y  $T_b$  son dos periodos característicos que delimitan la meseta y  $r$  un exponente que define la parte curva de la rama descendente del espectro de diseño. Los valores de estos parámetros se consignan en la tabla 3.3 para las diferentes zonas sísmicas [2].

Tabla 3.3. Espectros de diseño para estructuras del tipo B.

ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	$a_0$	$c$	$T_a(s)$	$T_b(s)$	$r$
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	0.5
C	I	0.36	0.36	0	0.6	0.5
D	I	0.5	0.5	0	0.6	0.5

Los espectros de diseño especificados son aplicables a estructuras del grupo B. Para estructuras del grupo A, los valores de las ordenadas espectrales deberán multiplicarse por 1.5 a fin de tener en cuenta la importancia de la estructura [2].

La Figura 3.3 muestra los espectros de diseño para tres distintas zonas sísmicas de México donde se observa que el espectro de la zona B está conformado por una rama ascendente, una meseta y una rama descendente. Los espectros de la zona C y D no presentan la rama ascendente.

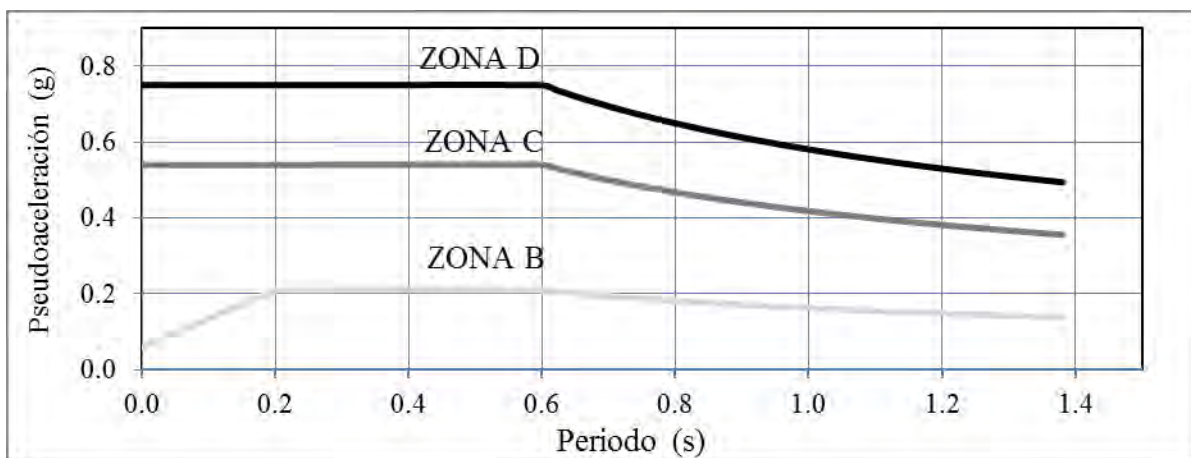


Fig. 3.3. Espectros aceleraciones del Manual de diseño de Obras civiles CFE [2].

### 3.2.- OBTENCIÓN DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN EL EUROCÓDIGO 8

Se calcularon también los espectros de diseño para Italia con distintas zonas sísmicas (1, 2 y 3) basándose en el Eurocódigo 8 [3], donde las respuestas del espectro elástico  $S_e(T)$  están definidas por las siguientes expresiones [3]:

$$0 \leq T \leq T_b : S_e(T) = ag * S * \left[ 1 + \frac{T}{T_b} * (\eta * 2.5 - 1) \right] \quad (3.4)$$

$$T_b \leq T \leq T_c : S_e(T) = ag * S * \eta * 2.5 \quad (3.5)$$

$$T_c \leq T \leq T_d : S_e(T) = ag * S * \eta * 2.5 \left[ \frac{T_c}{T} \right] \quad (3.6)$$

$$T_d \leq T \leq 4s : ag * S * \eta * 2.5 \left[ \frac{T_c * T_d}{T^2} \right] \quad (3.7)$$

donde  $S_e(T)$  es el espectro de respuesta elástica,  $T$  es el periodo de vibración de un sistema lineal de un solo grado de libertad,  $a(g)$  es la aceleración del terreno,  $T_b$  es el límite inferior de la meseta,  $T_c$  es el límite superior de la meseta,  $T_d$  es el valor que define el inicio de los desplazamientos constantes del rango del espectro,  $S$  es el factor del suelo,  $\eta$  es el Factor de corrección de amortiguamiento con un valor de  $\eta = 1$  para 5% de amortiguamiento viscoso. En la Tabla 3.4 se presentan los valores de estos parámetros de acuerdo con cada zona sísmica.

Tabla 3.4. Valores de los parámetros que describen la respuesta espectral [3].

ZONA SÍSMICA	$a(g)$	$S$	$\eta$	$T_b(s)$	$T_c(s)$	$T_d(s)$
1	0.35	1	1	0.15	0.4	2
2	0.25	1	1	0.15	0.4	2
3	0.15	1	1	0.15	0.4	2

Las ordenadas espectrales se multiplicaron por 1.2 porque de acuerdo con el Eurocódigo 8, este tipo de estructuras (Monumentos Históricos) se consideran dentro de las estructuras tipo III [3].

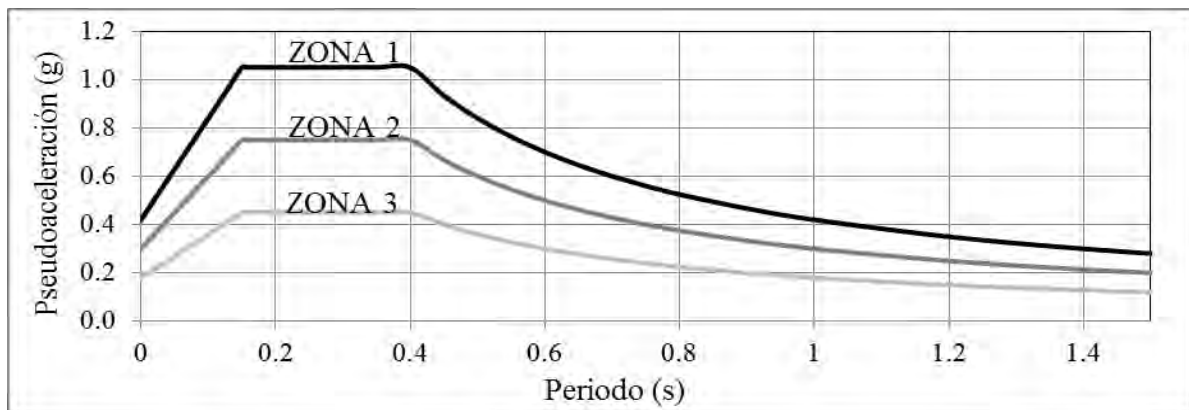


Fig. 3.4. Espectros de aceleraciones según el Eurocódigo 8 [3].

En la Figura 3.4 se muestran los espectros de aceleraciones donde se observa el mismo comportamiento, ya que estas contienen la rama ascendente, la meseta del espectro y la rama descendente. Se observa que para la zona 1 existen aceleraciones mayores a 1 g lo que significa que si el elemento llegase a tener periodos que se alojen en la meseta presentarían fuerzas laterales mayores al peso de la estructura.

### 3.3.- DESCRIPCIÓN DE LOS ANÁLISIS REALIZADOS

En este trabajo se realizó una serie de análisis mediante los cuales se obtuvieron las propiedades tanto estáticas como dinámicas de la torre de campanario, las cuales nos permitieron entender el comportamiento dinámico y determinar las secciones más críticas de esta estructura.

**-Obtención del Peso propio**, se llevó a cabo mediante el método de elemento finito. Así mismo se calculó el volumen total de la estructura y se multiplicó por el peso volumétrico de la mampostería. Los resultados fueron comparados y se determinó la diferencia entre estos dos métodos. Los resultados obtenidos son una forma sencilla de calibrar el modelo y determinar si no existen errores numéricos o geométricos en éste.

**-Análisis modal**, este análisis nos permite determinar el comportamiento de la estructura, mediante las características de los diferentes modos de vibrar por medio de los periodos, las formas modales y las masas modales efectivas permiten determinar la cantidad de masa que participa para cada modo. De acuerdo con las características de la estructura se necesitaron 20 modos de vibrar para obtener por lo menos un 90% de la respuesta total de la estructura en sus tres direcciones.

**-Análisis modal espectral**, nos permite determinar la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considera la aceleración correspondiente al espectro [18]. La superposición de las fuerzas modales se puede realizar por medio de diversos criterios. El criterio debe ser seleccionado dependiendo de las características modales que presente el modelo. Entre las características que se toman en cuenta para la selección del criterio son el acoplamiento de los periodos y el amortiguamiento.

**-Análisis paso a paso**, se realizó mediante la aplicación de cinco acelerogramas compatibles con el espectro de la zona C. Así mismo se utilizaron acelerogramas de sismos registrados en Ciudad Serdán (Puebla) y Gemoná (Italia). Se obtuvieron las respuestas de los desplazamientos, distorsiones de entrepiso, aceleraciones, fuerzas cortantes y coeficientes sísmicos. Estas respuestas fueron comparadas con las obtenidas mediante el análisis modal espectral.



---

## 4.- PESO PROPIO Y PROPIEDADES DINÁMICAS

---

### 4.1.- ANALISIS DEL PESO PROPIO

Para hacer este análisis se necesitó tomar en cuenta las características geométricas y las características del material, mostradas en la Tabla 3.1. Para obtener el peso total de la estructura se calculó el volumen total de la torre mediante las siguientes expresiones.

$$A_t = (l_e)^2 - (l_i)^2 \quad (4.1)$$

$$A_t = 25.169 \text{ m}^2$$

donde  $A_t$  es el área total de la sección transversal,  $l_e$  es el lado externo de la torre,  $l_i$  es el lado interno de la torre. El área total obtenida se multiplica por la altura de la torre  $h$  para obtener el volumen de la torre  $V_t$  como se muestra en la Ecuación 4.2.

$$V_t = A_t * h \quad (4.2)$$

$$V_t = 1006.77 \text{ m}^3$$

Para obtener el peso de la estructura se consideró un peso volumétrico de  $\gamma_m = 1863.9 \text{ kg/m}^3$  (Tabla 3.1) dando como resultado lo siguiente:

$$P_t = V_t * \gamma_m \quad (4.3)$$

$$P_t = 1876.54 \text{ T}$$

donde  $P_t$  es el peso de la torre,  $V_t$  es el volumen de la torre,  $\gamma_m$  es el peso volumétrico de la mampostería. Para obtener los esfuerzos medios en la base de la estructura generados por el peso propio se utiliza la ecuación 4.4.

$$\sigma = \frac{P_t}{A_t} \quad (4.4)$$

$$\sigma = 7.46 \text{ kg/cm}^2$$

Se realizó una comparación de los resultados obtenidos del peso y los esfuerzos con respecto al método del elemento finito en el cual se obtuvo un peso de 1876 T y se obtuvo un esfuerzo medio de  $7.55 \text{ kg/cm}^2$ . Se tiene una diferencia de 1.21% los esfuerzos obtenidos por los dos métodos; así mismo, la diferencia de los pesos propios es de 0.002%. Esto indica que los resultados son los mismos.

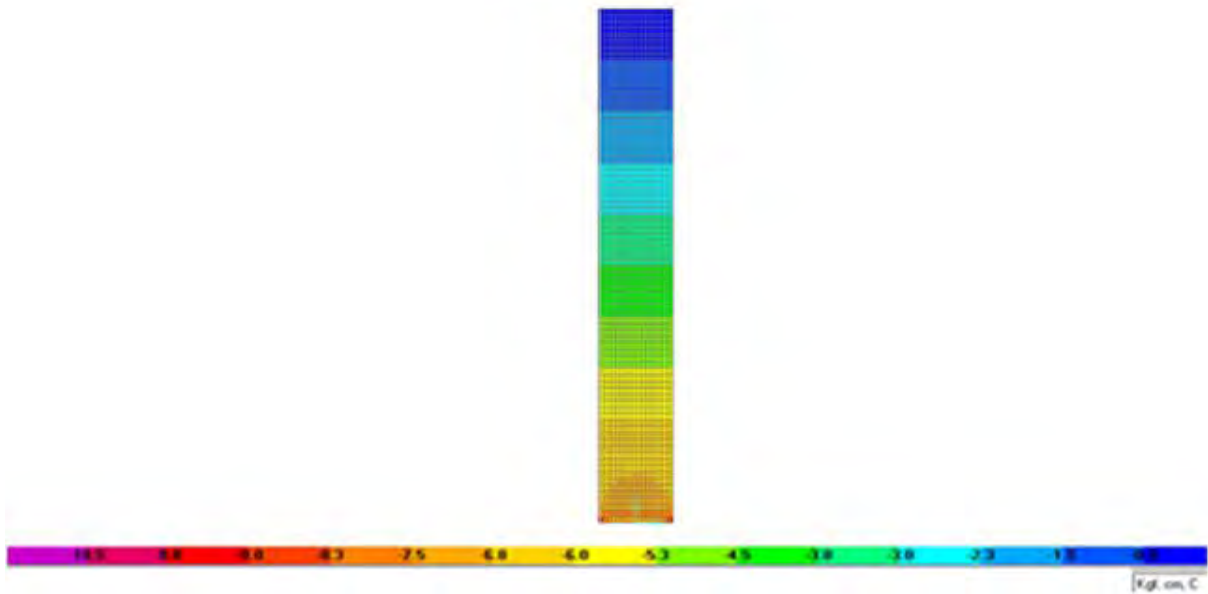


Fig. 4.1. Esfuerzos axiales debido al peso propio ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

La Figura 4.1 muestra la distribución de los esfuerzos axiales verticales vistos a lo largo de la torre, se observa como los esfuerzos son mayores cuando se acercan a la base de la torre. Donde se presentaron esfuerzos máximos de  $10.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ , este esfuerzo no excede de la capacidad de la mampostería lo cual nos indica que la estructura resiste el peso propio y presenta un factor de seguridad de 1.9.

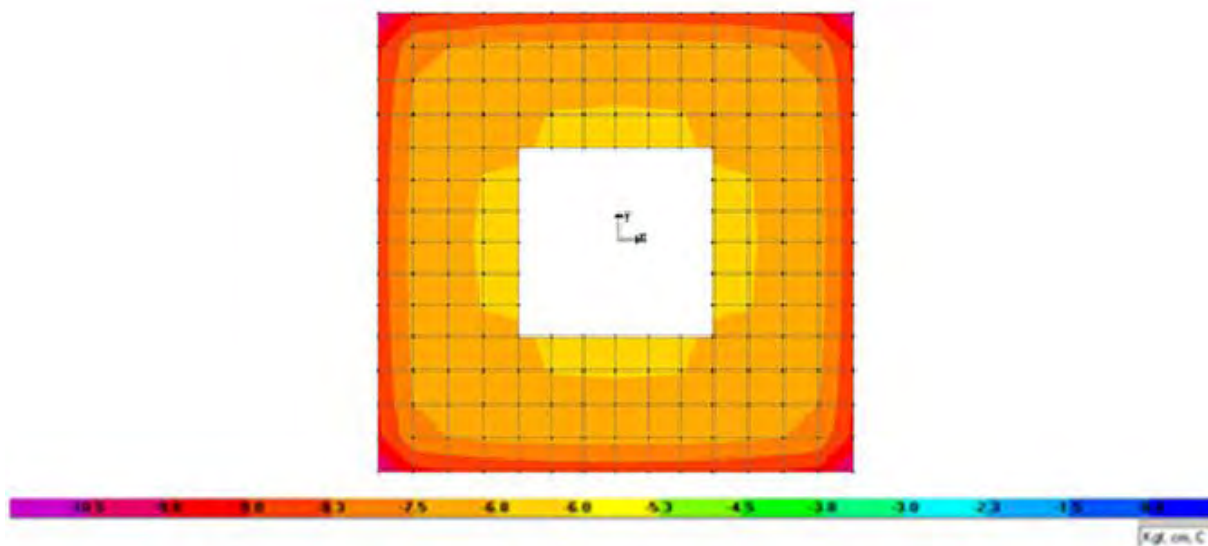


Fig. 4.2. Esfuerzos axiales debidos al peso propio en la base del elemento ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

La Figura 4.2 presenta los esfuerzos axiales verticales debidos al peso propio de la estructura visto en planta. Se aprecia la distribución de esfuerzos, la cual indica que existen concentraciones importantes de esfuerzos en las esquinas tanto interiores como exteriores de la estructura.

Una característica que se puede obtener por medio del peso propio es la condición inicial de desplazamientos, como lo muestra la Tabla 4.2. Se observan desplazamientos máximos de 0.52 cm los cuales tienen una relación con respecto a la altura de 0.00013 lo que significa que la estructura presentó un desplazamiento muy pequeño.

Tabla. 4.2. Desplazamientos verticales generados por el peso propio.

ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTOS VERTICALES (cm)			
	A	B	C	D
0	0	0	0	0
5	-0.12	-0.12	-0.12	-0.12
10	-0.23	-0.23	-0.23	-0.23
15	-0.32	-0.32	-0.32	-0.32
20	-0.39	-0.39	-0.39	-0.39
25	-0.45	-0.45	-0.45	-0.45
30	-0.49	-0.49	-0.49	-0.49
35	-0.51	-0.51	-0.51	-0.51
40	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52

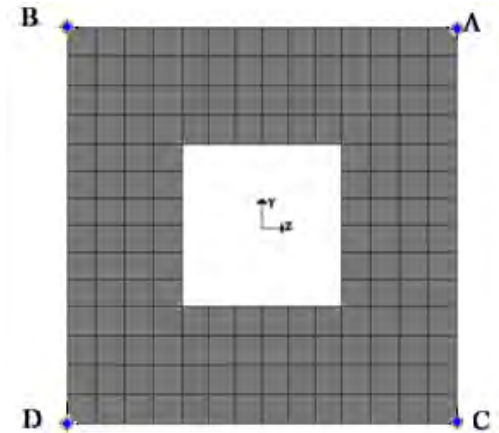


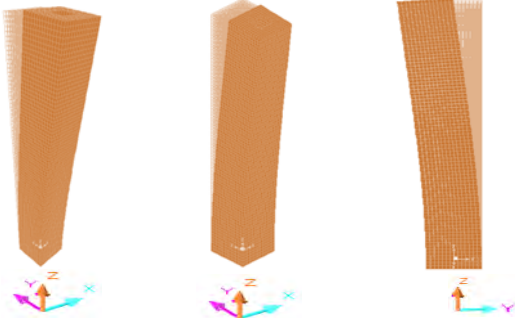
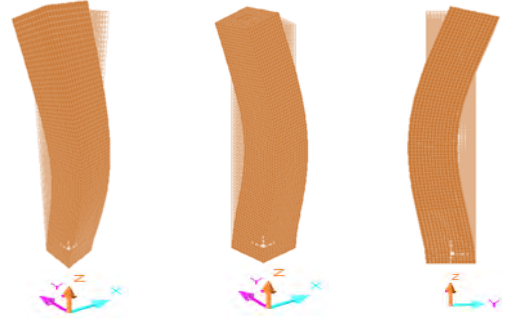
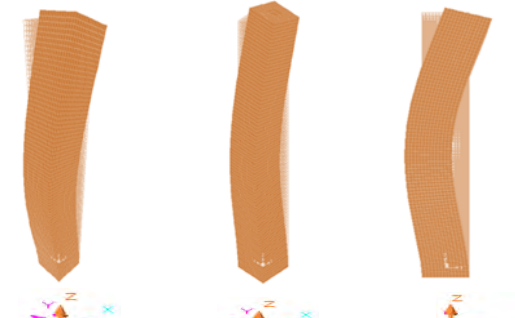
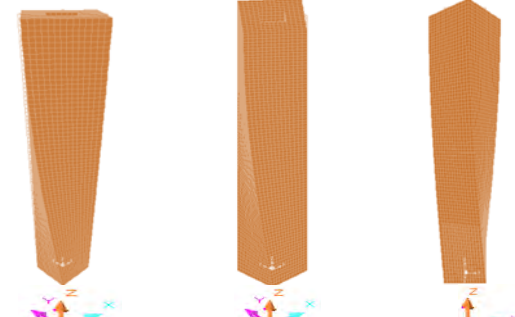
Fig. 4.3 Nodos utilizados para medir los desplazamientos verticales debido al peso propio.

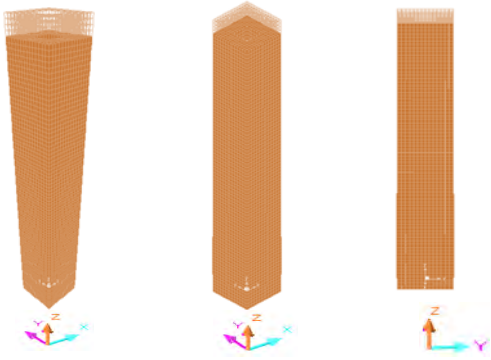
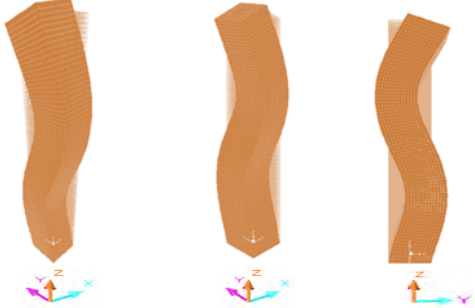
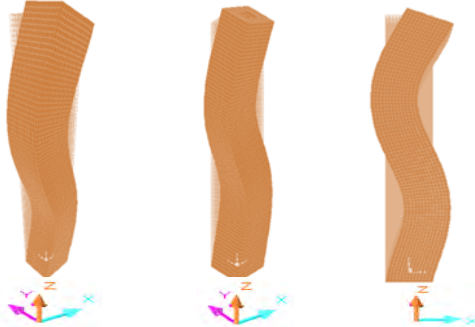
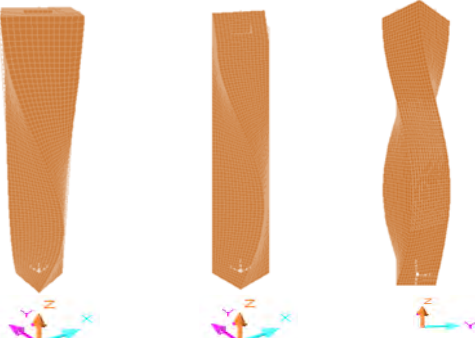
#### 4.2.- PROPIEDADES DINÁMICAS

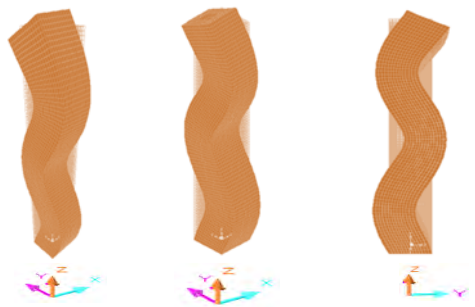
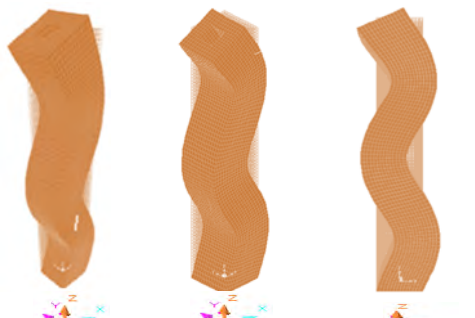

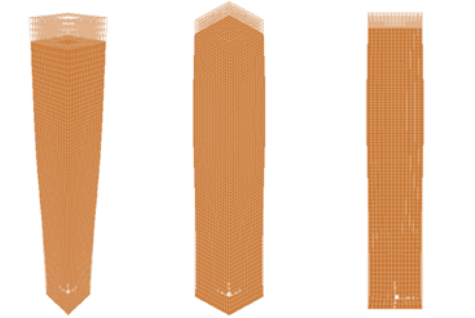
Las características dinámicas se pueden obtener de sus modos de vibrar. En la Tabla 4.3 se presentan los primero 20 modos de vibrar de la estructura, así como la descripción de cada uno de ellos.

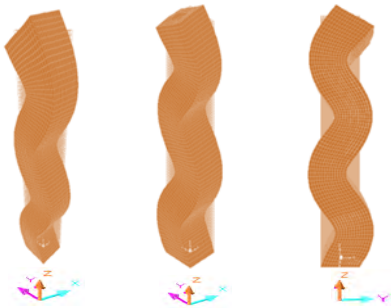
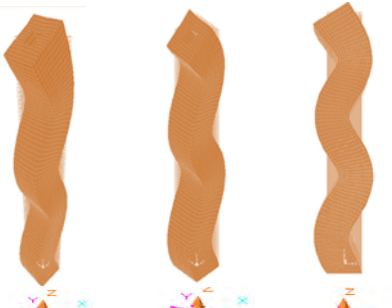
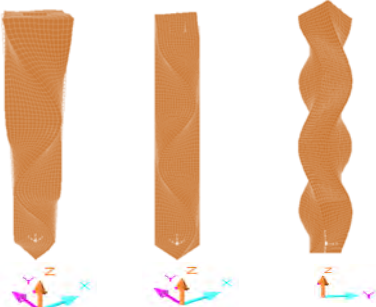
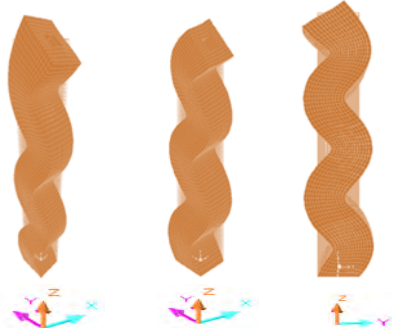
Tabla. 4.3. Modos de vibración de la torre de mampostería.

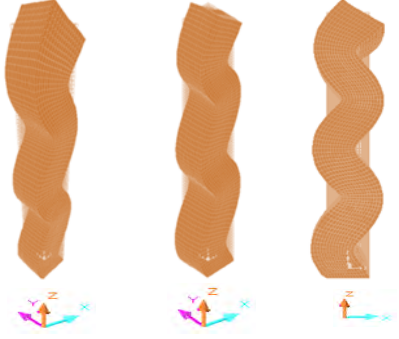
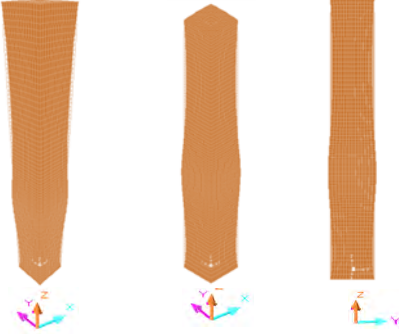
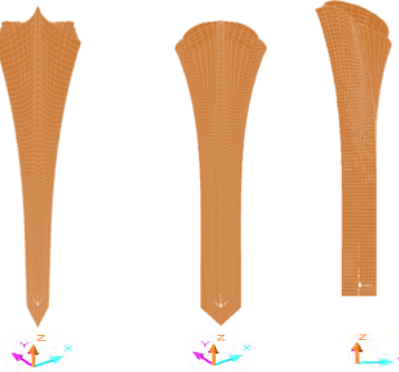
MODO	T (s)	COMPORTAMIENTO
I	1.384	<p>Este modo presenta un desplazamiento transversal en dirección X, presenta una flexión simple. Este modo corresponde al modo fundamental de vibración y tiene una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 61.416 % Y= 0.381 % Z= 0 %</p>

MODO	T (s)	COMPORTAMIENTO
II	1.384	<p>Este modo presenta un desplazamiento transversal en dirección "Y" con comportamiento de flexión simple. Presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0.381 %  Y= 61.416 %  Z= 0 %</p> 
III	0.245	<p>Este modo presenta un comportamiento de flexión doble en donde se presenta una mayor participación en la dirección "Y", presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0.114 %  Y= 19.899 %  Z= 0 %</p> 
IV	0.245	<p>En este modo se presenta un comportamiento de doble flexión donde se muestra mayor participación en la dirección X. Este modo presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 19.899 %  Y= 0.114 %  Z= 0 %</p> 
V	0.221	<p>Este modo es el primer modo con comportamiento de torsión a lo largo de la torre, presenta una masa modal efectiva de 0 en sus tres direcciones lo cual indica que no tiene participación.</p> <p>X= 0%  Y= 0%  Z= 0%</p> 

MODO	T (s)	COMPORTAMIENTO
VI	0.130	<p>Este modo presenta un comportamiento vertical por lo que presenta una mayor participación en la dirección vertical, este modo presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0 % Y= 0 % Z= 81.408 %</p> 
VII	0.099	<p>Este modo presenta desplazamientos en dirección Y, presenta un comportamiento de flexión triple a lo largo de la torre y tiene una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0.044 % Y= 6.889 % Z= 0 %</p> 
VIII	0.099	<p>Este modo muestra desplazamientos en dirección X, presenta un comportamiento de flexión triple a lo largo de la torre y su masa modal efectiva es de:</p> <p>X= 6.889 % Y= 0.04 % Z= 0 %</p> 
IX	0.074	<p>Este modo muestra un comportamiento de torsión doble a lo largo de la torre presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0% Y= 0% Z= 0%</p> 

MODO	T (s)	COMPORTAMIENTO
X	0.058	<p>Este modo muestra un comportamiento de flexión cuádruple a largo de la torre. Presenta una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0.029 %  Y= 3.482 %  Z= 0 %</p> 
XI	0.058	<p>Este modo muestra un comportamiento flexión cuádruple a largo de la torre. Presenta una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 3.482 %  Y= 0.029 %  Z= 0 %</p> 
XII	0.044	<p>Este modo muestra un comportamiento de torsión triple a largo de la torre. Este presenta una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0%  Y= 0%  Z= 0%</p> 
XIII	0.044	<p>Este modo muestra un comportamiento axial a compresión y a tensión en la torre. Presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0 %  Y= 0 %  Z= 9.020 %</p> 

MODO	T (s)	COMPORTAMIENTO
XIV	0.040	<p>Este modo muestra un comportamiento de flexión con 5 curvaturas. Presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0.021 %  Y= 1.999 %  Z= 0 %</p> 
XV	0.040	<p>Se muestra un comportamiento de flexión con 5 curvaturas. Presenta una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 1.999 %  Y= 0.021 %  Z= 0 %</p> 
XVI	0.032	<p>Este modo muestra un comportamiento de torsión cuádruple a lo largo de la torre. Presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0 %  Y= 0 %  Z= 0 %</p> 
XVII	0.030	<p>Este modo muestra un comportamiento de flexión con 6 curvaturas. Presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0.031 %  Y= 1.236 %  Z= 0 %</p> 

MODO	T (s)	COMPORTAMIENTO
XVIII	0.030	<p>Este modo muestra un comportamiento de flexión con 6 curvaturas. Presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 1.236 % Y= 0.031 % Z= 0 %</p> 
XIX	0.026	<p>Se observa un comportamiento de compresión axial y de compresión y de tensión. Presentan una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 1.236 % Y= 0.031 % Z= 0 %</p> 
XX	0.026	<p>Presenta un comportamiento de torsión, este modo tiene una masa modal efectiva de:</p> <p>X= 0 % Y= 0 % Z= 0 %</p> 

Se necesitaron 20 modos de vibrar ya que el modelo requiere la participación de masa modal mínima de 90% en sus 3 direcciones como se muestra en la tabla 4.4. De acuerdo con las condiciones del campanario presenta en su primer modo una participación de masa modal aproximada de 60%. Esto indica que el primer modo no contiene la totalidad de la respuesta del elemento y que los modos superiores presentan participación considerable al elemento por lo cual deben ser tomados en cuenta para tener una respuesta completa. Cabe hacer notar que todos los nodos torsionales calculados (modos 5, 9, 12, 16 y 20) tienen una masa modal de



cero. Esto quiere decir que no participarán en la respuesta dinámica de la estructura. Lo cual se debe, principalmente, a la simetría que existe en la estructura, tanto geométrica, como de masas.

Tabla. 4.4. Modos de vibración, Periodos y Masa Modal Efectiva.

MODO	PERIODO	MASA MODAL EFECTIVA (%)		
	(s)	X	Y	Z
1	1.384	61.416	0.381	0.000
2	1.384	0.381	61.416	0.000
3	0.245	0.114	19.899	0.000
4	0.245	19.899	0.114	0.000
5	0.221	0.000	0.000	0.000
6	0.130	0.000	0.000	81.408
7	0.099	0.044	6.889	0.000
8	0.099	6.889	0.044	0.000
9	0.074	0.000	0.000	0.000
10	0.058	0.029	3.482	0.000
11	0.058	3.482	0.029	0.000
12	0.044	0.000	0.000	0.000
13	0.044	0.000	0.000	9.020
14	0.040	0.021	1.999	0.000
15	0.040	1.999	0.021	0.000
16	0.032	0.000	0.000	0.000
17	0.030	0.031	1.236	0.000
18	0.030	1.236	0.031	0.000
19	0.026	0.000	0.000	3.221
20	0.026	0.000	0.000	0.000
TOTAL		95.541	95.541	93.649

Se obtuvo la respuesta máxima por medio de la combinación cuadrática completa (CQC), la cual se basa en la ecuación 4.7. Este criterio fue utilizado debido a que hay modos que se encuentran acoplados.

$$R = [\sum_i \sum_j \rho_{ij} r_i r_j]^{1/2} \quad (4.7)$$

Para el caso en que los porcentajes críticos de amortiguamiento son iguales ( $\zeta_i = \zeta_j = \zeta$ )

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)^2} \quad (4.8)$$

donde  $r = \omega_i / \omega_j$ ,  $R$  es la suma de las respuestas modales máximas,  $\zeta$  es el coeficiente de amortiguamiento.  $\omega_i$ ,  $\omega_j$  son las frecuencias circulares para el modo  $i$  y el modo  $j$ ,  $\rho$  es el coeficiente del producto cruzado

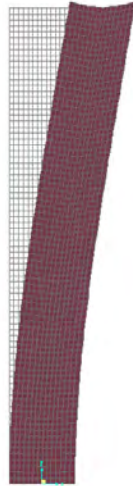


Fig. 4.4. Deformada generada por la combinación modal para la dirección (Y-Z).

La Figura 4.4 muestra la deformada de la respuesta máxima dada por el resultado de la combinación modal donde se puede observar que existen desplazamientos horizontales en la dirección (Y). En la parte superior del elemento se presenta una forma en “V” generada por los desplazamientos verticales. Esta forma en “V” se generó debido a la utilización del criterio de combinación *CQC*. Esta expresión da como resultado que las respuestas máximas de los desplazamientos verticales sean positivas en los extremos de la torre.

Para simplificar el análisis se comprobó que el modelo se comporta como un diafragma rígido. Mediante la selección de los nodos de las esquinas interiores y exteriores como se muestra en la Figura 4.5. Se verificó que los desplazamientos en ellos eran los mismos como se muestra en la Tablas 4.5. Ya que es necesario saber que todos los nodos se desplazan igual; de no ser así se necesitaría tomar los desplazamientos de cada uno de los nodos para poder tener el comportamiento real de la estructura.

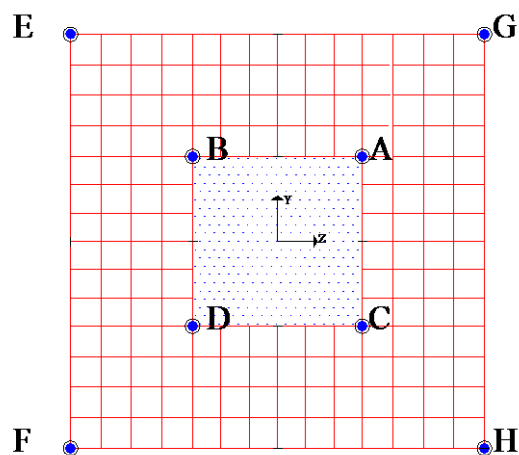


Fig.5.5. Ubicación de los nodos.

Tabla 4.5. Desplazamientos de los nodos que definen el comportamiento de diafragma rígido.

(m)	DESPLAZAMIENTOS EN NODOS (cm)								DIFERENCIA (%)						
	A	B	C	D	E	F	G	H	A-B	A-C	A-D	A-E	A-F	A-G	A-H
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0	0	0	-0.067	-0.067	-0.067	-0.067
10	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0.00	0.000	0.000	0.000
15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	2.15	0	0	0	0.005	0.005	0.005	0.005
20	3.53	3.53	3.53	3.53	3.53	3.53	3.53	3.53	0	0	0	0.006	0.006	0.006	0.006
25	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	0	0	0	0.004	0.004	0.004	0.004
30	6.74	6.74	6.74	6.74	6.74	6.74	6.74	6.74	0	0	0	0.003	0.003	0.003	0.003
35	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46	8.46	0	0	0	0.004	0.004	0.004	0.004
40	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	10.18	0	0	0	0.003	0.003	0.003	0.003

La Tabla 4.5 muestra el desplazamiento de los distintos nodos para diferentes alturas donde por medio de una comparación se puede determinar que sí existe un comportamiento de diafragma rígido. Si se presenta este comportamiento en la estructura nos permite simplificar el análisis ya que este comportamiento ayuda a que la distribución de fuerzas en todos los elementos sean iguales.

## 5. ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Se obtuvieron los espectros de diseño de las zonas sísmicas de México e Italia, mediante el Manual de la Comisión Federal de Electricidad [3] y mediante el Eurocódigo 8 [4]. Los espectros de diseño se utilizaron para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura ante cargas sísmicas de diferente magnitud. Así mismo se compararon los resultados de las distintas zonas.

### 5.1.- COMPARACIÓN DE LOS ANÁLISIS MODALES ESPECTRALES PARA LAS ZONAS B, C, D (MÉXICO)

La Figura 5.1 muestra las aceleraciones del terreno para cada zona sísmica, donde para la zona B muestra una aceleración del terreno de 0.06 g, de igual manera para la zona C se presenta una aceleración del terreno de 0.54 g y para la zona D presenta una aceleración del suelo de 0.75 g.

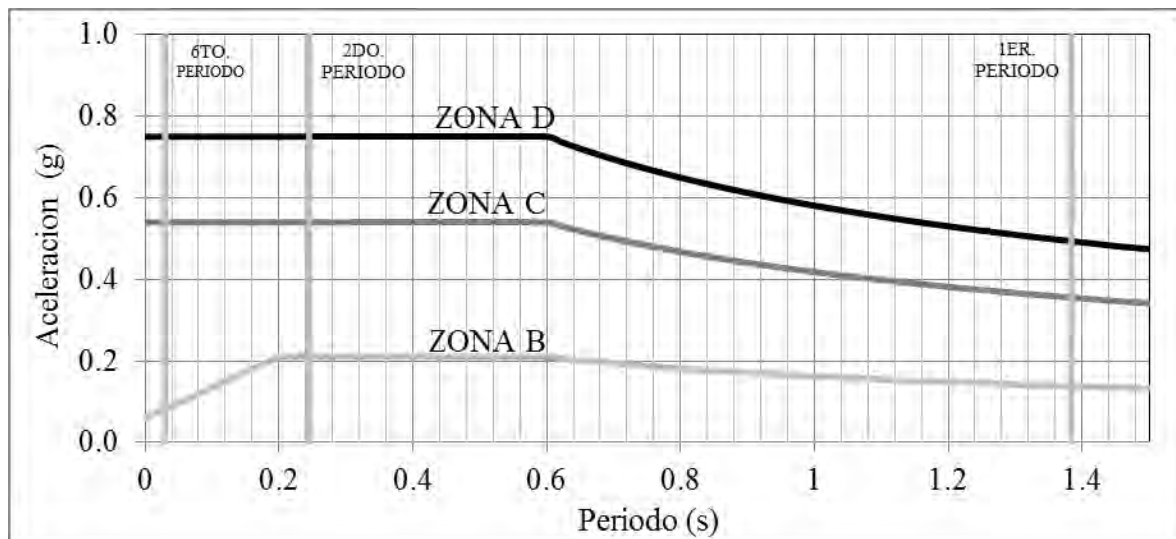


Fig. 5.1. Espectros de aceleraciones de las Zonas B, C y D.

La torre presenta un primer periodo de 1.38 s, al cual le corresponde una aceleración de 0.14 g, 0.36 g y 0.5 g, para las zonas B, C y D respectivamente. Esto indica que la zona D generará más aceleraciones a la estructura. Sin embargo, es importante recordar que la respuesta total de la estructura debe tener en cuenta la participación de los modos que proporcionen por lo menos el 90% de la masa total.

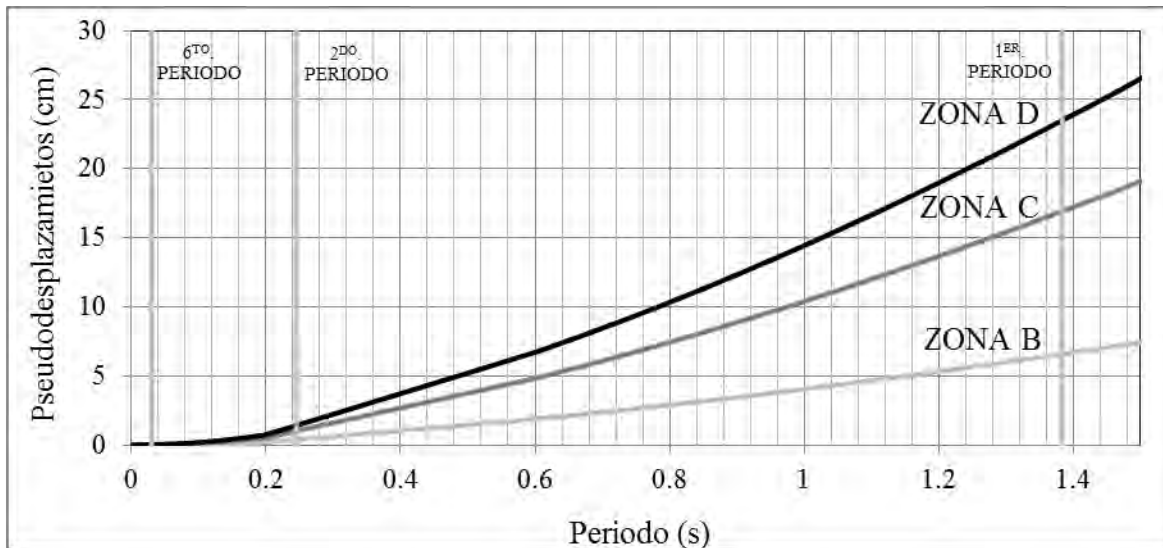


Fig. 5.2. Espectros de desplazamientos de las Zonas B, C y D.

Una forma de conocer el comportamiento de la estructura, es por medio de los espectros de pseudodesplazamientos donde se puede observar de manera más clara la influencia de cada modo en los desplazamientos, como se muestra en la Figura 5.2. El espectro de desplazamientos muestra que el primer modo presenta mayor influencia para la estructura, y para los modos inferiores presenta desplazamientos más pequeños.

Tabla 5.1. Desplazamientos del modelo ubicado en distintas zonas sísmicas de México.

ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTOS		
	ZONA B (cm)	ZONA C (cm)	ZONA D (cm)
0	0.000	0	0
5	0.286	0.739	1.02
10	1.041	2.685	3.71
15	2.151	5.549	7.67
20	3.526	9.096	12.57
25	5.082	13.111	18.12
30	6.747	17.406	24.05
35	8.461	21.827	30.16
40	10.182	26.265	36.3

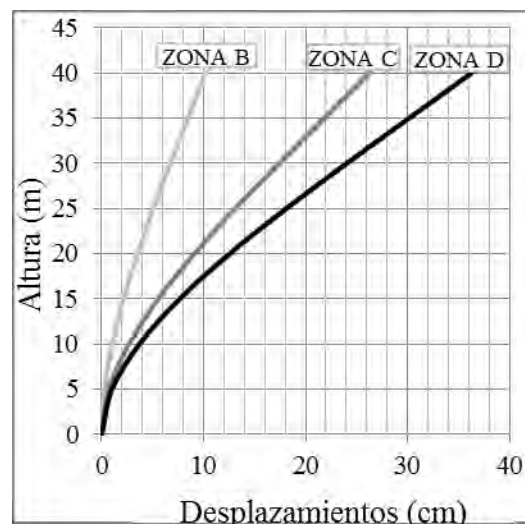


Fig. 5.3. Desplazamientos del modelo a diferentes alturas.

En la Figura 5.3 se muestran los desplazamientos generados por los distintos espectros donde se observa que la zona B es la que presenta menores desplazamientos en comparación con las zonas C y D que son las zonas donde se presentaron desplazamientos más elevados.

El índice más importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños es la distorsión de entrepiso. Esto se puede calcular determinando el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos  $\Delta$ , dividido entre la altura de entrepiso,  $H$ , como se muestra en la ecuación 5.1, la cual se representa esquemáticamente en la Figura 5.4 [18].

$$\gamma = \frac{\Delta}{H} \quad (5.1)$$

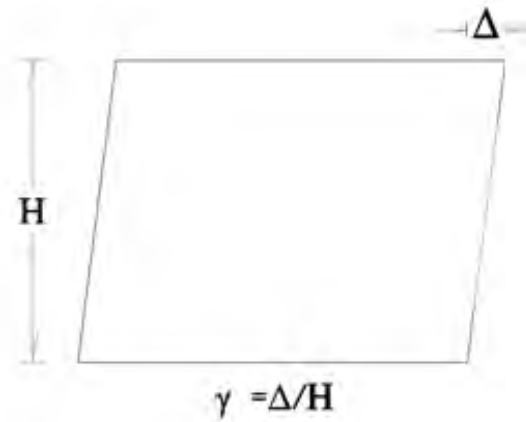


Fig. 5.4. Distorsión de entrepiso fórmula general.

Otra forma de calcular la distorsión de entrepiso, es tomando en cuenta el giro de la estructura. Cuando una estructura gira, debido a un momento flexionante, se producen desplazamientos horizontales que no causan distorsión en la estructura. Por lo que en estructuras donde parte de los desplazamientos horizontales se dan por el giro de la estructura, las distorsiones calculadas pueden sobreestimarse. Debido a esto, antes de calcular las distorsiones de entrepiso, es necesario considerar el giro de la estructura. Esto dará como resultado distorsiones menores. La distorsión de entrepiso se obtiene mediante la Ecuación 5.2 y las variables se muestran esquemáticamente en la Figura 5.5.

$$\delta = \left(\frac{1}{H}\right)(U_3 - U_1) + \left(\frac{1}{L}\right)(U_6 + U_8 - U_2 - U_4) \quad (5.2)$$

donde  $\delta$  es la distorsión de entrepiso,  $H$  es la altura de entrepiso (m),  $U_3$ , es el desplazamiento horizontal del nivel superior,  $U_1$  es el desplazamiento horizontal del nivel inferior,  $L$  es el ancho de la torre,  $U_6$  es el desplazamiento vertical del nivel superior de uno de los extremos,  $U_8$  es el desplazamiento vertical del nivel inferior,  $U_2$  es el desplazamiento vertical del nivel inferior,  $U_4$  es el desplazamiento vertical del nivel superior.

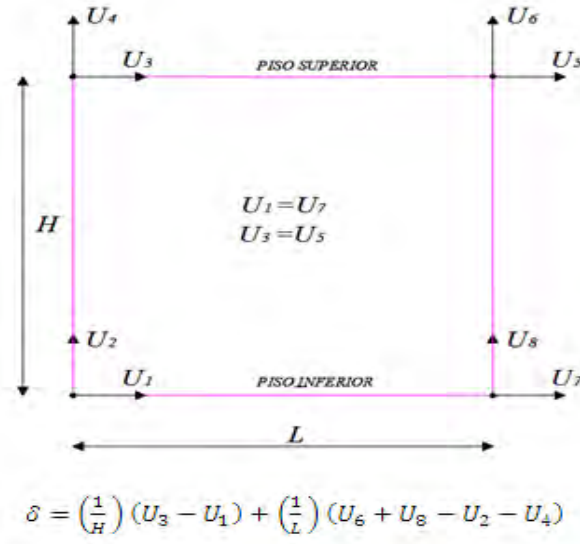


Fig. 5.5. Ecuación y variables.

Por medio de los métodos anteriores para el cálculo de la distorsión de entrepiso se puede observar una diferencia para los entrepisos inferiores como lo muestra la Figura 5.6. Se puede tomar como valor de la distorsión máxima de 0.006 que indica el Manual de la comisión Federal de Electricidad para Diseño por Sismo [2]. Cabe hacer notar que para el tipo de estructuras que estamos considerando, este valor no necesariamente representa un estado límite de falla. Sin embargo, al no existir en la literatura información al respecto, se puede tomar como valor de referencia.

La diferencia entre las distorsiones calculadas mediante el método tradicional y el método que toma en cuenta el giro de la estructura, se acentúa conforme se incrementa la altura. Esto se debe a que conforme aumenta la altura se presentan mayores desplazamientos los cuales son debido a los giros de la estructura.

La Figura 5.6 muestra las distorsiones calculadas mediante los dos distintos métodos antes mencionados. Se puede observar que existe una diferencia de 14 % para la zona B, mientras que para la zona C presenta una diferencia de 17 % y para la zona D presenta una diferencia de 15 %. Se obtuvieron distorsiones de entrepiso máximas de 0.003, 0.007 y 0.0105 para las zonas B, C y D respectivamente. Las distorsiones de la zona B presentan magnitudes inferiores a las permisibles, mientras que las distorsiones de la zona C y la zona D exceden de la distorsión máxima permisible (0.006) a una altura de 15 y 10 metros respectivamente.

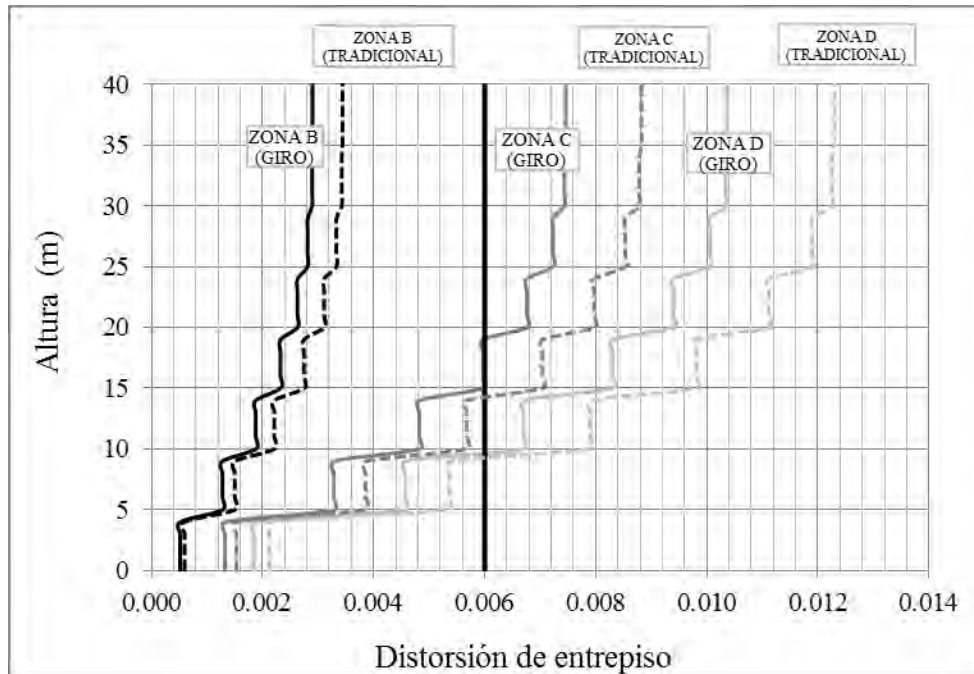


Fig. 5.6. Diferencia de las distorsiones de entrepiso.

Tabla 5.2. Aceleraciones relativas del modelo en distintas zonas sísmicas de México.

ALTURA (m)	ACELERACIÓN		
	ZONA B (m/s <sup>2</sup> )	ZONA C (m/s <sup>2</sup> )	ZONA D (m/s <sup>2</sup> )
0	0	0	0
5	0.55506	2.43	3.18
10	1.02907	3.299	4.5
15	1.36664	3.855	5.3
20	1.50018	4.092	5.65
25	1.46467	4.066	5.65
30	1.47387	4.113	5.71
35	1.89193	4.963	6.88
40	2.78242	7.59	10.55

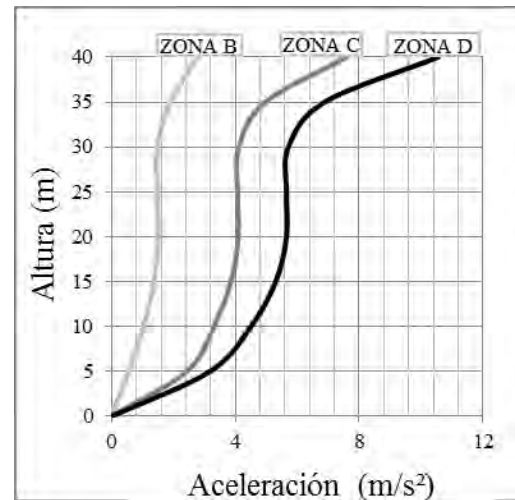


Fig. 5.7. Aceleraciones relativas a diferentes alturas.

En la Figura 5.7 se muestra el comportamiento y las magnitudes de las aceleraciones relativas de la zonas B, C y D, donde se observa un comportamiento similar para los tres espectros, sin embargo se puede observar que existe una diferencia importante en la zona B ya que este espectro presenta aceleraciones menores a las de las otras zonas.



Tabla 5.3. Fuerzas cortantes tomadas a diferentes alturas.

ALTURA (m)	FUERZA CORTANTE		
	ZONA B (T)	ZONA C (T)	ZONA D (T)
0	188.73	493.864	686.487
5	176.64	458.317	627.116
10	168.05	433.908	603.23
15	153.35	396.557	551.349
20	132.54	351.321	488.481
25	114.81	300.129	417.294
30	91.78	237.754	330.53
35	57.09	149.51	207.813
40	3.67	9.993	13.887

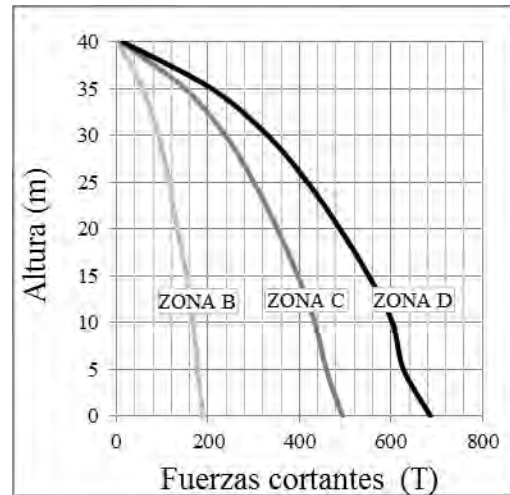


Fig. 5.8. Fuerzas cortantes a diferentes alturas.

Las fuerzas obtenidas de las tres zonas presentaron magnitudes máximas en la base de la estructura con 188.73, 493.86 y 686.47 T para las zonas B, C y D respectivamente. Las magnitudes indican que en la zona D se generan fuerzas cortantes mayores a las generadas de la zona B y C. Se observa un comportamiento similar para las tres zonas donde las magnitudes se acentúan conforme se acercan a la base.

Tabla 5.4. Coeficientes sísmicos a diferentes alturas.

ALTURA (m)	ZONA B Cs	ZONA C Cs	ZONA D Cs
0	0.1	0.26	0.37
5	0.11	0.28	0.38
10	0.12	0.31	0.43
15	0.13	0.34	0.47
20	0.14	0.37	0.52
25	0.16	0.43	0.59
30	0.2	0.51	0.7
35	0.24	0.64	0.89

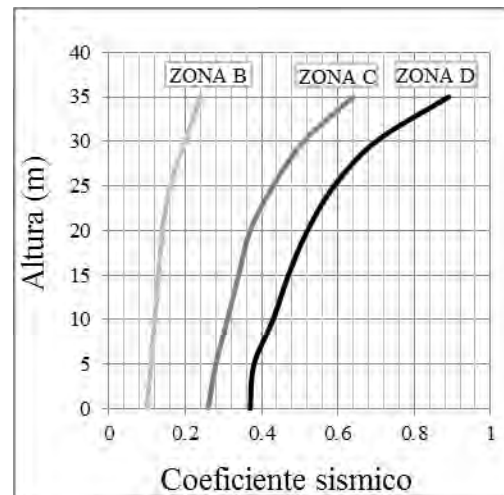


Fig. 5.9. Coeficientes sísmicos a diferentes alturas.

Se obtuvieron los coeficientes sísmicos para distintas alturas y para las distintas zonas. Se puede ver que para las tres zonas, los coeficientes sísmicos máximos se presentan en los niveles superiores (Figura 5.9). Esto indica que los niveles superiores presentan una amplificación de 2.5 veces más de lo que se presenta en la base. Para la zona B se obtuvo un coeficiente sísmico máximo de 0.24 mientras que para la zona C fue de 0.64 y para la zona D fue de 0.89.

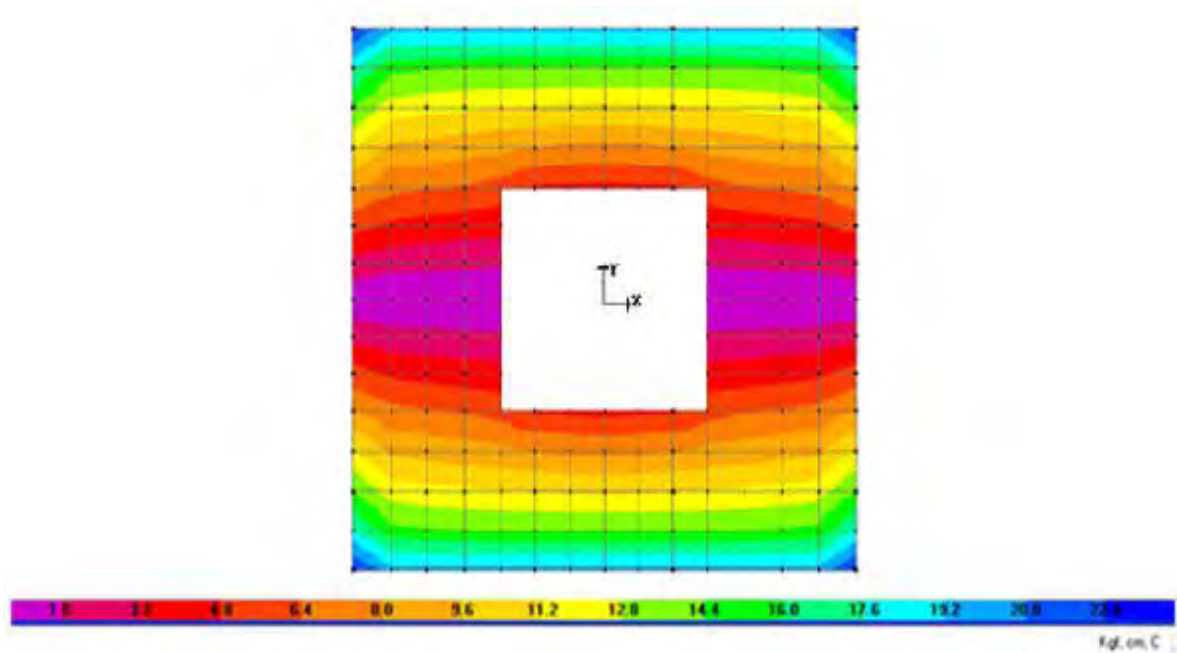


Fig. 5.10. Distribución de esfuerzos axiales verticales en la base, generados por el espectro de la zona B vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

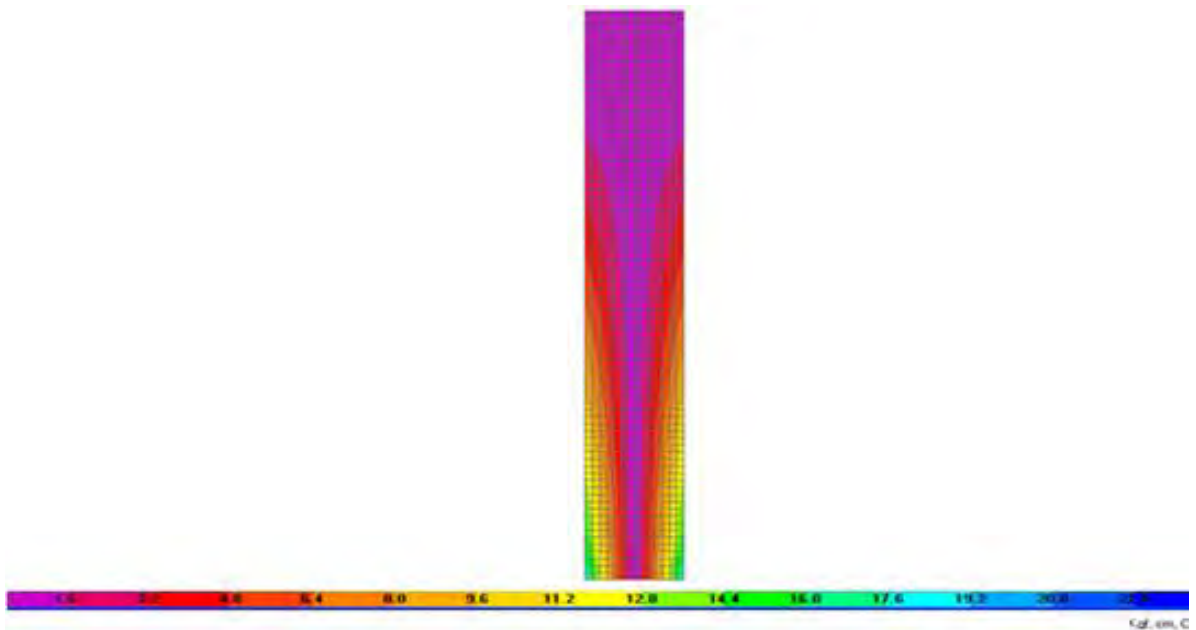


Fig. 5.11. Esfuerzos axiales verticales generados por el espectro de la zona B ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Las Figuras 5.10 y 5.11 muestran los esfuerzos axiales verticales generados por el espectro de la zona B en donde se presenta un esfuerzo máximo de  $22 \text{ kg}/\text{cm}^2$  lo que indica que se excedió de la capacidad del material a compresión y que se presenta la sección más crítica en la base del elemento tomando en cuenta los esfuerzos.

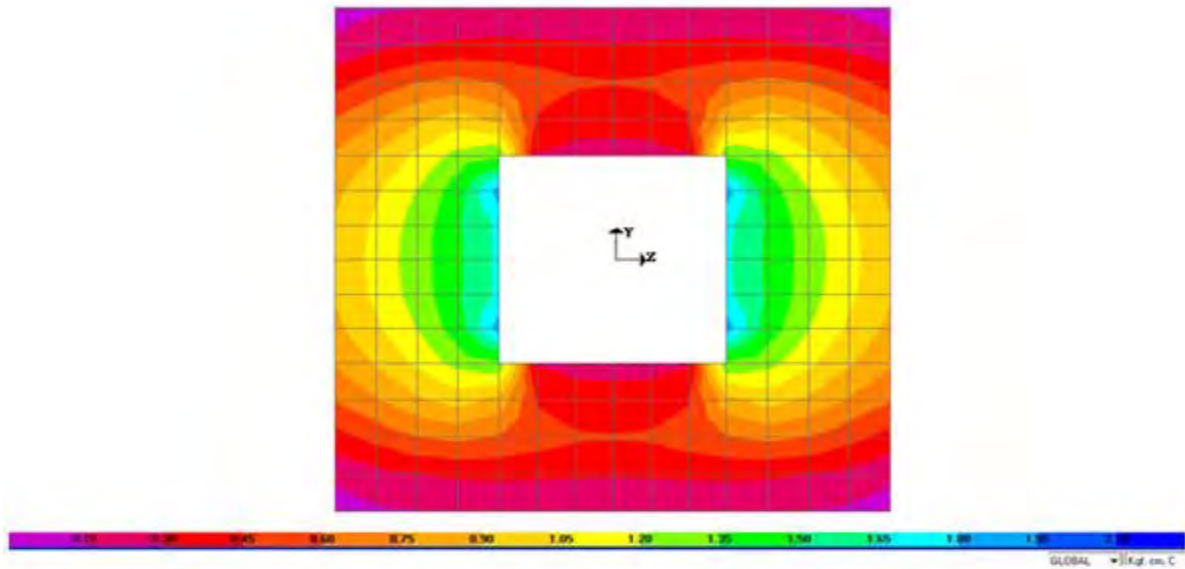


Fig. 5.12. Distribución de Esfuerzos cortantes a una altura de 1.5 m generados por el espectro de la zona B, vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

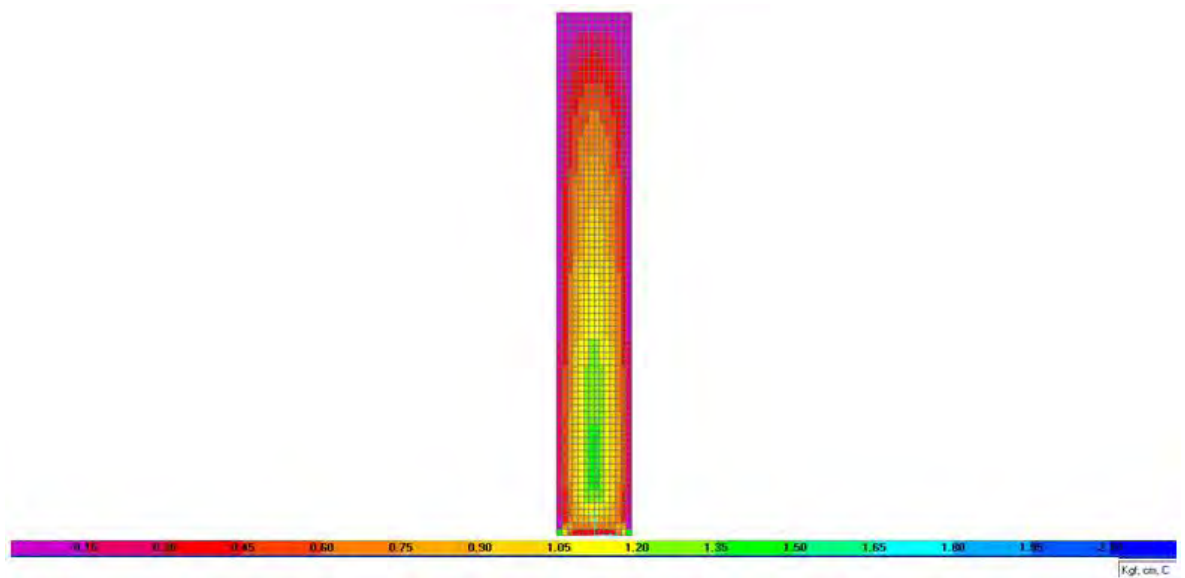


Fig. 5.13. Esfuerzos cortantes generados por el espectro de la zona B vistos a lo largo de la torre ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Las Figuras 5.12 y 5.13 muestran la sección más crítica tomando en cuenta los esfuerzos cortantes, donde se observa que la sección más crítica (se tomaron los cortantes para poder observar con más claridad la distribución de esfuerzos) se presenta los extremos interiores de la base ya que en esa área existe concentración de esfuerzos cortantes, tomando en cuenta su magnitud, presentan un esfuerzo cortante máximo de  $2.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$  lo que significa que no se presentarían fallas por cortante.

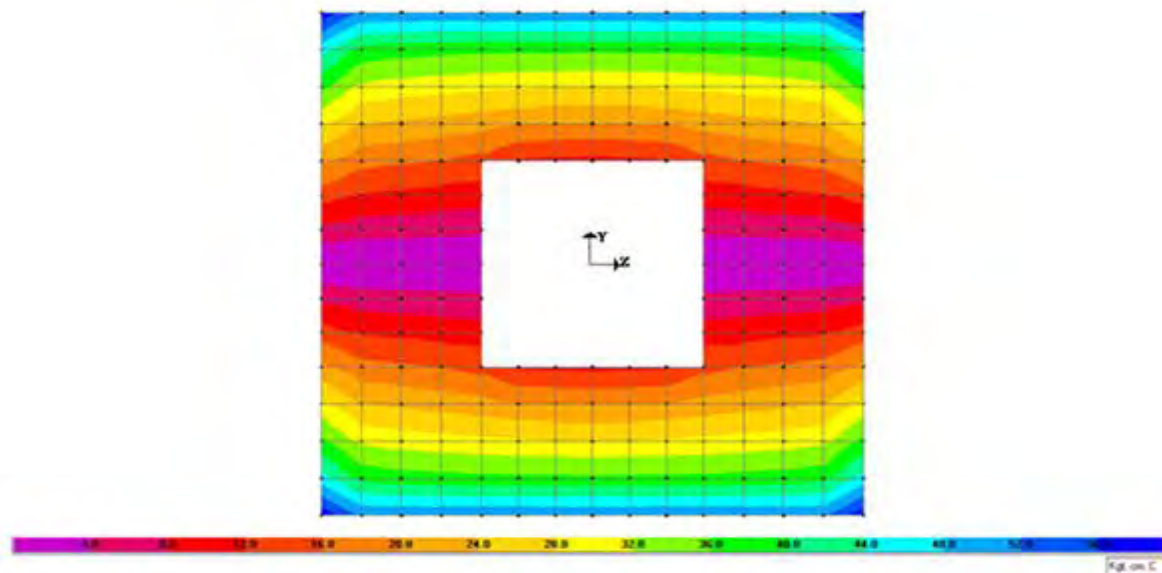


Fig. 5.14. Distribución de esfuerzos axiales verticales en la base, generados por el espectro de la zona C vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

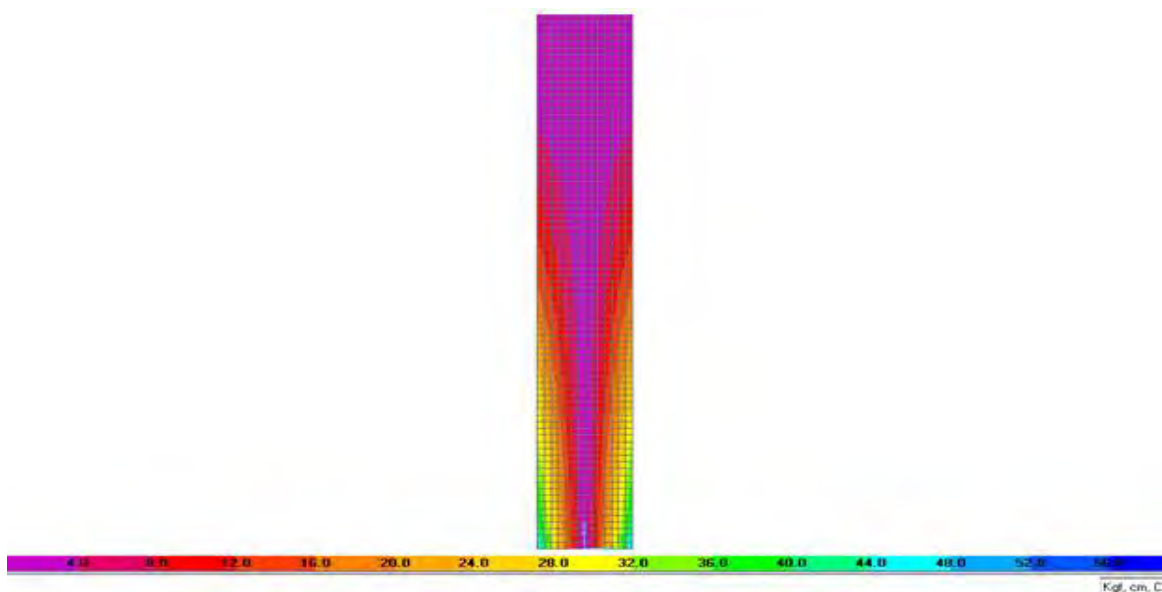


Fig. 5.15. Esfuerzos axiales verticales generados por el espectro de la zona C ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Las Figuras 5.14 y 5.15 muestran los esfuerzos axiales verticales generados por el espectro de la zona C en donde se presenta un esfuerzo máximo de  $56 \text{ kg}/\text{cm}^2$  lo que indica que se excedió de la capacidad del material a compresión y que es posible que exista pérdida de materia debido a la falla por aplastamiento.

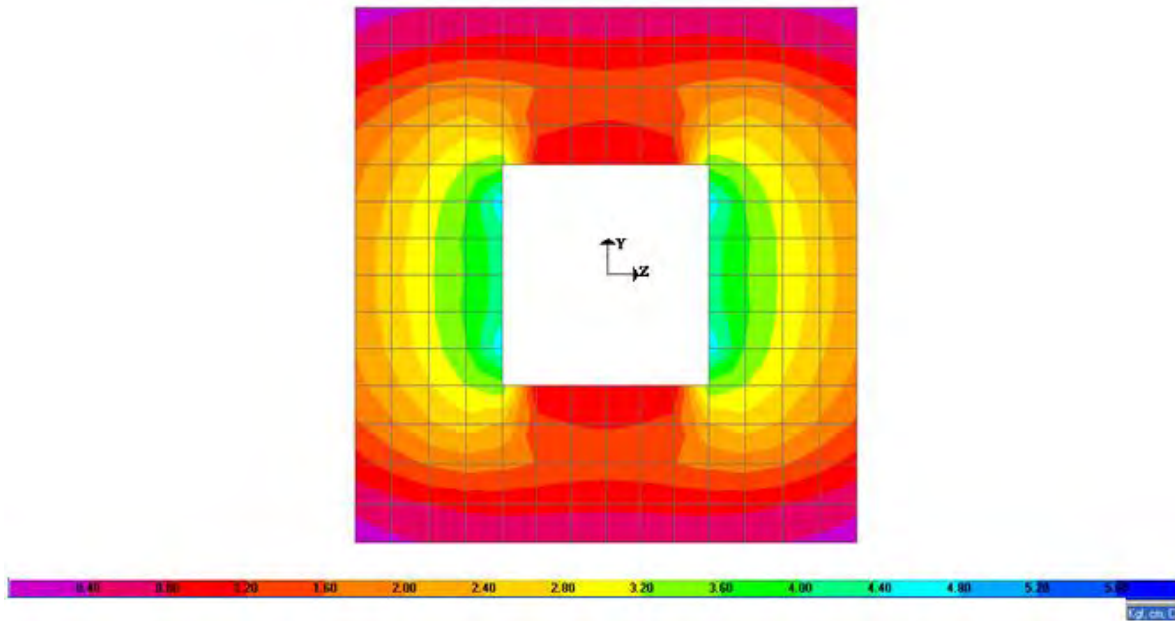


Fig. 5.16. Esfuerzos cortantes en la base generados por el espectro de la zona C ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

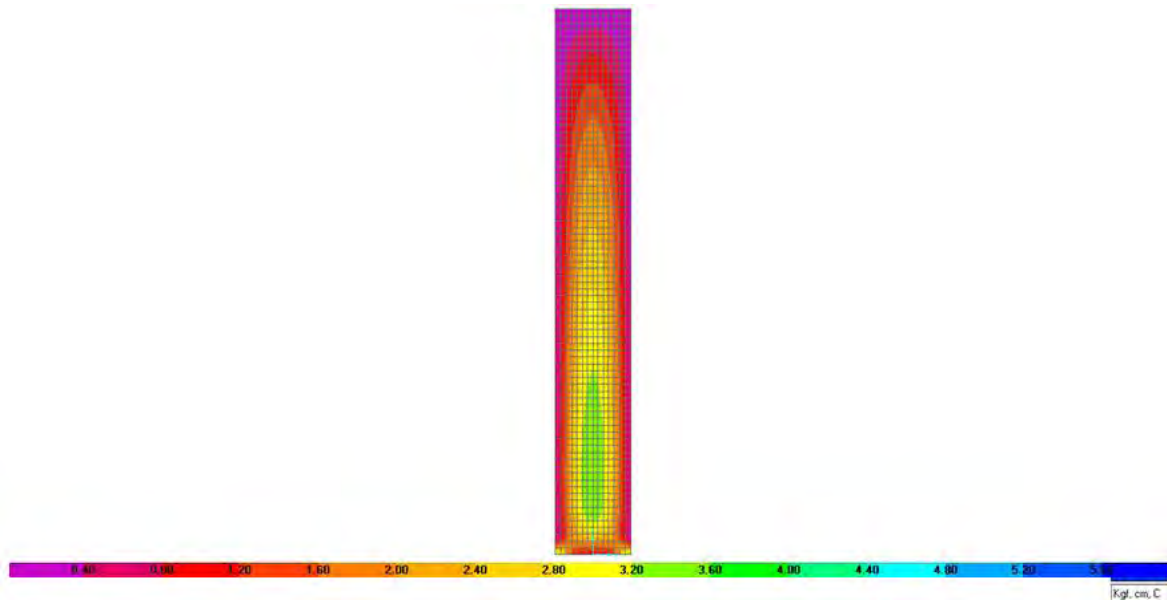


Fig. 5.17. Esfuerzos cortantes generados por el espectro de la zona C ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

En las Figuras 5.16 y 5.17 muestran la sección más crítica tomando en cuenta los esfuerzos cortantes. Se observa que la sección más crítica se presenta los extremos interiores de la base ya que en esa área existe concentración de esfuerzos cortantes, tomando en cuenta su magnitud, presentan un esfuerzo cortante máximo de  $5.8 \text{ kg}/\text{cm}^2$  lo que significa presenta fallas por cortante.

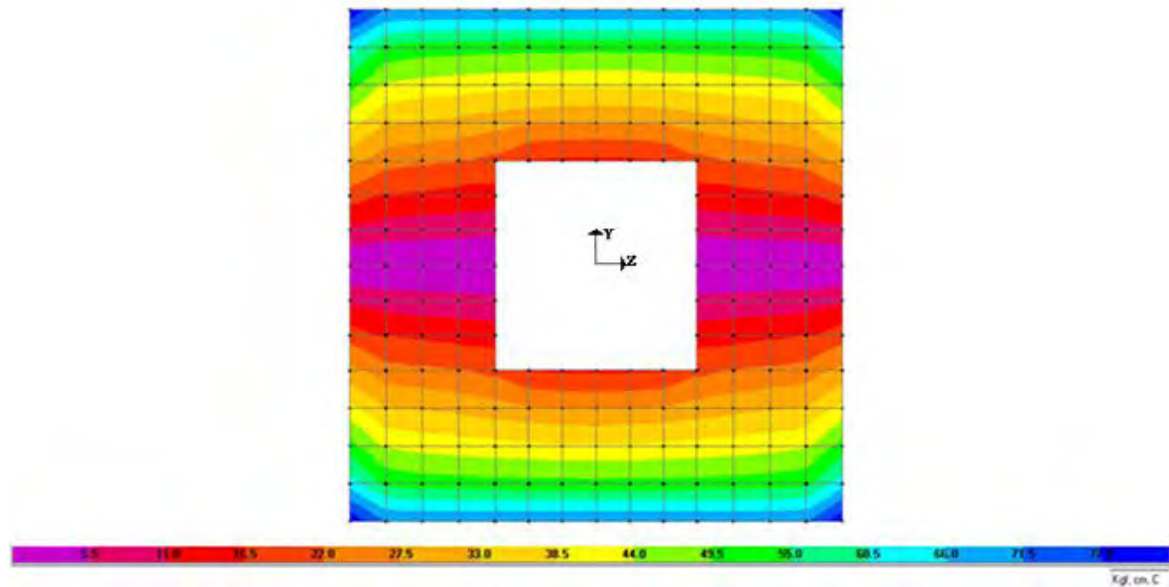


Fig. 5.18. Distribución de esfuerzos axiales verticales presentes en la base de la torre para la zona D vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

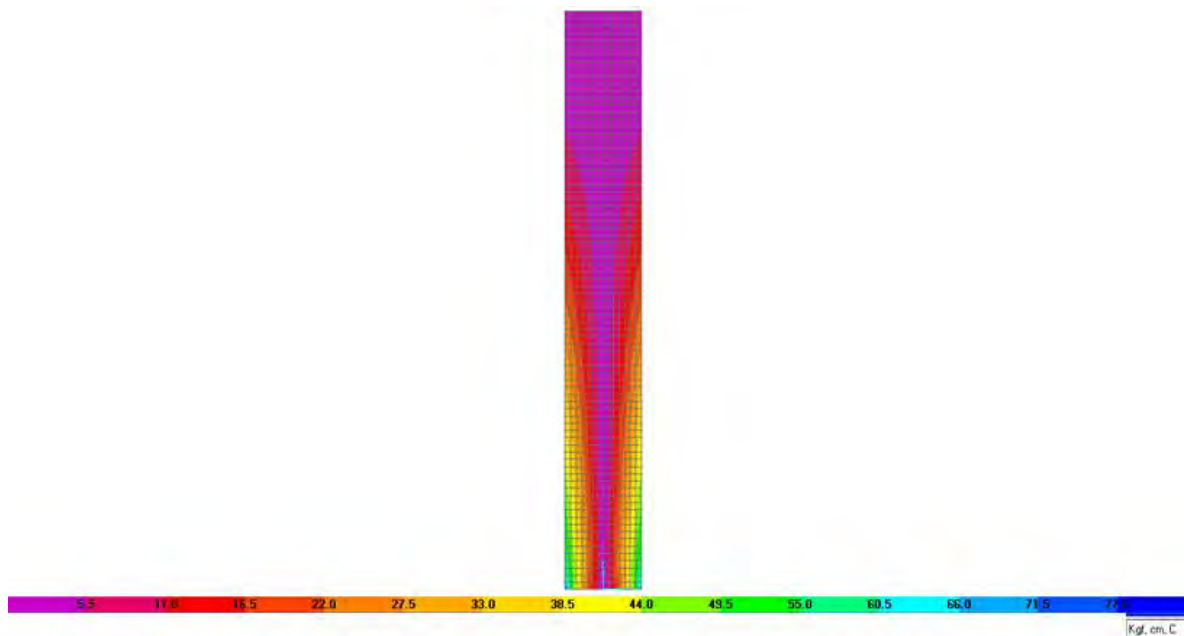


Fig. 5.19. Esfuerzos axiales verticales a lo largo de la torre, generados para la zona D vistos a lo largo de la torre ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Las Figuras 5.18 y 5.19 muestran los esfuerzos axiales verticales generados por el espectro de la zona C en donde se presenta un esfuerzo máximo de  $78 \text{ kg}/\text{cm}^2$  lo que indica que se excedió de la capacidad del material a compresión y que es posible que exista una falla por aplastamiento y por tensión.

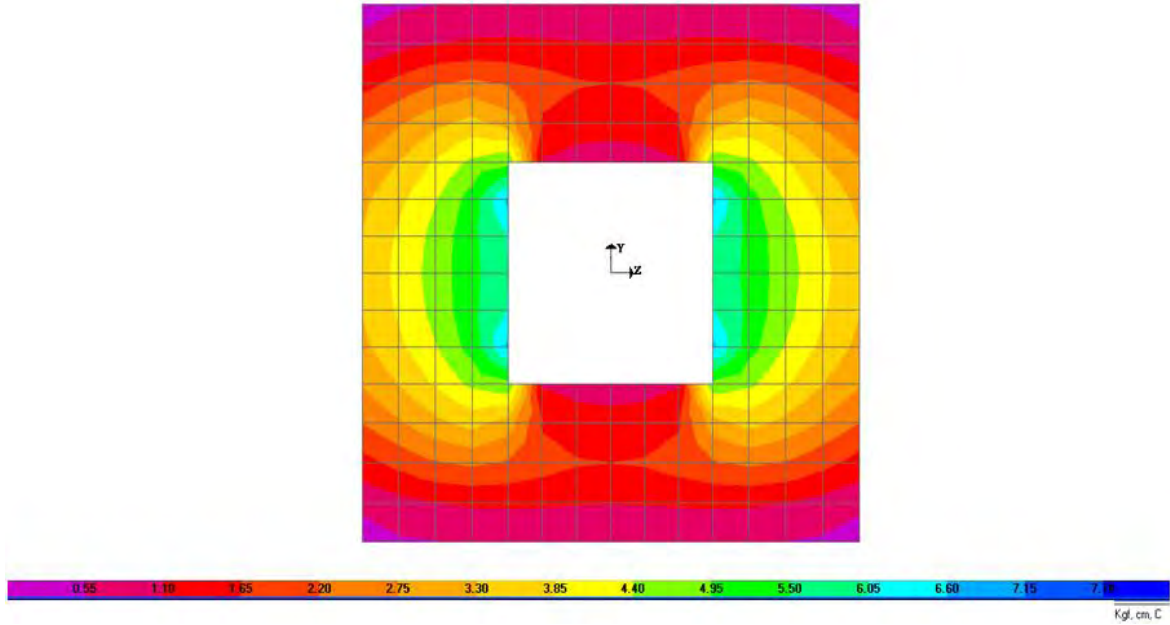


Fig. 5.20. Distribución de esfuerzos cortantes en la base generados por el espectro de la zona D ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

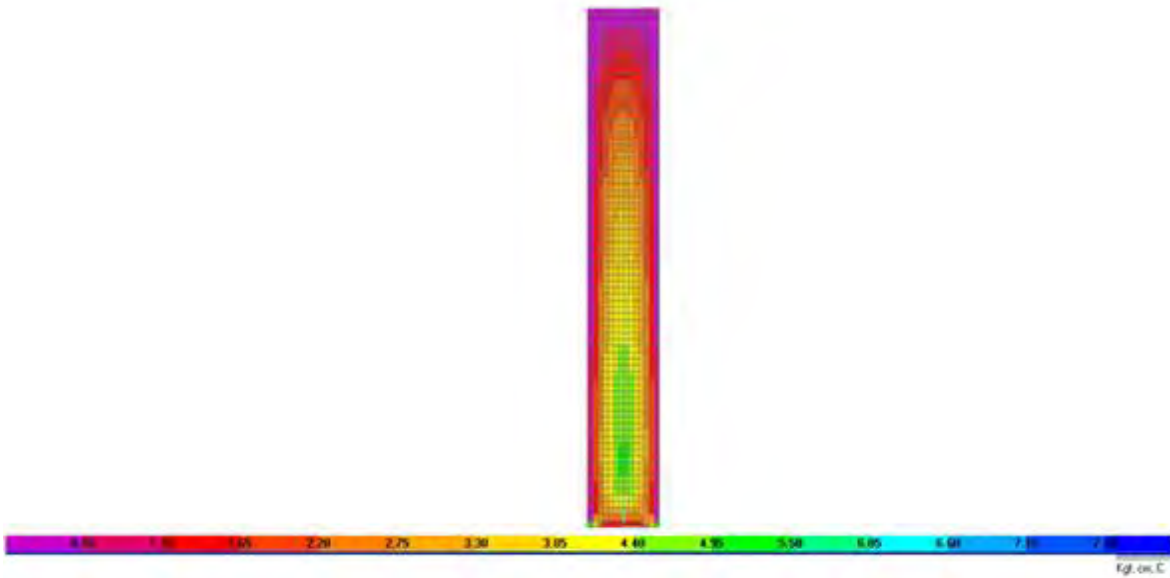


Fig. 5.21. Esfuerzos cortantes generados por el espectro de la zona D ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

En las Figuras 5.20 y 5.21 muestran la sección más crítica tomando en cuenta los esfuerzos cortantes, donde se observa que la sección más crítica se presenta los extremos interiores de la base ya que en esa área esa área existe concentración de esfuerzos cortantes, tomando en cuenta su magnitud, presentan un esfuerzo cortante máximo de  $7.7 \text{ kg}/\text{cm}^2$ , esto al compararlo con la resistencia a cortante que es de  $2.5 \text{ kg}/\text{cm}$ , indica que se presentarían fallas por cortante.

## 5.2.- COMPARACIÓN DE LOS ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL DE LAS ZONAS 1, 2, 3 (ITALIA)

La Figura 5.22 muestra los espectros de aceleración para las tres distintas zonas que indica el reglamento para Italia. La aceleración del terreno es de 0.18, 0.3 y 0.42 g, para las zonas 3, 2, y 1 respectivamente.

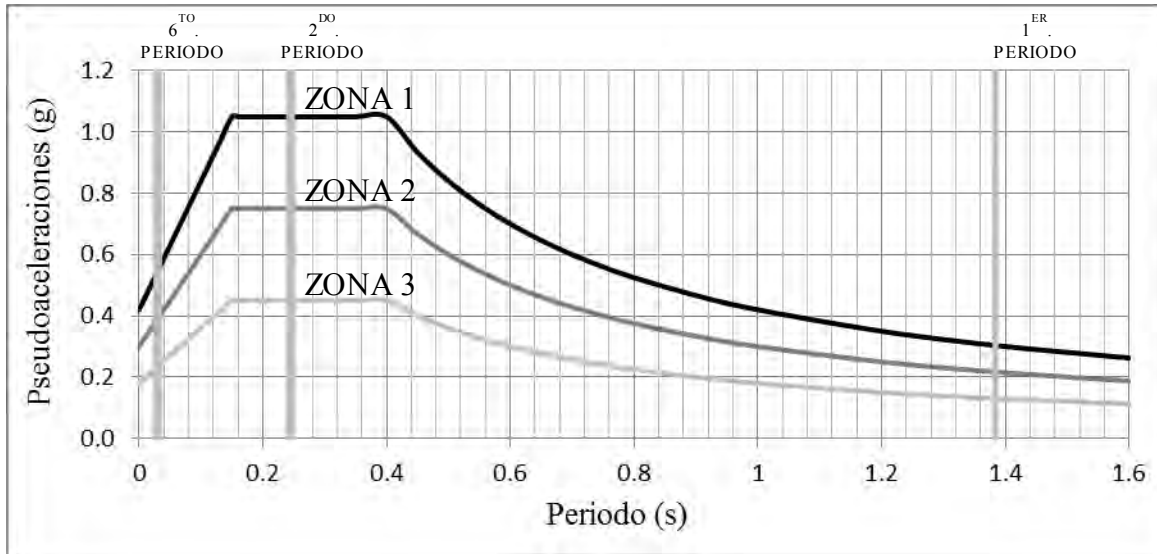


Fig. 5.22. Espectros de aceleraciones de las Zonas 1, 2 y 3.

La estructura presenta un primer periodo de 1.38 s donde tendremos una aceleración aproximada de 0.13, 0.217 y de 0.13 g para las zonas 3, 2, 1 respectivamente. Esto indica que la zona 3 genera más aceleraciones a la estructura.

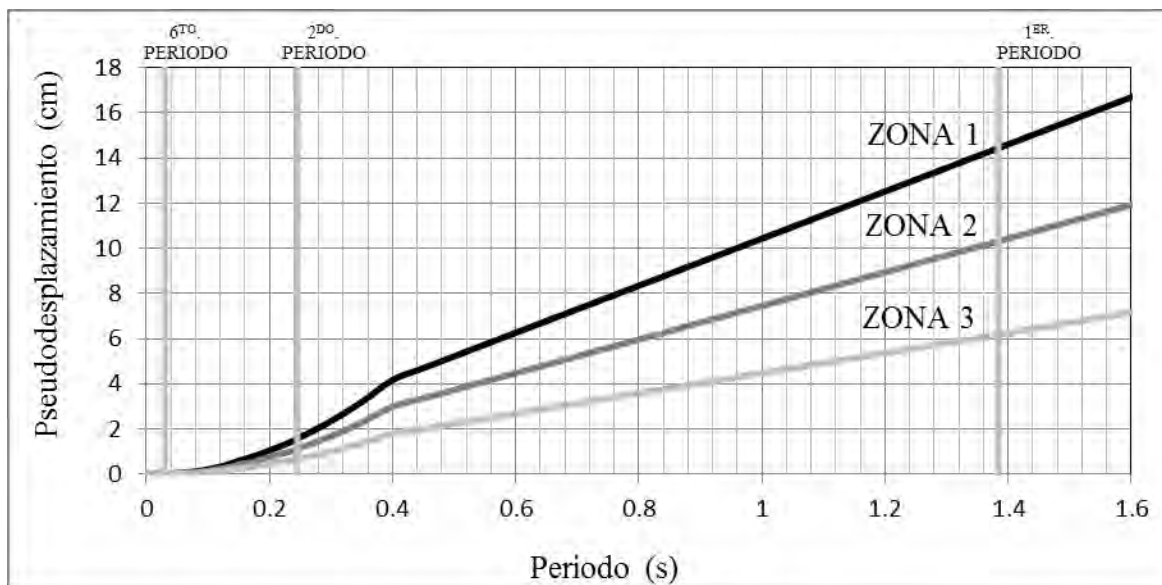


Fig. 5.23. Espectros de desplazamientos de las zonas 1, 2 y 3.



La Figura 5.23 muestra los espectros de desplazamientos de las zonas 1, 2 y 3. En esta imagen se marcan tres periodos los cuales nos ayudan a determinar qué influencia presentan para el comportamiento y nos indican la aportación de cada modo en las tres zonas.

Tabla 5.5. Desplazamientos del modelo ubicado en distintas zonas sísmicas de Italia.

ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTOS EN ITALIA (cm)		
	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
0	0.00	0.00	0.00
5	0.68	0.49	0.29
10	2.36	1.68	1.01
15	4.79	3.42	2.05
20	7.77	5.55	3.32
25	11.15	7.95	4.76
30	14.77	10.54	6.31
35	18.53	13.22	7.92
40	22.32	15.93	9.54

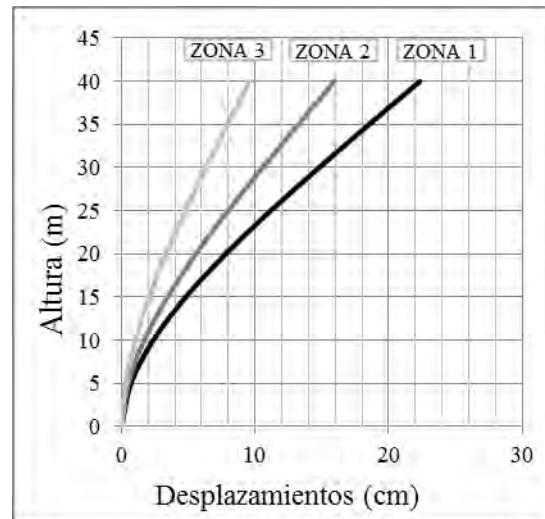


Fig. 5.24. Desplazamientos a diferentes alturas.

Los desplazamientos obtenidos mostraron el mismo comportamiento para las tres zonas donde se obtuvieron 9.54, 15.93 y 22.32 cm para las zonas 3, 2, y 1 respectivamente. Los desplazamientos indican que la zona 1 es la más crítica para la torre de campanario modelada.

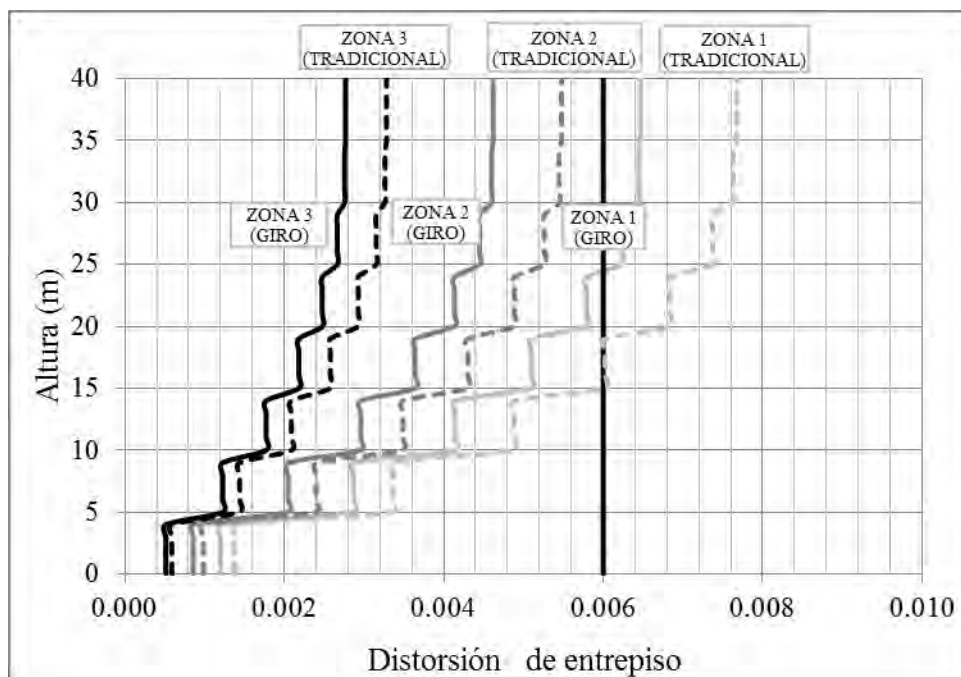


Fig. 5.25. Distorsiones de entrepiso a diferentes alturas.

La Figura 5.25 muestra las distorsiones calculadas mediante los dos métodos diferentes donde presentan una diferencia para la zona 3 de 14 %, para la zona 2 se mostró una diferencia de 17 % y para la zona 1 presentó una diferencia de 18 %. Tomando en cuenta como referencia la distorsión de 0.006 se observa que la zona 1 excede de las distorsiones máximas permisibles desde una altura de 25 metros.

Tabla 5.6. Aceleraciones relativas del modelo utilizando las zonas sísmicas de Italia.

ALTURA (m)	ACELERACIONES (m/s <sup>2</sup> )		
	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
0	0.000	0.000	0.000
5	3.132	2.236	1.342
10	5.410	3.864	2.318
15	6.681	4.772	2.863
20	6.812	4.865	2.919
25	5.823	4.159	2.495
30	4.252	3.035	1.820
35	5.350	3.820	2.290
40	10.575	7.552	4.530

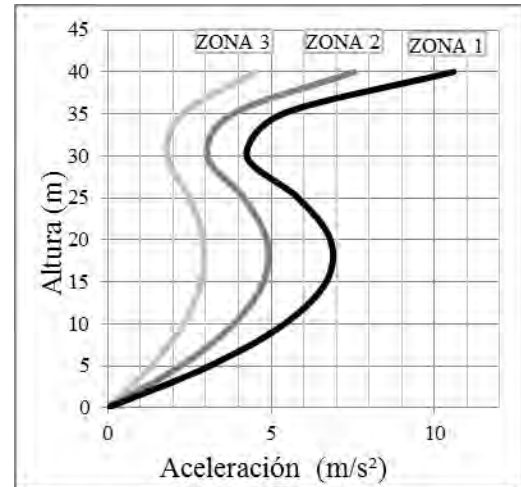


Fig. 5.26. Aceleraciones relativas a diferentes alturas.

Las aceleraciones generadas en la torre de campanario presentaron un comportamiento en forma de “S” para las tres zonas. Eso indica que existen zonas donde hay incrementos de aceleraciones y unas zonas donde hay aceleraciones constantes.

Tabla 5.7. Fuerzas cortantes a diferentes alturas.

FUERZA CORTANTE ITALIA			
ALTURA	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
(m)	(T)	(T)	(T)
0	579.012	413.357	248.474
5	525.306	375.017	225.433
10	466.623	333.084	200.308
15	359.852	271.460	164.146
20	288.261	219.939	132.482
25	273.849	195.408	117.661
30	256.179	182.867	109.969
35	189.631	135.399	80.985
40	13.710	9.791	5.880

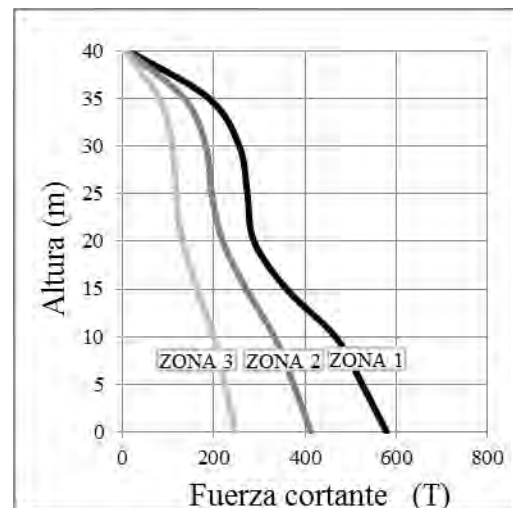


Fig. 5.27. Fuerzas cortantes a diferentes alturas.

Las fuerzas cortantes generadas por los espectros presentaron un comportamiento interesante ya que existen zonas en donde hay incrementos de fuerzas constantes y en algunas zonas existe un pequeño incremento esto se debe a la influencia de los espectros para los distintos modos.

Tabla. 5.8. Coeficientes sísmicos a diferentes alturas.

COEFICIENTES SÍSMICOS ITALIA			
ALTURA	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
(m)	-	-	-
0	0.31	0.22	0.13
5	0.32	0.23	0.14
10	0.33	0.24	0.14
15	0.31	0.23	0.14
20	0.31	0.23	0.14
25	0.39	0.28	0.17
30	0.55	0.39	0.23
35	0.81	0.58	0.35
40	0.00	0.00	0.00

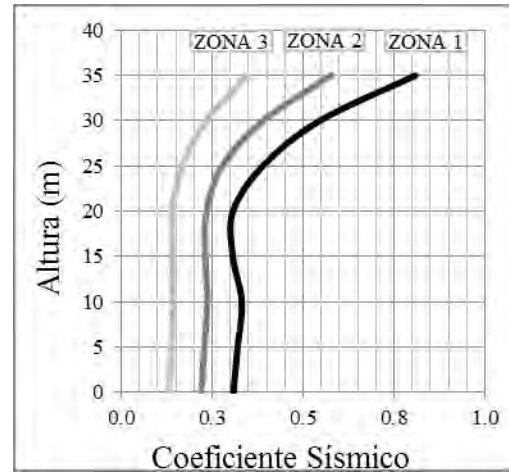


Fig. 5.28. Coeficientes sísmicos a diferentes alturas.

Se calcularon los coeficientes sísmicos para distintas alturas y se observó que para la zona 3 y 2, presentaron un comportamiento constante de 0 a 20 metros, y de 20 a 35 se mostraron incrementos hasta llegar a 0.34, para la zona 3 para la zona 2 se presentó un valor máximo de 0.57 y para la zona 1 se presentó un valor máximo de 0.8, esto indica que la zona 1 es la más crítica.

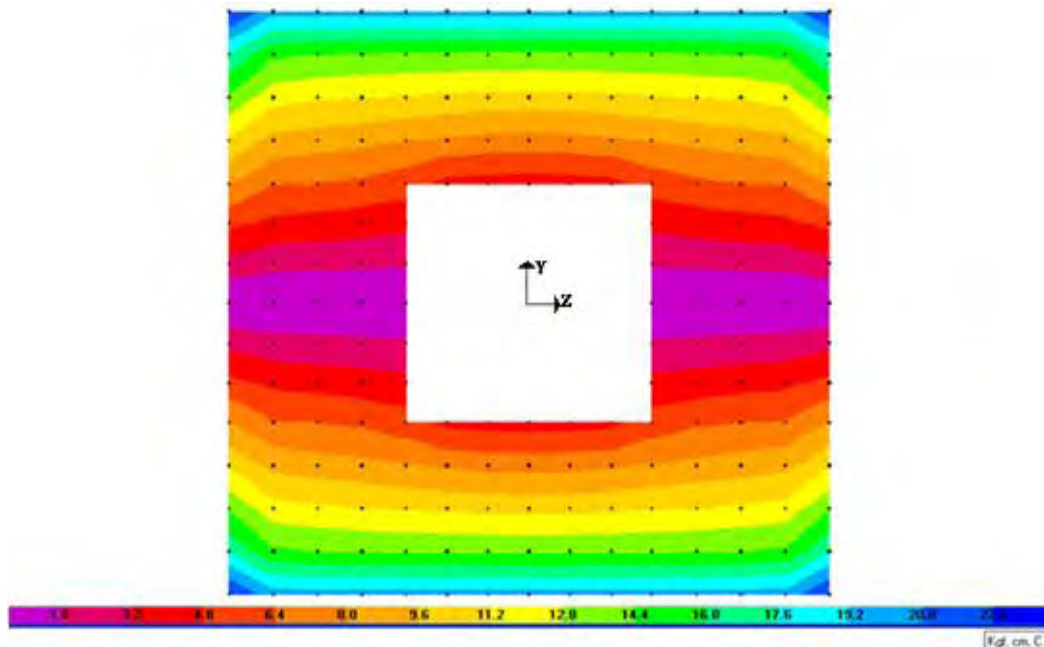


Fig. 5.29. Esfuerzos axiales verticales para la zona 3 vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

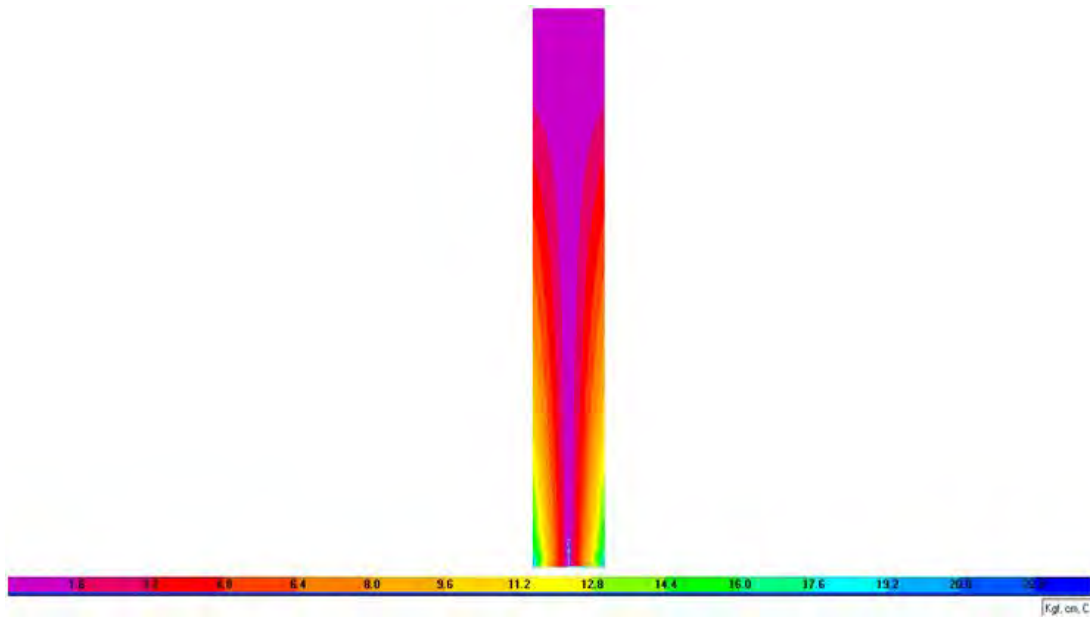


Fig. 5.30. Esfuerzos axiales verticales a lo largo de la torre para la zona 3 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Las Figuras 5.29 y 5.30 muestran los esfuerzos axiales verticales generados por el espectro de la zona 3 en donde se presenta un esfuerzo máximo de  $22.4 \text{ kg}/\text{cm}^2$  lo que indica que se excedió de la capacidad del material a compresión, a tensión y puede presentarse algunos agrietamientos y pérdida de material por efecto de aplastamiento.

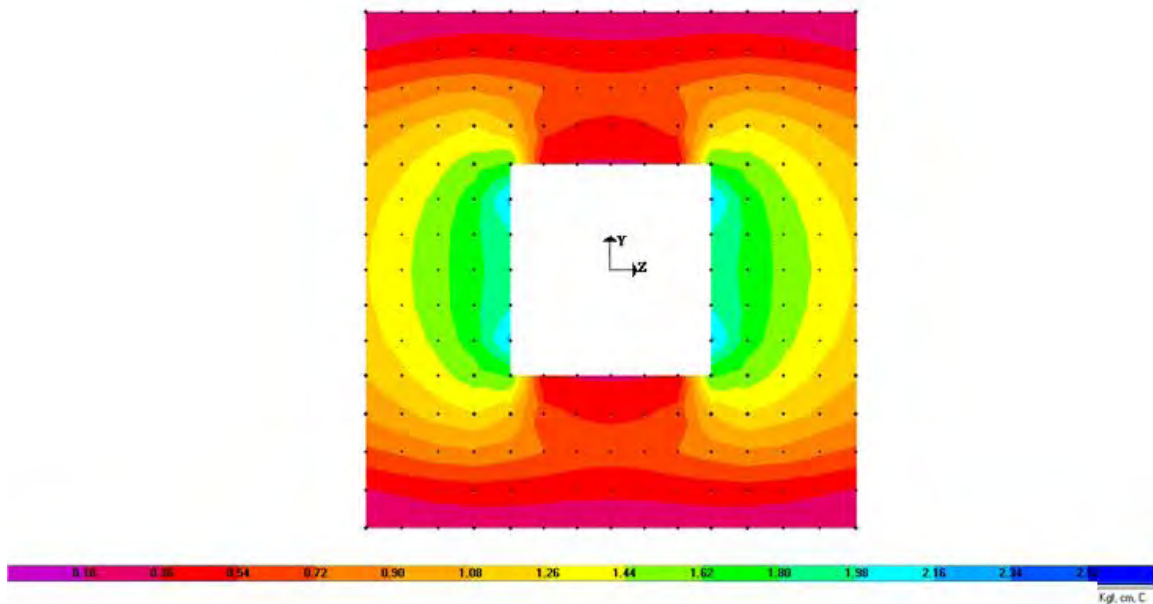


Fig. 5.31. Esfuerzos cortantes presentes en la base de la torre para la zona 3 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

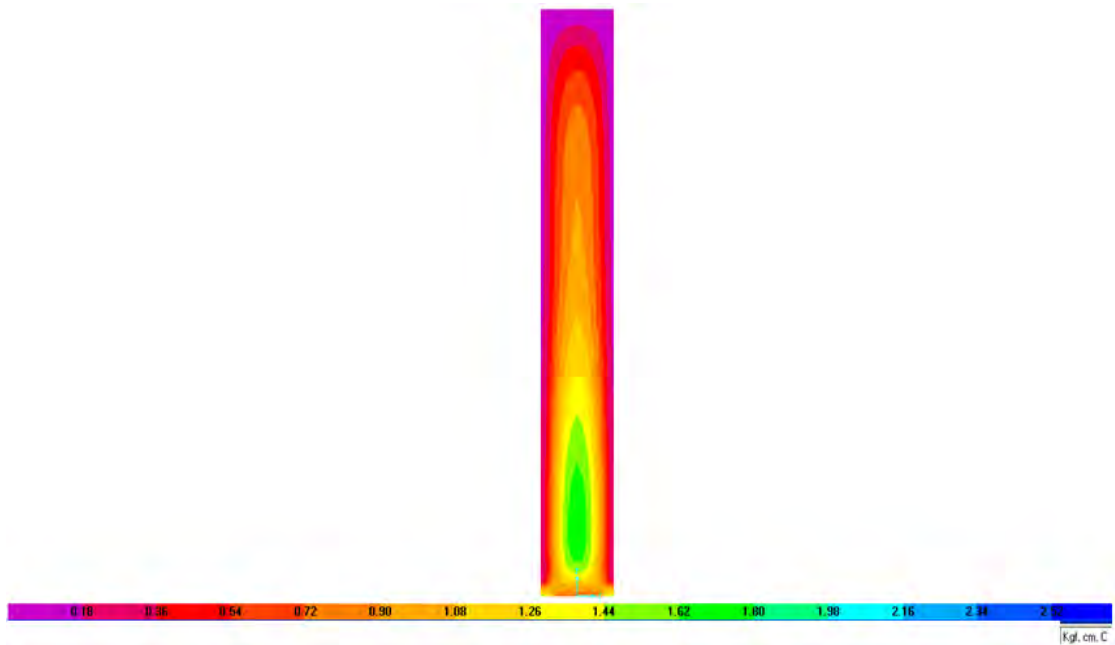


Fig. 5.32. Esfuerzos cortantes para la zona 3 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

En las Figuras 5.31 y 5.32 muestran la sección más crítica tomando en cuenta los esfuerzos cortantes, donde se observa que la sección más crítica se presenta en los extremos interiores de la base ya que en esa área existe concentración de esfuerzos cortantes, tomando en cuenta su magnitud, presentan un esfuerzo cortante máximo de  $1.9 \text{ kg}/\text{cm}^2$  esto al compararlo con la resistencia a cortante que es de  $2.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ , indica que no presenta fallas por cortante.

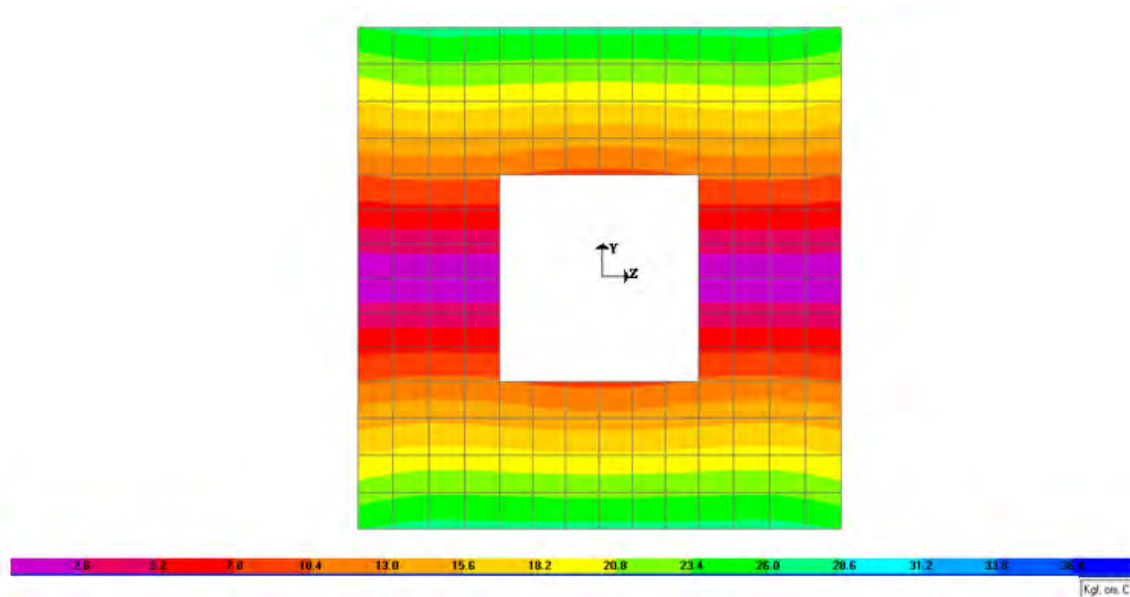


Fig. 5.33. Esfuerzos axiales verticales presentes en la base de la torre para la zona 2 vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

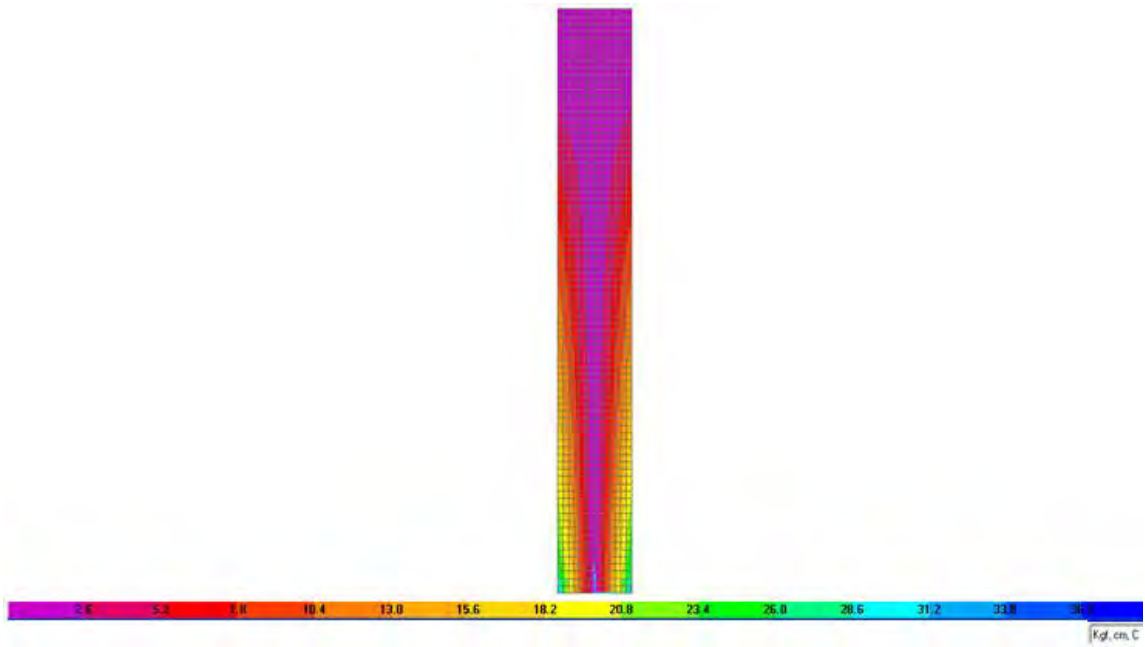


Fig. 5.34. Esfuerzos axiales verticales presentes en la base de la torre para la zona 2.

Las Figuras. 5.33 y 5.34 muestran los esfuerzos axiales verticales generados por el espectro de la zona 2 en donde se presenta un esfuerzo máximo de 37 kg/cm<sup>2</sup> lo que indica que se excedió de la capacidad del material a compresión, a tensión y puede presentarse algunos agrietamientos y pérdida de material por efecto de desconche.

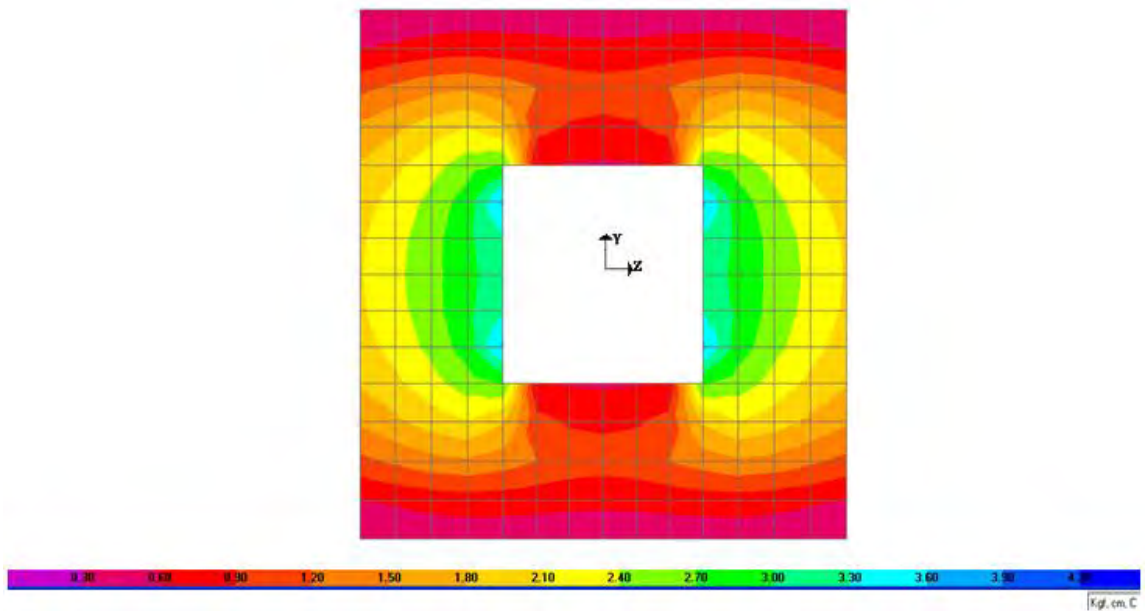


Fig. 5.35. Esfuerzos cortantes vistos en planta para la zona 2 (kg/cm<sup>2</sup>)..

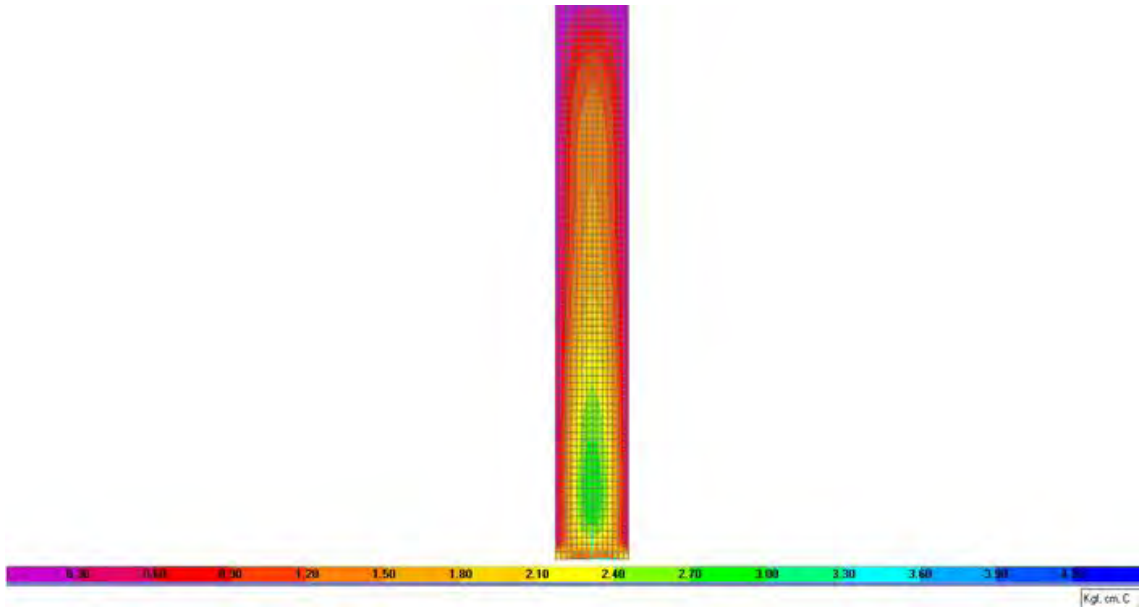


Fig. 5.36. Esfuerzos cortantes para la zona 2 vistos a lo largo de la torre (kg/cm<sup>2</sup>).

En las Figuras 5.35 y 5.36 muestran la sección más crítica en cuestión de esfuerzos cortantes, donde se observa que la sección más crítica se presenta los extremos interiores de la base ya que en esa área existe concentración de esfuerzos cortantes, tomando en cuenta su magnitud, presentan un esfuerzo cortante máximo de 4.2 kg/cm<sup>2</sup> esto al compararlo con la resistencia a cortante que es de 2.5 kg/cm<sup>2</sup>, indica que presenta fallas por cortante.

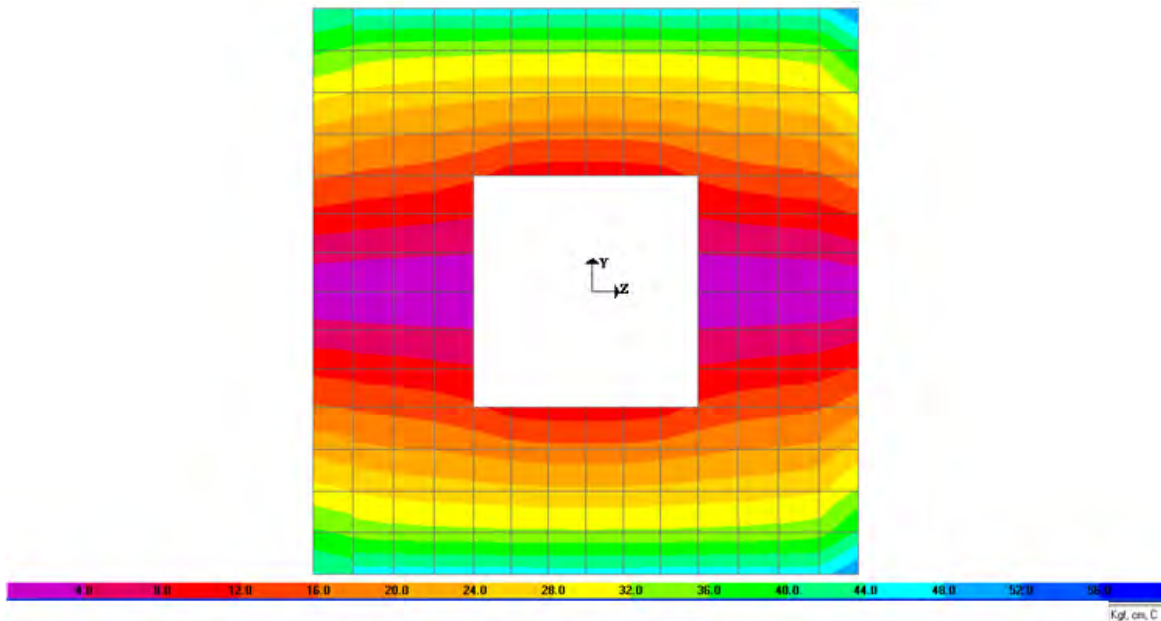


Fig. 5.37. Esfuerzos axiales verticales presentes en la base de la torre para la zona 1 (kg/cm<sup>2</sup>).

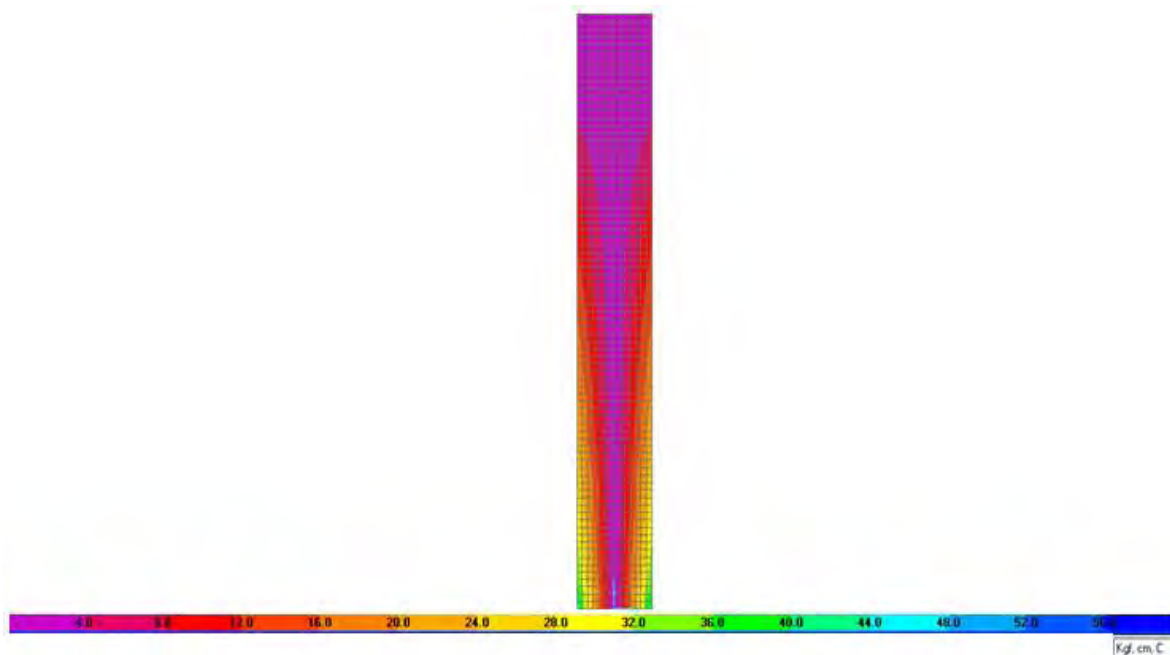


Fig. 5.38. Esfuerzos axiales verticales a lo largo de la torre para la zona 1 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Las Figuras 5.37 y 5.38 muestran los esfuerzos axiales verticales generados por el espectro de la zona 1 en donde se presenta un esfuerzo máximo de  $56.4 \text{ kg}/\text{cm}^2$  lo que indica que se excedió de la capacidad del material a compresión, a tensión y puede presentarse algunos agrietamientos y pérdida de material por efecto de desconche o en el caso más crítico el desplome de la estructura.

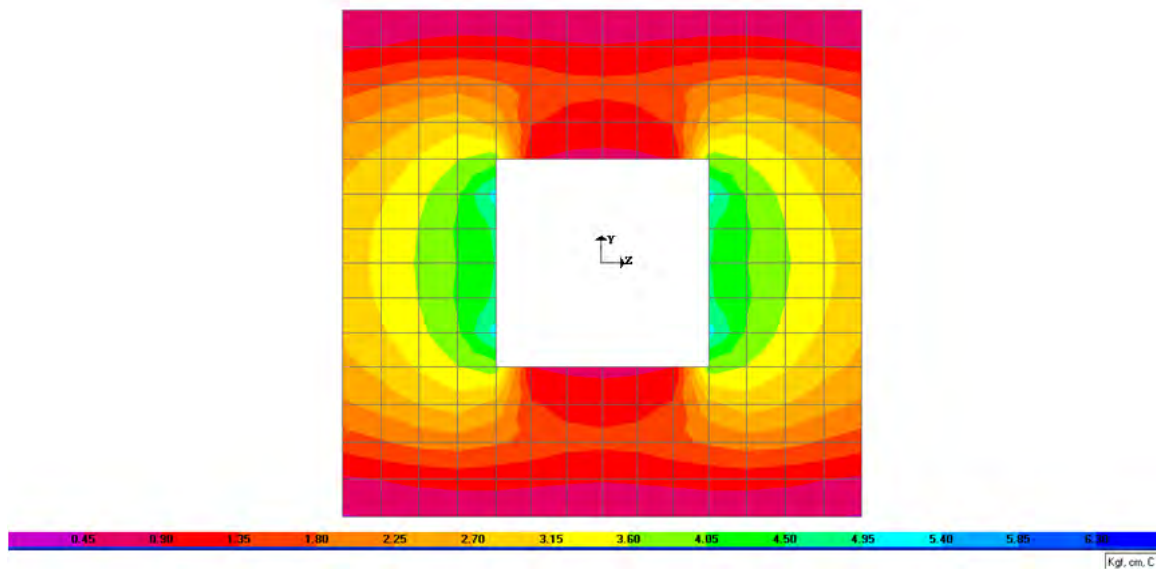


Fig. 5.39. Esfuerzos cortantes presentes en la base de la torre para la zona 1 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).



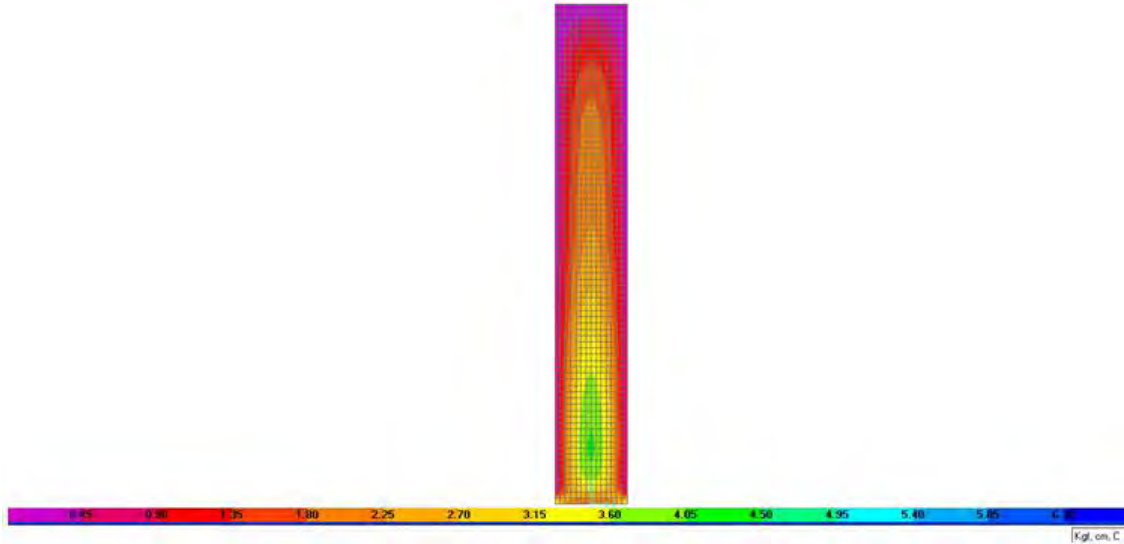


Fig. 6.40. Esfuerzos cortantes para la zona 1 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Las Figuras 5.39 y 5.40 muestran la sección más crítica en cuestión de esfuerzos cortantes, donde se observa que la sección más crítica se presenta los extremos interiores de la base ya que en esa área existe concentración de esfuerzos cortantes, tomando en cuenta su magnitud, presentan un esfuerzo cortante máximo de  $6.3 \text{ kg}/\text{cm}^2$  esto al compararlo con la resistencia a cortante que es de  $2.5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ , indica que presenta fallas por cortante.

### 5.3.- COMPARACIÓN DE LOS ANALISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ZONA B (MÉXICO) Y LA ZONA 3 (ITALIA)

Se puede distinguir que existe una gran diferencia de aceleraciones donde la zona 3 de Italia presenta aceleraciones mayores que en la zona B de México. A pesar de que existe una gran diferencia en la meseta del espectro se puede ver que en el primer modo se presentan casi las mismas aceleraciones que son de aproximadamente de  $0.14 \text{ g}$ .

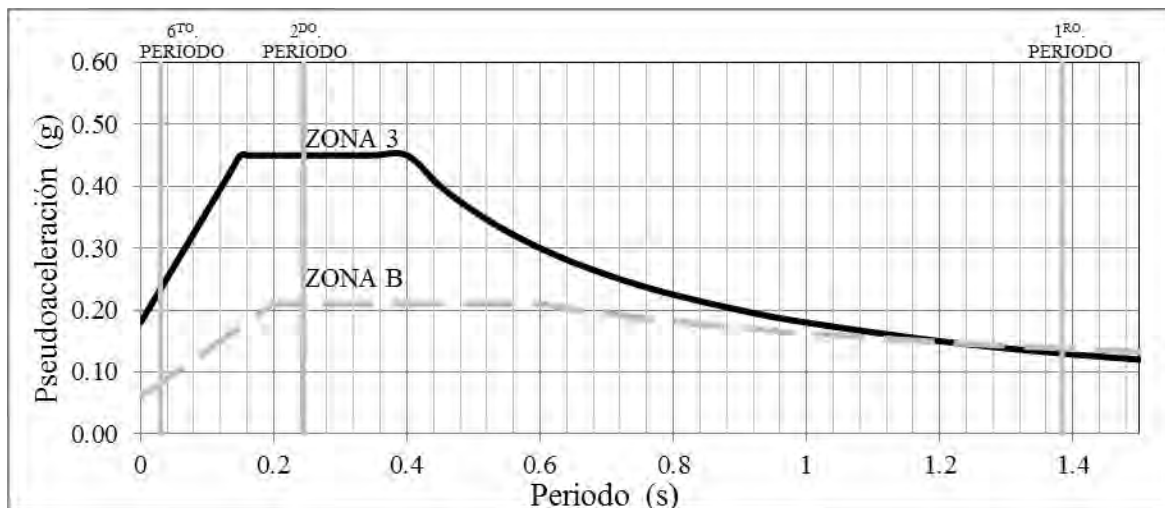


Fig. 5.41. Comparación de los espectros de aceleraciones.

Para el segundo modo estas coinciden en la meseta del espectro pero las aceleraciones son muy diferentes ya que en la zona B presenta una aceleración de 0.21 g. Mientras que para la zona 3 presenta una aceleración de 0.45 g es decir presenta una aceleración tres veces más grande que la de la zona B. Para el sexto periodo se presenta una aceleración de 0.09 g para México y 0.23 g para Italia.

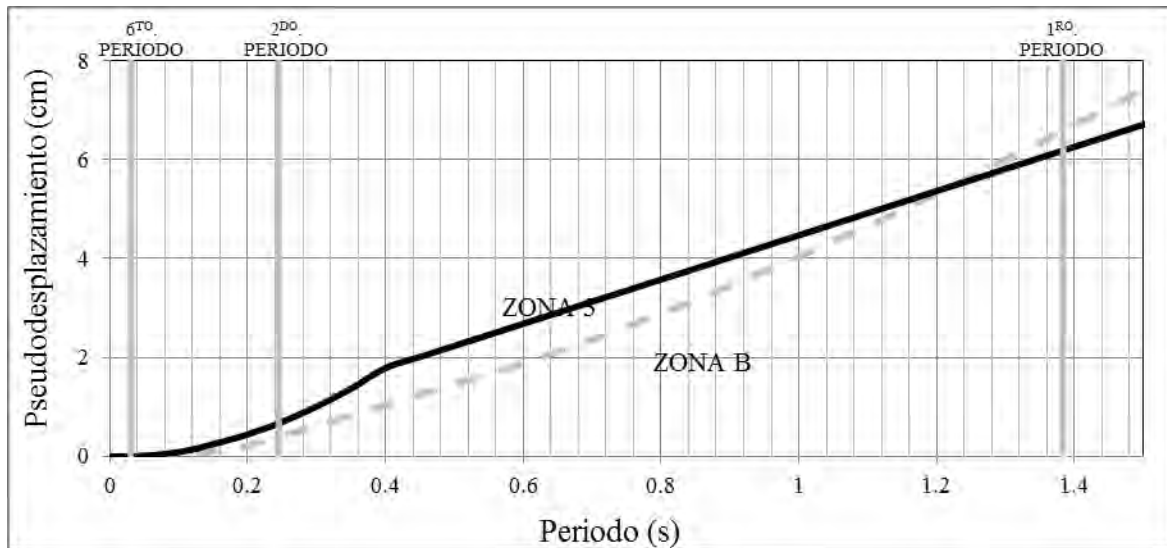


Fig. 5.42. Comparación de los espectros de desplazamientos.

En la Figura 5.42 se muestran los espectros de desplazamiento para las zonas B de México y zona 3 de Italia en donde se observa que existen mayores influencias en modos cuyos periodos son altos presentan mayores influencias para desplazamientos. Se presentó un 6 % de diferencia en los desplazamientos para el primer modo, para el segundo modo se presentan diferencias mayores pero debido a que el segundo modo presentan periodos cortos la influencia disminuye por lo que se puede esperar que existan desplazamientos similares con un 6 % de diferencia.

Tabla 5.9. Desplazamientos del modelo ubicado en la zona B y la zona 3.

ALTURA	DESPLAZAMIENTOS		DIFERENCIA
	ZONA B	ZONA 3	
(m)	(cm)	(cm)	(%)
0	0.0000	0.0000	-
5	0.2971	0.2946	0.85
10	1.0466	1.0118	3.44
15	2.1513	2.0503	4.93
20	3.5205	3.3259	5.85
25	5.0710	4.7685	6.34
30	6.7300	6.3187	6.51
35	8.4381	7.9247	6.48
40	10.1541	9.5460	6.37

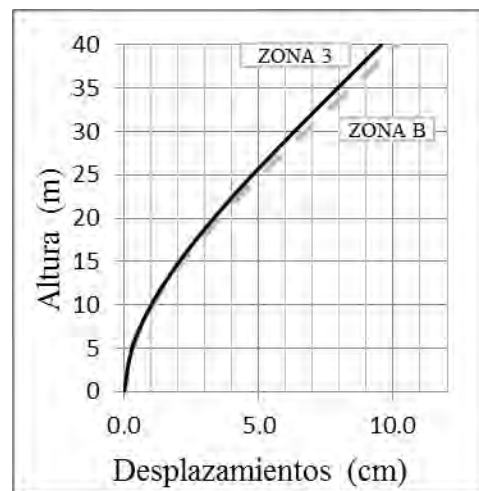


Fig. 5.43. Desplazamientos de las zonas B y 3 a diferentes alturas.

Los resultados de la Tabla 5.9 muestran como el espectro de Pseudodesplazamientos es un método muy fácil de determinar los desplazamientos y que tienen una gran aproximación. La Figura 5.43 muestra que los desplazamientos de la zona B presentan mayor magnitud con respecto a los generados por el espectro de la zona 3. Se presentó un desplazamiento máximo para la zona B de 10.15 cm y para la zona 3 se presentó un desplazamiento de 9.54 cm. La comparación entre las dos zonas tiene una diferencia de 6.3 %.

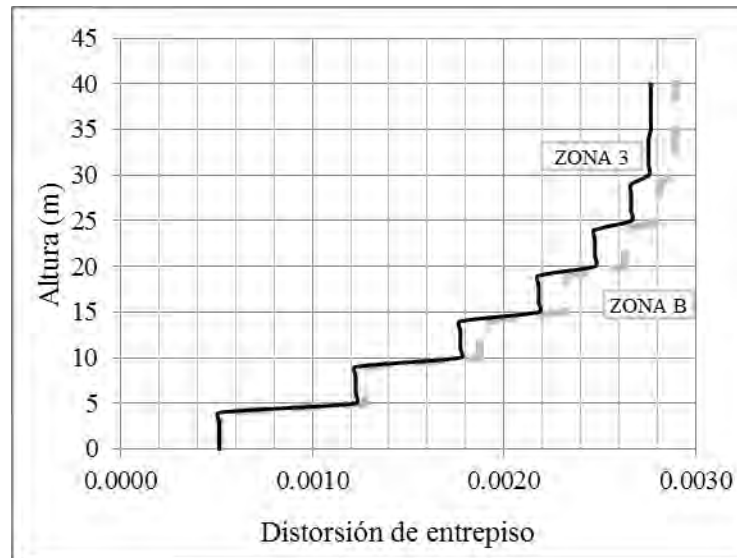


Fig. 5.44. Distorsiones de entrepiso para la zona B y zona 3.

Para la zona B se generó una distorsión aproximada de 0.0029 y para la zona 3 una distorsión de 0.0028 se hizo una comparación y presentó una diferencia de 5 %, como se muestra en la Figura 5.44, Las distorsiones anteriores presentan magnitudes menores a la distorsión máxima permisibles para mampostería.

Tabla 5.10. Aceleraciones relativas del elemento ubicado en la zona b y zona 3

ALTURA (m)	ACELERACIÓN		DIFERENCIA (%)
	ZONA B (MÉXICO) (m/s <sup>2</sup> )	ZONA 3 (ITALIA) (m/s <sup>2</sup> )	
0	0	0.000	0
5	0.523	1.342	156.45
10	0.999	2.318	132.09
15	1.351	2.863	111.88
20	1.490	2.919	95.92
25	1.457	2.495	71.19
30	1.465	1.820	24.20
35	1.888	2.290	21.29
40	2.773	4.530	63.38

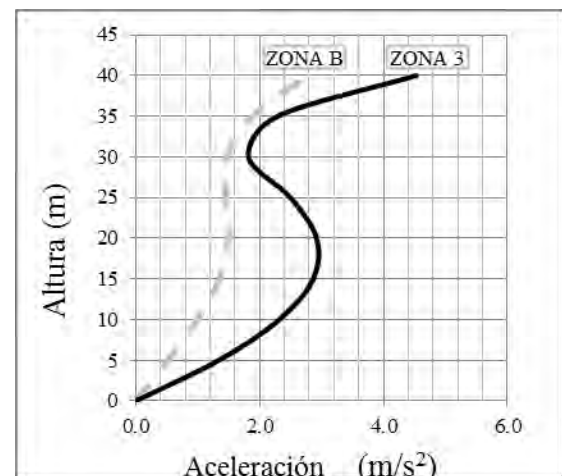


Fig. 5.45. Aceleraciones relativas.

Se presentó una aceleración para la zona B de  $2.77 \text{ m/s}^2$  y para la zona 3 se produjo una aceleración de  $4.53 \text{ m/s}^2$  es decir aquí se presentó una diferencia de 63 % debido a que los periodos superiores presentaron mayores aceleraciones. Para la zona B se presentaron tres distintos comportamientos de 0 a 20 m de altura se muestra una inclinación donde se presentan aceleraciones ascendentes de 20 a 30 m. las aceleraciones fueron y por último se presentó una inclinación de incremento de aceleraciones.

Tabla 5.11. Fuerzas cortantes generadas al elemento de la zona B y zona 3.

FUERZA CORTANTE			
ALTURA	MÉXICO	ITALIA	DIFERENCIA
(m)	(T)	(T)	(%)
0	188.73	248.474	31.654
5	176.64	225.433	27.620
10	168.05	200.308	19.199
15	153.35	164.146	7.037
20	132.54	132.482	-0.041
25	114.81	117.661	2.486
30	91.78	109.969	19.817
35	57.09	80.985	41.848
40	3.67	5.880	60.085

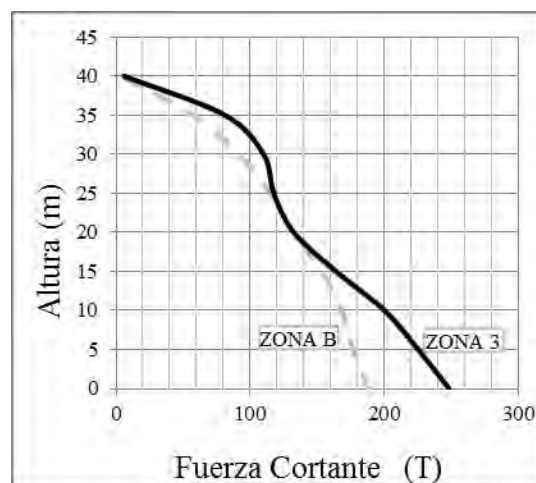


Fig. 5.46. Fuerzas cortantes.

La Figura 5.46 muestra el comportamiento de las fuerzas cortantes de la zona B y la zona 3. Se observa que existe un comportamiento lineal para la zona B, mientras que para la zona 3 se observa que desde 15 a 30 metros de altura se presentan fuerzas cortantes inferiores debido a la participación de los modos superiores. Se presentó una fuerza cortante máxima de 188.73 T y de 248.47 T para la zona B y la zona 3 respectivamente. Se obtuvo una diferencia de 31.65 % en la base de la estructura.

Tabla 5.12. Coeficientes sísmicos.

COEFICIENTE SÍSMICO			
ALTURA	Cs	Cs	DIFERENCIA
m	-----	-----	(%)
0	0.10	0.13	31.654
5	0.11	0.14	27.620
10	0.12	0.14	19.199
15	0.13	0.14	7.037
20	0.14	0.14	-0.041
25	0.16	0.17	2.486
30	0.20	0.23	19.818
35	0.24	0.35	41.846
40	0.00	0.00	----

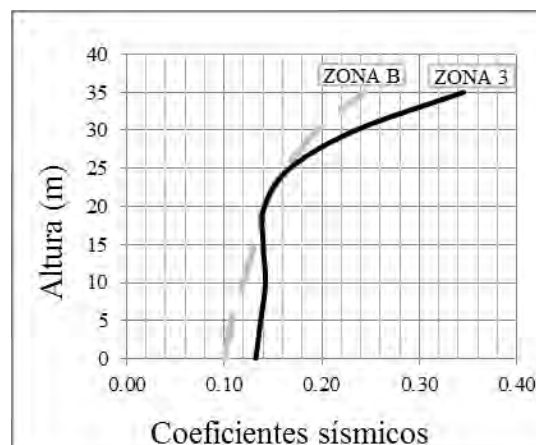


Fig. 5.47. Coeficientes sísmicos.

#### 5.4.- COMPARACIÓN DE LOS ANALISIS MODAL ESPECTRAL DE LA ZONA C (MÉXICO) Y LA ZONA 2 (ITALIA)

Una de las diferencias que se pueden observar al hacer la comparación de las dos zonas sísmicas es la magnitud de las aceleraciones de los espectros, ya que para la zona 2 se presentó una aceleración de 0.75 g mientras que para la zona C se presentó una aceleración de 0.54 g en la meseta mientras que para la zona C se presentó de 0.54 g. Se observó que en la zona C se generaron mayores aceleraciones para el primer periodo aproximadamente de 0.36 g mientras que para la zona 2 se presentaron aceleraciones de 0.22 g. Para el segundo periodo se presentó en la meseta con una magnitud de 0.54 g para la zona C mientras que para la zona 2 se presentó una aceleración de 0.75 g.

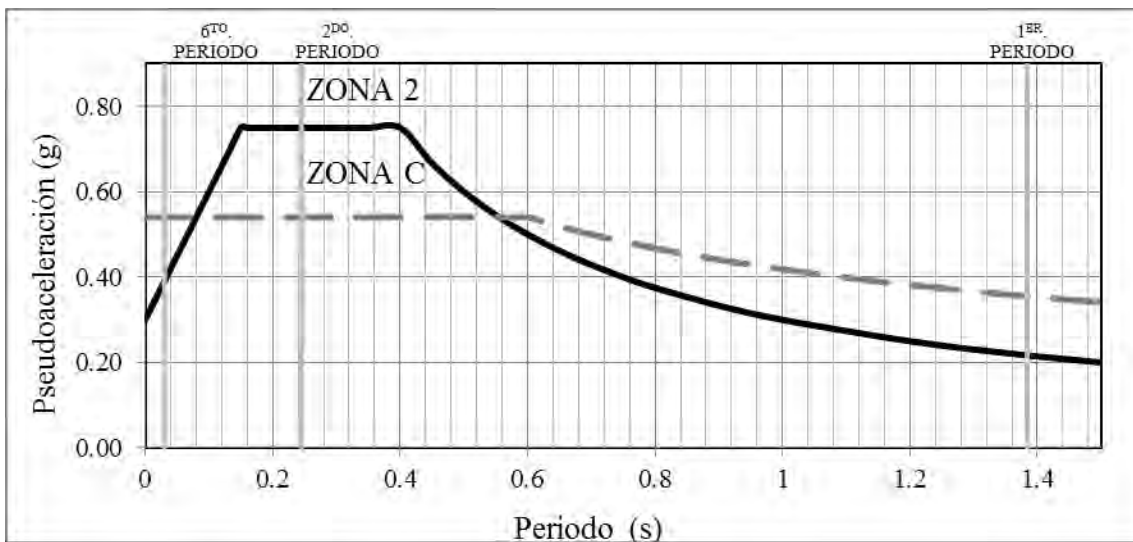


Fig. 5.48. Comparación de los espectros de aceleración de las Zonas C y 2.

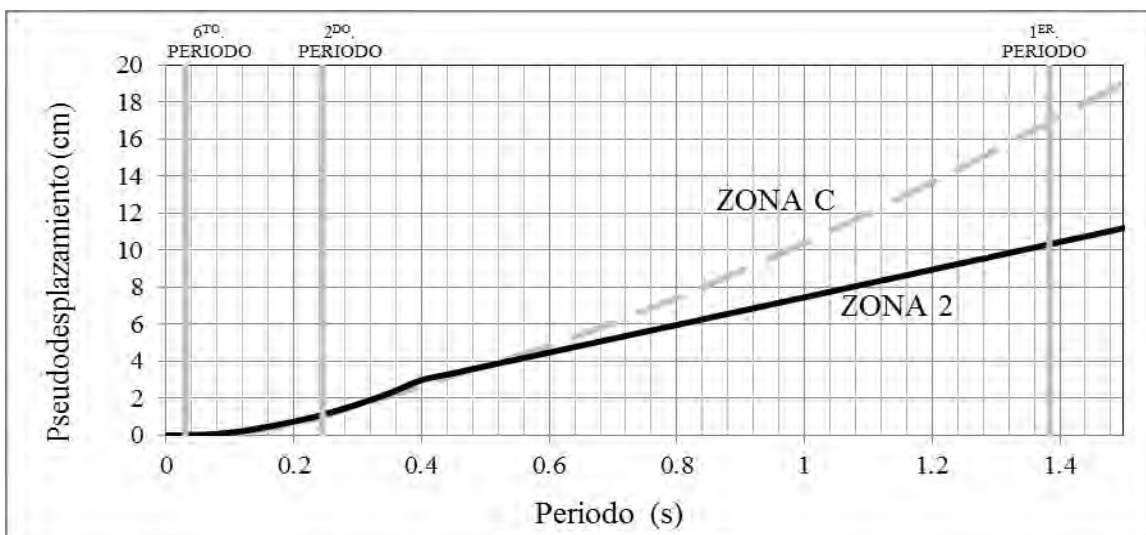


Fig. 5.49. Comparación de los espectros de desplazamientos de las zonas C y 2.

Tabla 5.13. Desplazamientos del elemento ubicado en la zona C y zona 2.

ALTURA (M)	DESPLAZAMIENTOS		DIFERENCIA (%)
	ZONA C (MÉXICO)	ZONA 2 (ITALIA)	
	(cm)	(cm)	
0	0.0000	0.0000	-
5	0.7643	0.4917	55.442
10	2.6911	1.6887	59.361
15	5.5310	3.4223	61.618
20	9.0510	5.5516	63.036
25	13.0374	7.9597	63.792
30	17.3026	10.5474	64.046
35	21.6939	13.2281	63.998
40	26.1057	15.9343	63.833

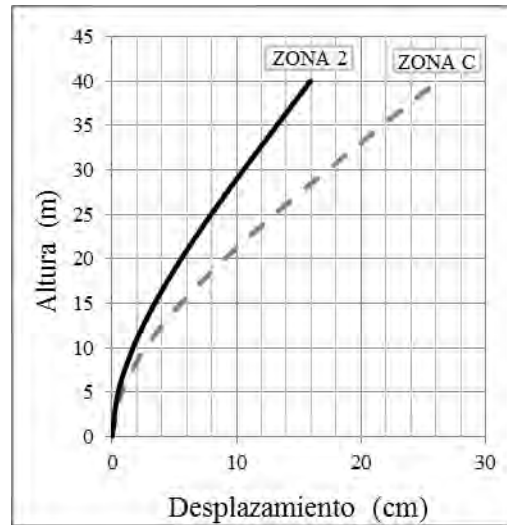


Fig. 5.50. Desplazamientos de la zona C y la zona 2.

Para la zona C se presentó un desplazamiento de 26 cm, mientras que para la zona 2 se presentó un desplazamiento máximo de 16 cm, presentan el mismo comportamiento pero es muy notoria la diferencia como se muestra en el espectro de desplazamientos.

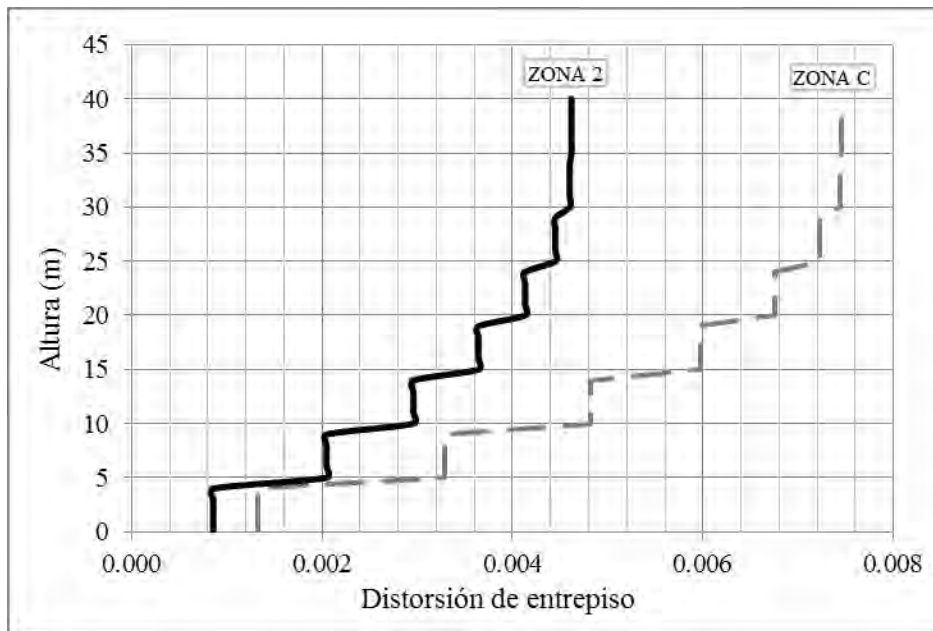


Fig. 5.51. Distorsiones de entrepiso de las zonas C y 2.

Se produjo una distorsión máxima de 0.0046 para la zona 2 y para la zona C se presentó una distorsión de 0.0075 lo cual al hacer la comparación indica que se presenta una diferencia de 60% entre las dos zonas.

Tabla 5.14. Aceleraciones relativas del elemento ubicado en la zona C y zona 2.

ALTURA (m)	ACELERACIÓN		DIFERENCIA (%)
	ZONA C (MÉXICO) (m/s <sup>2</sup> )	ZONA 2 (ITALIA) (m/s <sup>2</sup> )	
0	0.000	0.000	0
5	2.288	2.236	-2.27
10	3.242	3.864	19.17
15	3.815	4.772	25.10
20	4.069	4.865	19.56
25	4.062	4.159	2.37
30	4.106	3.035	-26.08
35	4.947	3.820	-22.79
40	7.595	7.552	-0.56

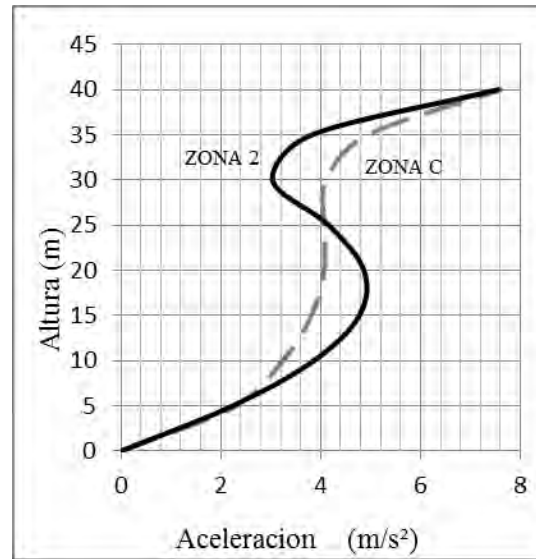


Fig. 5.52. Aceleraciones relativas.

Se presentó una aceleración de 7.595 m/s<sup>2</sup> para la zona C y para la zona 2, se muestra en la Figura 5.52 una aceleración de 7.5 m/s<sup>2</sup>, esto se debe a que los periodos mayores se presentaron en la meseta del espectro para la zona C mientras que para la zona 3 se presentaron en la rama ascendente. Se obtuvieron comportamientos distintos en las dos zonas debido a la participación de los modos superiores para la zona 2.

Tabla 5.15. Fuerzas cortantes generadas al elemento ubicado en la zona C y zona 2.

ALTURA (m)	FUERZAS CORTANTES		
	MÉXICO (T)	ITALIA (T)	DIFERENCIA (%)
0	493.864	413.357	19.48
5	458.317	375.017	22.21
10	433.908	333.084	30.27
15	396.557	271.460	46.08
20	351.321	219.939	59.74
25	300.129	195.408	53.59
30	237.754	182.867	30.01
35	149.510	135.399	10.42
40	9.993	9.791	2.06

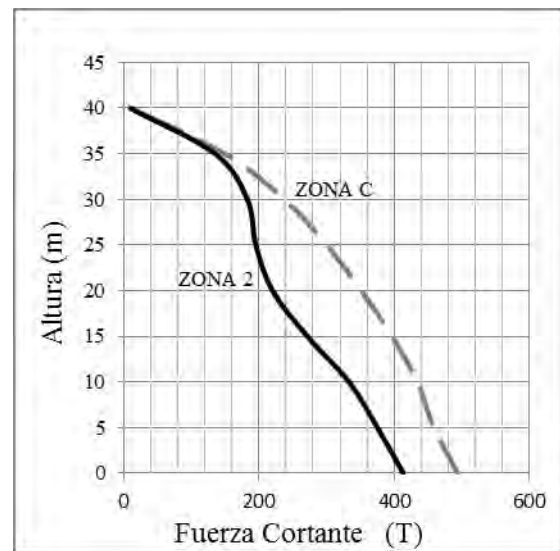


Fig. 5.53. Fuerzas cortantes.

La Figura 5.53 muestra las fuerzas cortantes de la zona C (México) y de la zona 2 (Italia). El comportamiento de las fuerzas cortantes indica que existe una diferencia debido a las aceleraciones inducidas por los espectros y por la participación de los modos inferiores. Las fuerzas cortantes máximas se presentan en la base de la estructura con una magnitud de 493.86 y de 413.35 T para las zonas C y 2 respectivamente.

Tabla 5.16. Coeficientes Sísmicos del modelo ubicados en la zona C y zona 2.

COEFICIENTES SÍSMICOS			
ALTURA	MÉXICO	ITALIA	DIFERENCIA
(m)	-----	-----	(%)
0	0.26	0.22	19.48
5	0.28	0.23	22.21
10	0.31	0.24	30.27
15	0.34	0.23	46.08
20	0.37	0.23	59.74
25	0.43	0.28	53.59
30	0.51	0.39	30.01
35	0.64	0.58	10.42
40	0.00	0.00	-

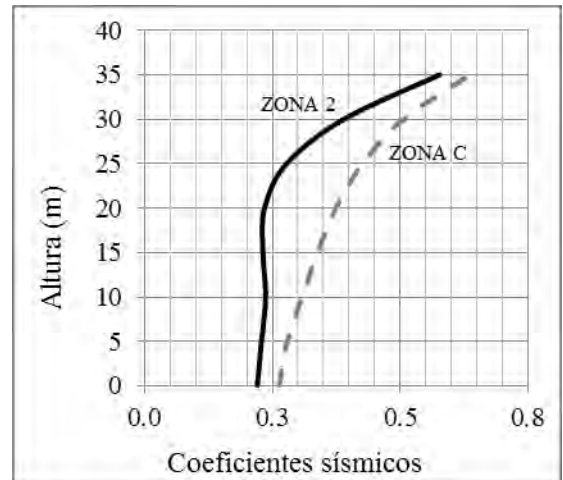


Fig. 5.54. Coeficientes sísmicos.

La Figura 5.54 muestra el comportamiento de los coeficientes y sus magnitudes para diferentes alturas. Los coeficientes sísmicos máximos se presentaron en los niveles superiores para las dos zonas en donde existen magnitudes de 0.64 y 0.58 para las zonas C y 2 respectivamente, estos coeficientes indican que existe una amplificación de fuerzas en los niveles superiores. Los comportamientos presentan diferencias significativas al mostrar coeficientes casi constantes desde una altura de 10 a 20 metros de altura.

#### 5.5.- COMPARACIÓN DE LAS ZONAS D (MÉXICO) CON LA ZONA 1 (ITALIA)

Las aceleraciones de la zona D se presenta una magnitud de 0.75 g en la meseta mientras que para la zona 1 se presenta una aceleración de 1.05 g, para el primer periodo se presentó una aceleración aproximada de 0.5 g para la zona D mientras que para la zona 1 se presentó una aceleración de 0.3 g, para el segundo periodo se presentó para las dos zonas en la meseta de los espectros donde se presentó una aceleración de 0.75 g para la zona D y para la zona 1 una aceleración de 1.05 g.

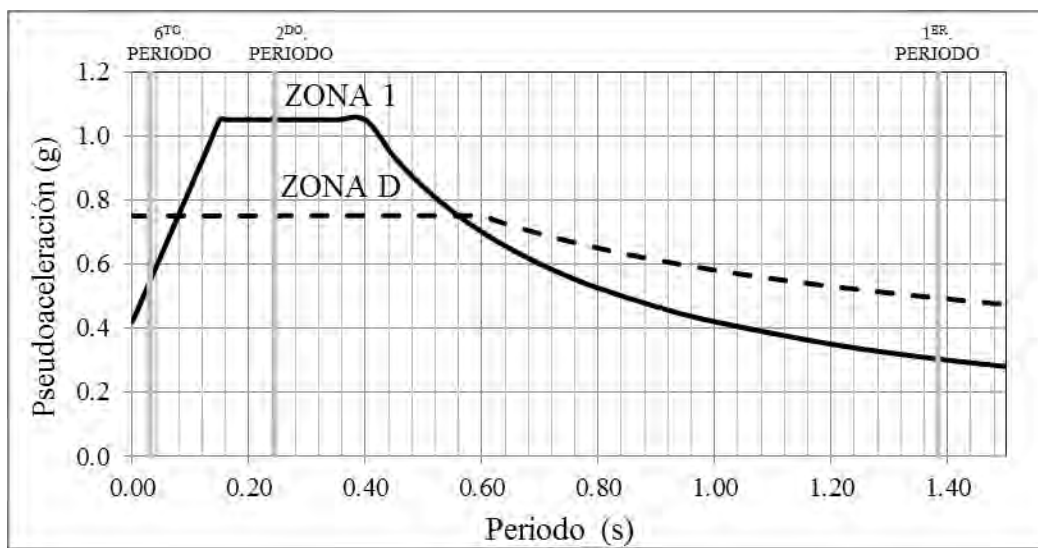


Fig. 5.55. Espectro de aceleraciones de las zonas 1 y D.



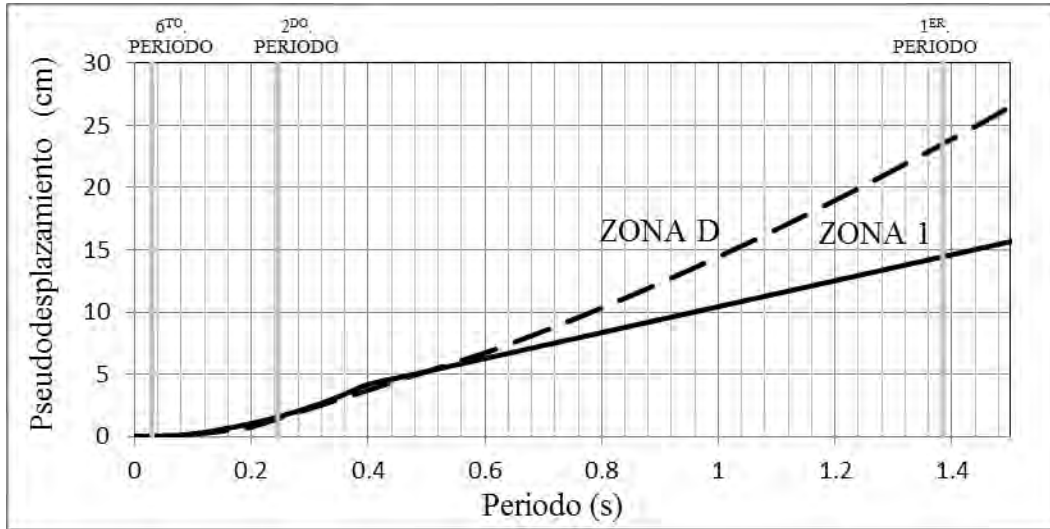


Fig. 5.56. Espectros de desplazamientos de las zonas 1 y D.

Las Figuras 5.55 y 5.56 muestran los espectros de aceleraciones y de desplazamientos de la zona 1 y la zona D. Por medio de estas se puede determinar la influencia de cada modo de vibrar para las aceleraciones y para los desplazamientos.

Tabla 5.17. Desplazamientos del elemento ubicado en la zona D y zona 1.

ALTURA	ZONA D (MÉXICO)	ZONA 1 (ITALIA)	DIFERENCIA
(m)	(cm)	(cm)	(%)
0	0.0000	0.0000	-
5	1.0627	0.6888	54.287
10	3.7418	2.3656	58.175
15	7.6906	4.7942	60.413
20	12.5850	7.7772	61.818
25	18.1278	11.1509	62.567
30	24.0584	14.7761	62.820
35	30.1643	18.5316	62.772
40	36.2987	22.3227	62.609

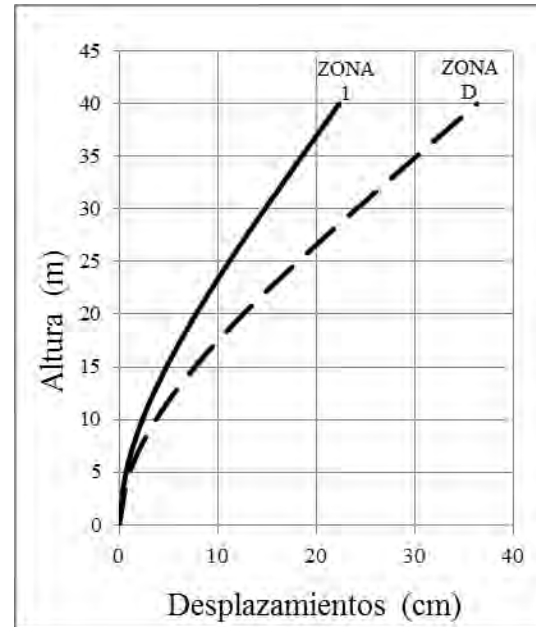


Fig. 5.57. Desplazamientos.

Para desplazamientos se obtuvo un desplazamiento de 36.3 cm para la zona D mientras que en la zona 1 se presentó un desplazamiento de 22.3 cm. En donde se obtuvo una diferencia de 62.78 % entre las dos zonas.

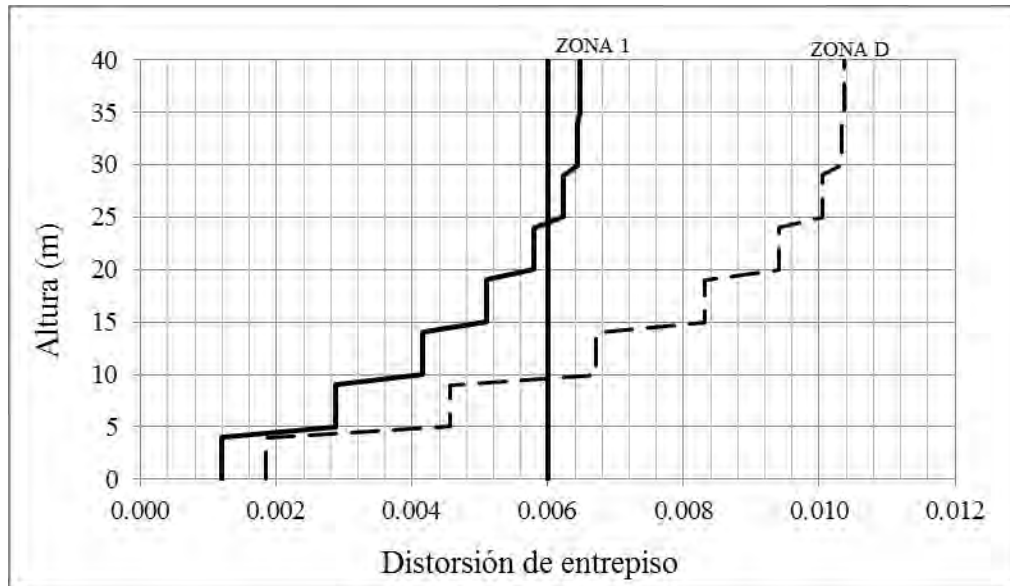


Fig. 5.58. Distorsiones de entrepiso de las zona 1 y D.

Se produjo una distorsión máxima de 0.0062 para la zona 1 y para la zona D se presentó una distorsión de 0.0102 lo cual al hacer la comparación con la distorsión máxima permisible para mampostería nos da una idea de que para las dos zonas se presentan agrietamientos debidos al exceso de distorsión y que se presenta una diferencia de 65 % entre las dos zonas

Tabla 5.18. Aceleraciones relativas del elemento ubicado en la zona D y zona 1.

ALTURA (m)	ZONA D (MÉXICO) (m/s <sup>2</sup> )	ZONA 1 (ITALIA) (m/s <sup>2</sup> )	DIFERENCIA (%)
0	0.000	0.000	-
5	3.178	3.132	1.466
10	4.503	5.410	20.141
15	5.299	6.681	26.095
20	5.653	6.812	20.506
25	5.645	5.823	3.154
30	5.707	4.252	34.243
35	6.877	5.350	28.558
40	10.554	10.575	0.196

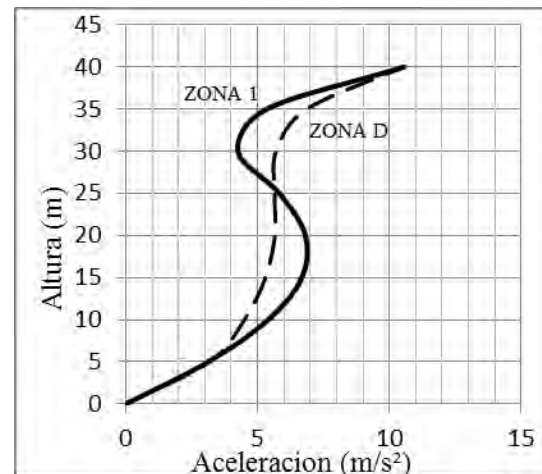


Fig. 5.59. Aceleraciones relativas de las zonas 1 y D.

Se observa en la Figura 5.59 la diferencia de las aceleraciones de la zona 1 y la zona D en donde se puede ver que el comportamiento es distinto debido a la participación de los modos superiores en la zona 1, se puede ver que existen diferencias que varían de acuerdo a la altura del elemento.

Tabla 5.19. Fuerzas cortantes de la zona D y zona 1.

FUERZAS CORTANTES			
ALTURA	ZONA D MÉXICO	ZONA 1 ITALIA	DIFERENCIA
(m)	(T)	(T)	(%)
0	686.487	579.012	18.562
5	627.116	525.306	19.381
10	603.230	466.623	29.276
15	551.349	359.852	53.215
20	488.481	288.261	69.458
25	417.294	273.849	52.381
30	330.530	256.179	29.023
35	207.813	189.631	9.588
40	13.887	13.710	1.290

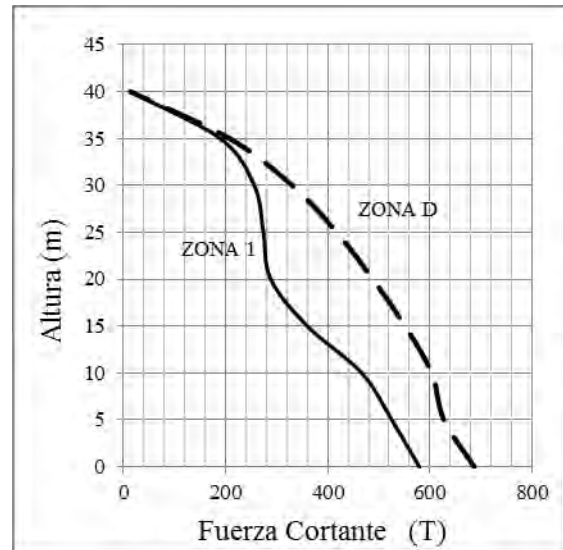


Fig. 5.60. Fuerzas cortantes de la zona 1 y la zona D.

Para la zona D se obtuvo una fuerza cortante de 686 T y para la zona 1 se presentó una fuerza cortante de 579 T y se calculó la diferencia, en donde se obtuvo un 18.5 % de diferencia. Para el comportamiento a lo largo de la torre tomando en cuenta sus fuerzas se pudo observar que para la zona D existe un comportamiento lineal mientras que para la zona 1 se presenta un comportamiento lineal de 40 a 35 m y de 35 a 20 m. Presenta incrementos de fuerzas pequeños y de 20 a 0 m, surge un incremento de fuerzas hasta llegar a un cortante de 580 T.

Tabla 5.20. Coeficientes sísmicos de la zona D y zona 1.

COEFICIENTE SÍSMICO			
ALTURA	ZONA D MÉXICO	ZONA 1 ITALIA	DIFERENCIA
(m)	-----	-----	(%)
0	0.37	0.31	18.562
5	0.38	0.32	19.381
10	0.43	0.33	29.276
15	0.47	0.31	53.215
20	0.52	0.31	69.458
25	0.59	0.39	52.381
30	0.70	0.55	29.023
35	0.89	0.81	9.588
40	0.00	0.00	-

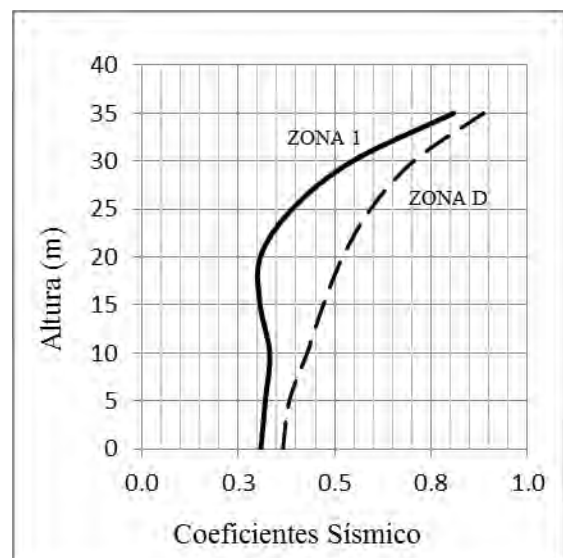


Fig. 5.61. Coeficientes sísmicos de la zona 1 y zona D.

## 5.6.- COMENTARIOS SOBRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL CAPÍTULO

Se realizó un análisis modal espectral, tomando en cuenta los espectros de diseño para distintas zonas sísmicas de México y de Italia. Se obtuvieron las respuestas máximas como son: los desplazamientos, velocidades, aceleraciones, etc. Se realizaron diferentes comparaciones para poder entender el comportamiento de la estructura.

La torre presenta distorsiones que exceden de las máximas permisibles lo cual indica que es posible que se presenten agrietamientos en las zonas C y D para México y en las zonas 2 y 1 para Italia. Existen zonas donde se generan distorsiones que no se exceden de las permitidas, estas distorsiones se presentaron para la zona B (México) y la zona 3 (Italia).

La torre presentó dos secciones críticas. La primera se presenta en la base de la estructura, debido a la concentración de esfuerzos, esta falla se produce cuando los esfuerzos de compresión exceden de la capacidad del material y cuando se exceden los esfuerzos de tensión. La otra sección crítica se presenta en los niveles superiores, esta es generada cuando los desplazamientos producen distorsiones que son mayores a las permisibles.

Un aspecto importante que se debe tomar en cuenta cuando se hace un análisis dinámico lineal es que éste presenta limitaciones. Este tipo de análisis tiende a sobrevaluar las respuestas de los esfuerzos y puede llegar a presentar magnitudes mayores de las que puede resistir el material, pero es importante saber que este tipo de análisis nos permite conocer diferentes datos importantes sobre el comportamiento estructural.

## 6. ANÁLISIS PASO A PASO

Se realizó una serie de análisis paso a paso mediante la aplicación de 5 acelerogramas compatibles con el espectro de la zona D (Figura 6.1) y acelerogramas registrados en Ciudad Serdán (Puebla 1999) y Gemona (Italia 1976). Los acelerogramas se utilizaron para obtener la respuesta a lo largo del tiempo donde se seleccionaron las respuestas máximas con las cuales se determinó el comportamiento estructural de la Torre.

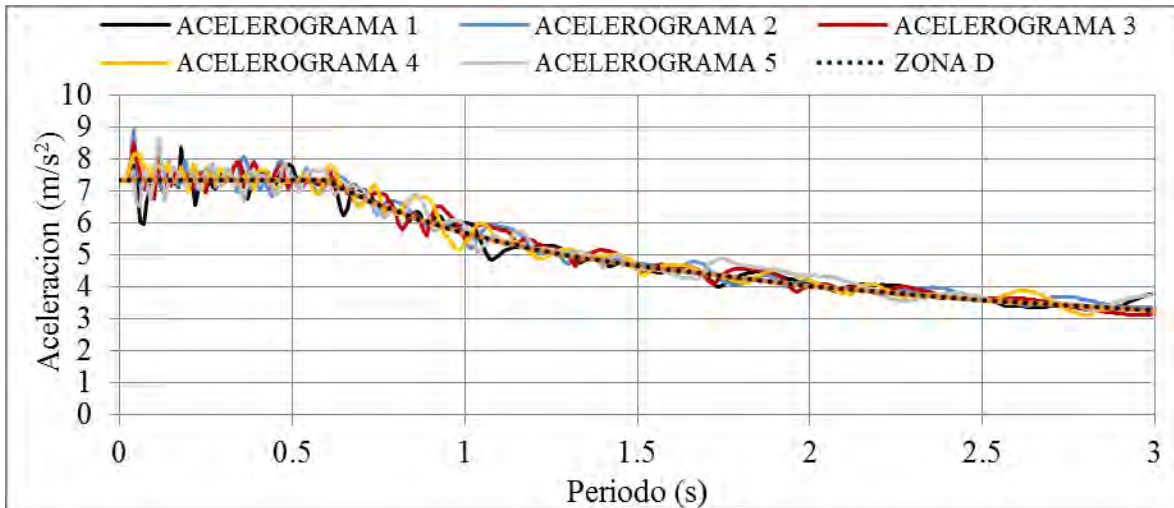


Fig. 6.1. Comparación de los espectros de respuesta de los acelerogramas sintéticos y el espectro de diseño.

### 6.1.- ACELEROGRAMA 1 COMPATIBLE CON EL ESPECTRO DE DISEÑO DE LA ZONA D

Para este análisis paso a paso se aplicó al modelo de torre de campanario el acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D mostrado en la Figura 6.2. Este acelerograma presenta una duración de 30 segundos y una aceleración máxima de  $7.36 \text{ m/s}^2$ .

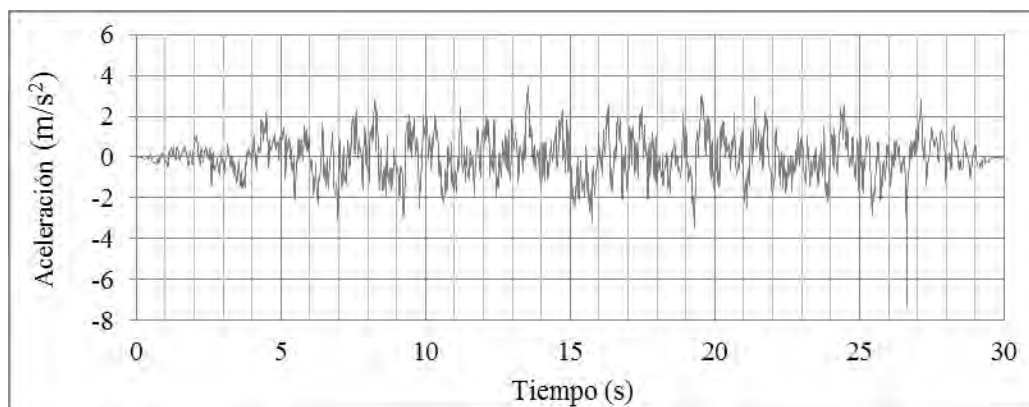


Fig. 6.2. Acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D

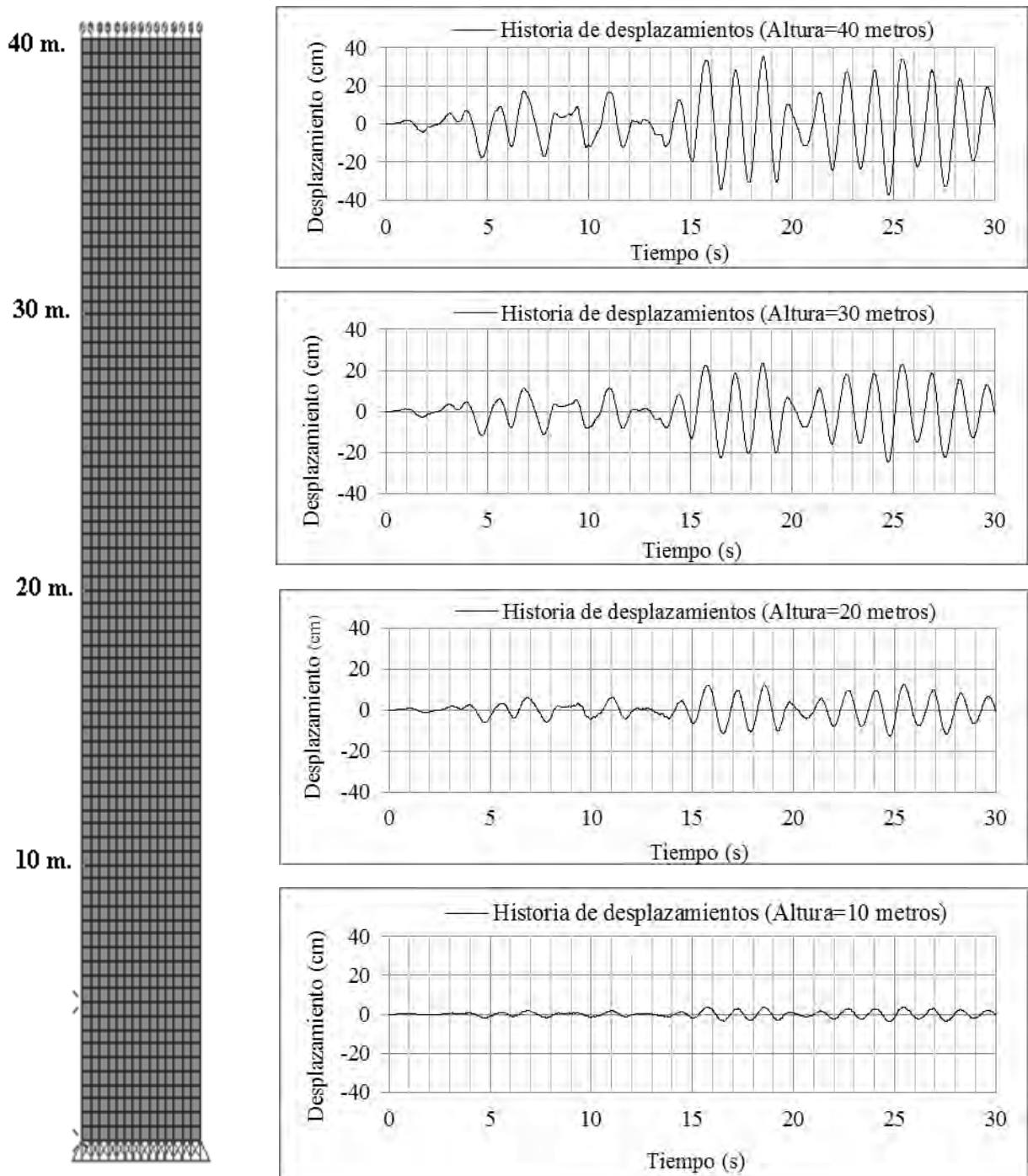


Fig. 6.3. Historia de desplazamientos generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D a diferentes alturas.

La estructura presentó los desplazamientos mostrados en la Figura 6.3. En ésta se observa que se generan desplazamientos pequeños en los niveles inferiores mientras que en los niveles superiores se amplifican los desplazamientos. Se muestra a 40 metros de altura, un desplazamiento máximo de 37.15 cm en el tiempo 24.75 s.

Tabla 6.1. Desplazamientos máximos debidos al primer acelerograma compatible con el espectro de la zona D.

ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTOS (cm)
0	0
5	1.12
10	3.82
15	7.74
20	12.74
25	18.43
30	24.55
35	30.84
40	37.15

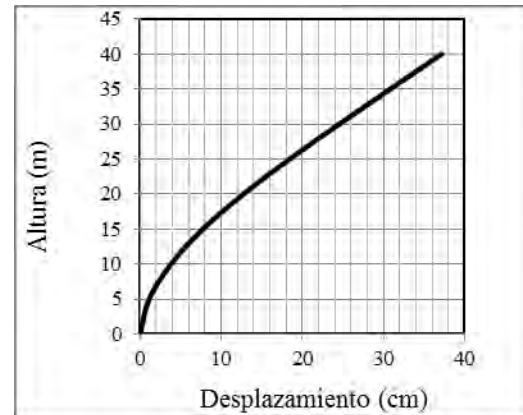


Fig. 6.4. Desplazamientos máximos debidos al primer acelerograma compatible.

La torre presenta un desplazamiento máximo a 40 metros de altura con una magnitud de 37.15 cm. La Figura 6.4 indica que los desplazamientos tienen un comportamiento lineal desde la base hasta una altura aproximada de 10 metros de altura. Los desplazamientos de los niveles superiores presentan incrementos mayores, donde se llega a un desplazamiento máximo de 37 cm aproximadamente, este desplazamiento presenta una relación de 0.925 % con respecto a la altura de la torre.

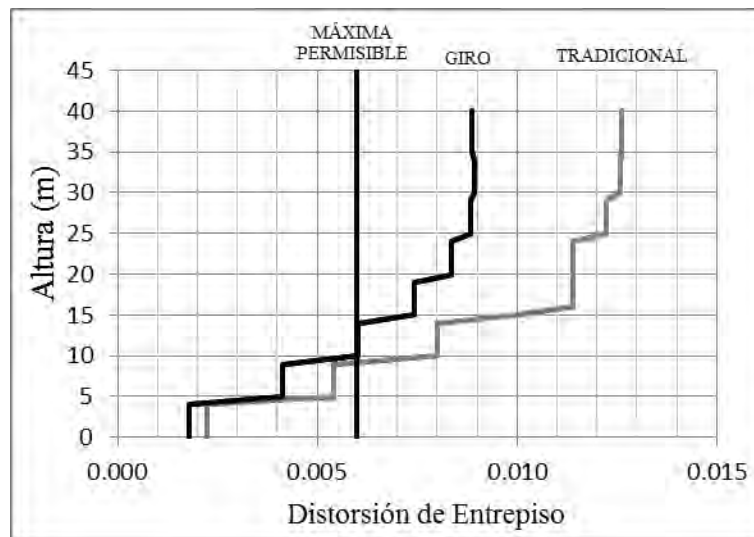


Fig. 6.5. Distorsión de Entrepiso a diferentes alturas generadas por el acelerograma 1 compatible con el espectro de diseño de la zona D.

La Figura 6.5 muestra que se obtuvieron distorsiones de 0.009 y de 0.012 las cuales exceden de las máximas permisibles (0.006). Cuando se observan las distorsiones de los niveles superiores se puede ver con más claridad que los giros generados por la flexión del elemento, son grandes. Esto conlleva a sobreestimar las distorsiones si no se toman en cuenta los giros de la estructura, debidos a los momentos flexionantes.

Tabla. 6.2. Aceleraciones máximas relativas debidas al primer acelerograma compatible con el espectro de la zona D.

ALTURA (m)	ACELERACIÓN RELATIVA (m/s <sup>2</sup> )
0	0.00
5	3.15
10	4.87
15	5.94
20	6.66
25	6.86
30	7.18
35	9.08
40	12.81

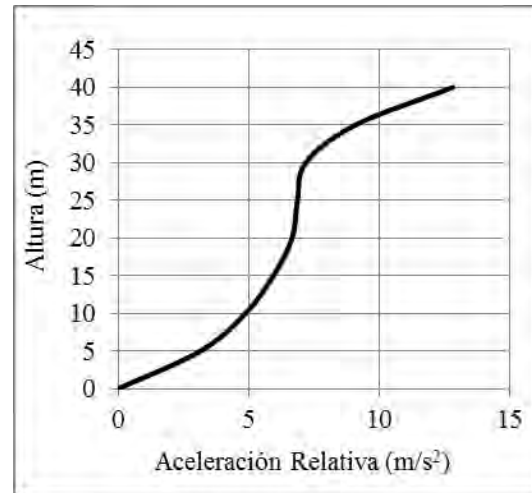


Fig. 6.6. Aceleraciones máximas relativas debidas al acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D.

Las aceleraciones mostradas en la Figura 6.6 indican que las aceleraciones relativas presentan forma de “S” es decir existen zonas donde las aceleraciones presentan incrementos y otras zonas donde las aceleraciones son constantes o menores.

Tabla. 6.3. Fuerzas cortantes máximas debidas al primer acelerograma compatible con el espectro de la zona D.

ALTURA (m)	FUERZAS CORTANTES (T)
0	800.35
5	748.55
10	676.21
15	578.55
20	496.92
25	431.46
30	359.34
35	231.13

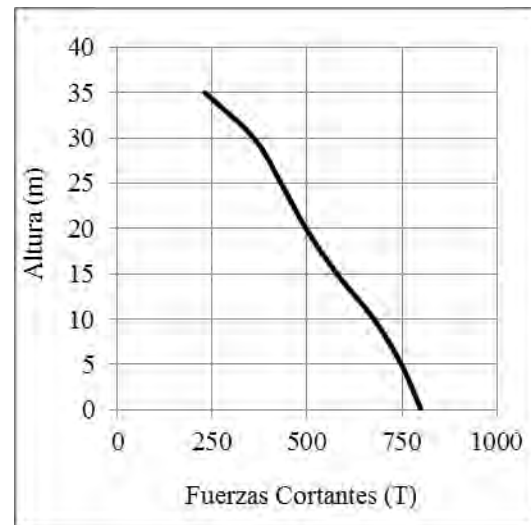


Fig. 6.7. Fuerzas cortantes máximas debidas al primer acelerograma compatible.



La Figura 6.7 muestra las fuerzas cortantes donde se observa que las fuerzas cortantes máximas se ubican en la base de la estructura. Las fuerzas cortantes mínimas se localizan en los niveles superiores.

Tabla. 6.4. Coeficientes sísmicos máximos debidos al acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D.

ALTURA (m)	COEFICIENTES SÍSMICOS
0	0.43
5	0.46
10	0.48
15	0.49
20	0.53
25	0.61
30	0.77
35	0.99

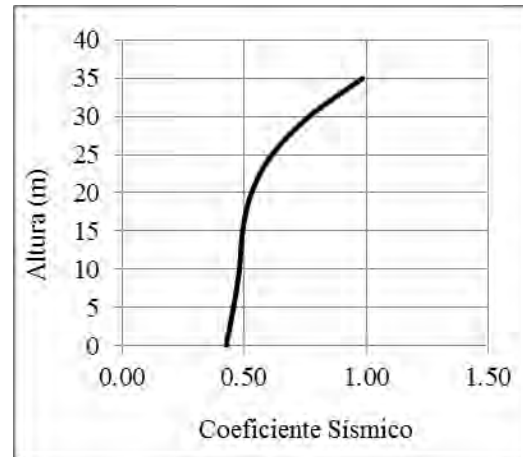


Fig. 6.8. Coeficientes sísmicos máximos debidos al acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D

Se presentó un coeficiente sísmico de 0.43 en la base de la torre y un coeficiente sísmico a 35 metros de altura con una magnitud de 0.99 lo que indica que se presentan fuerzas cortantes con una magnitud similar al peso de la estructura. Respecto al comportamiento se observa en la Figura 6.8 que existe un comportamiento lineal desde la base hasta 20 metros de altura, mientras que de 20 a 35 se observa que los coeficientes sísmicos incrementan considerablemente.

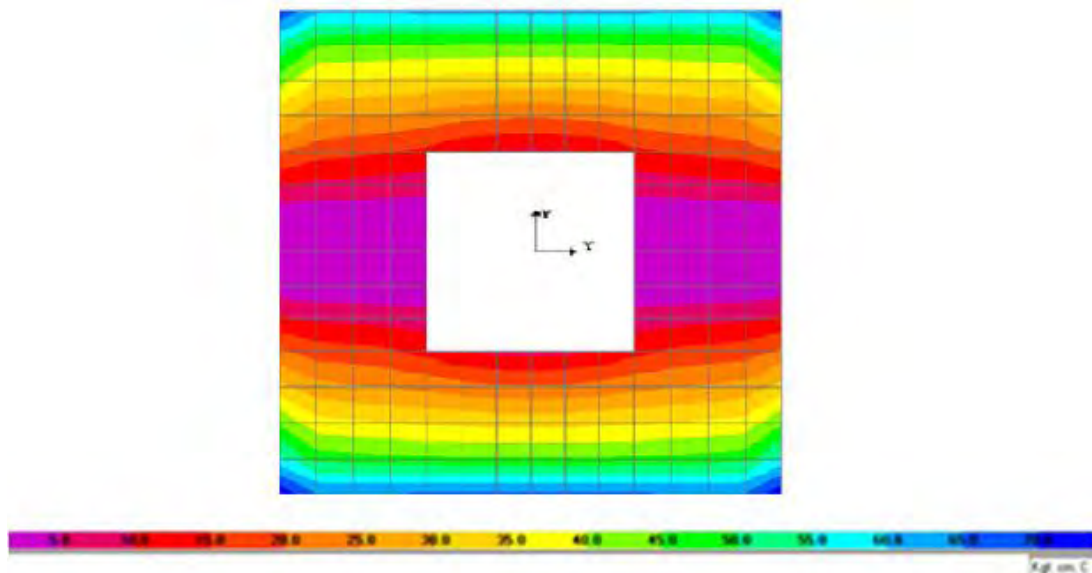


Fig. 6.9. Envoltura de la distribución de esfuerzos máximos de tensión generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de diseño de la zona D vistos en planta ( $\text{kg/cm}^2$ ).

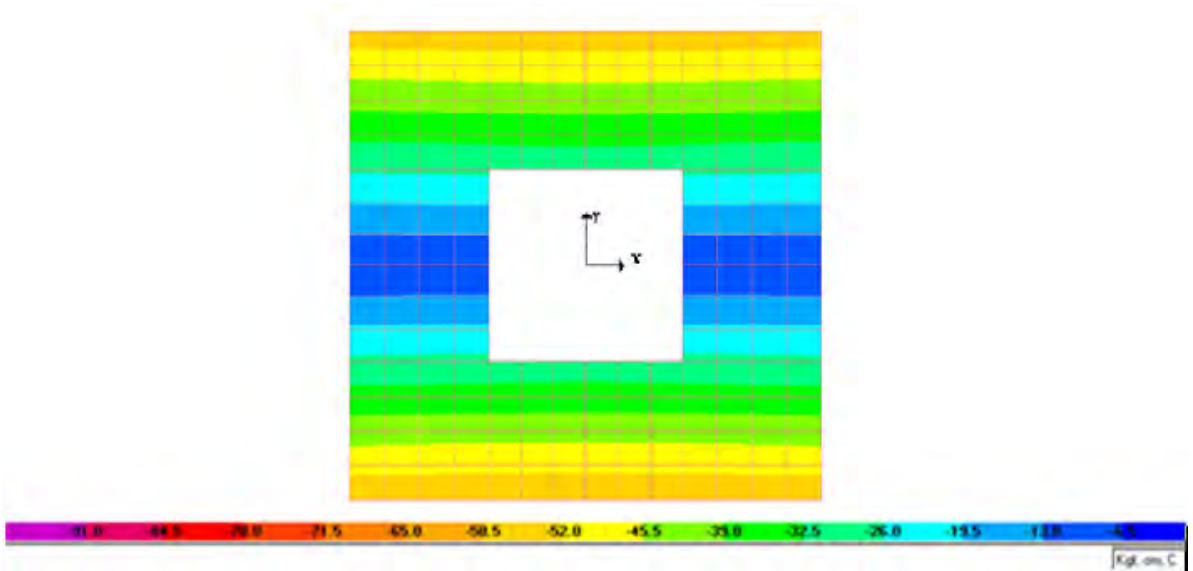


Fig. 6.10. Envolvente de la distribución de esfuerzos máximos de compresión generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de diseño de la zona D vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

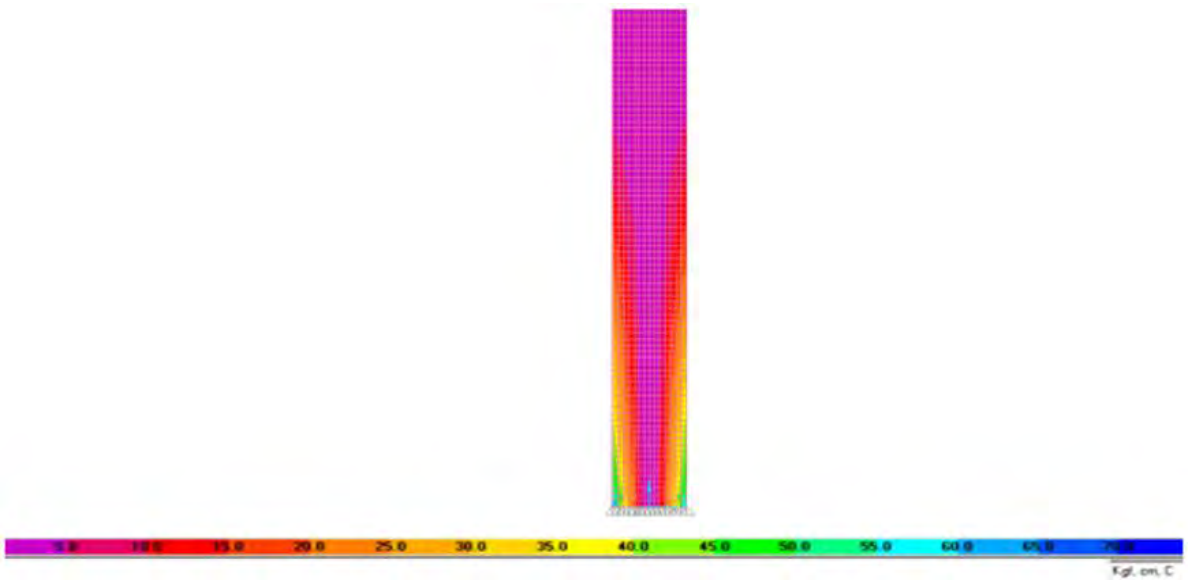


Fig. 6.11. Envolvente de la distribución de esfuerzos máximos de tensión a lo largo de torre, generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D vistos desde los ejes X-Z ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

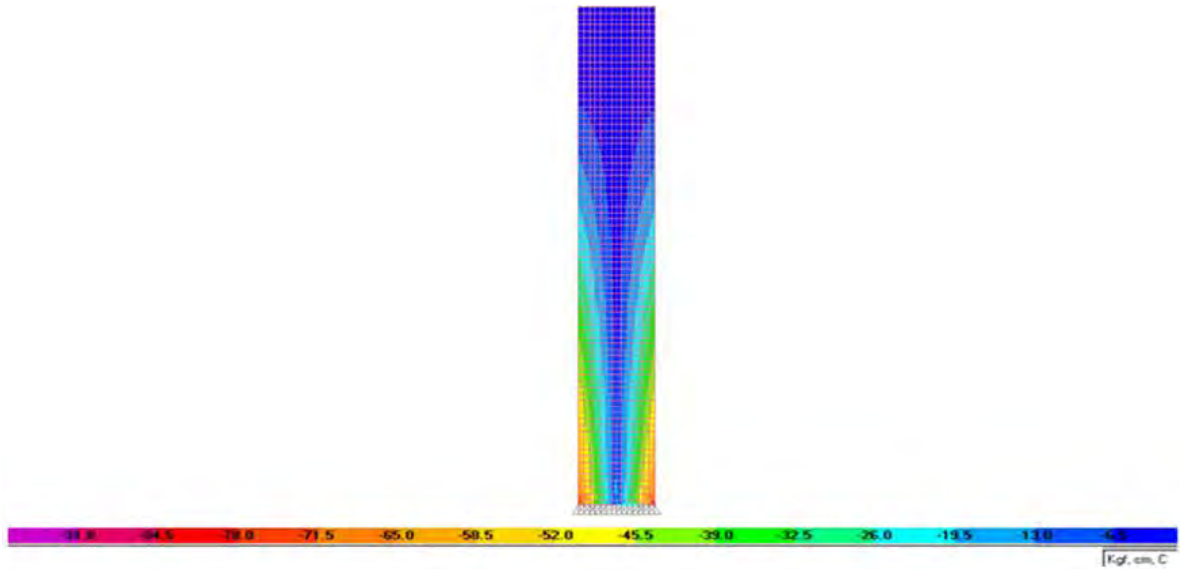


Fig. 6.12. Envolvente de la distribución de esfuerzos máximos de compresión a lo largo de torre, generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D vistos desde los ejes X-Z ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Las Figuras 6.9 a 6.12 muestran la distribución de las envolventes de los esfuerzos axiales máximos verticales. En estas figuras se puede observar que las secciones más críticas se presentan en los extremos exteriores de la torre cuya magnitud es de  $90 \text{ kg}/\text{cm}^2$  aproximadamente para compresión y para tensión es de  $70 \text{ kg}/\text{cm}^2$  aproximadamente. Esto indica que se presentan esfuerzos que exceden de la capacidad del material para tensión y para compresión.

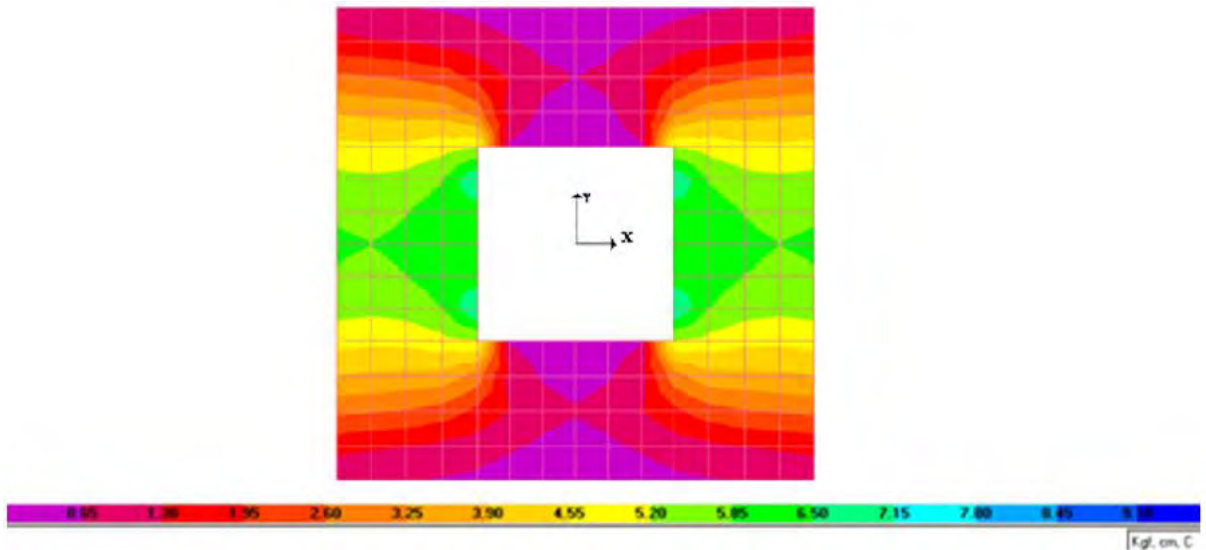


Fig. 6.13. Envolvente de la distribución de esfuerzos cortantes máximos positivos generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D vistos en planta a una altura de 5 metros ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

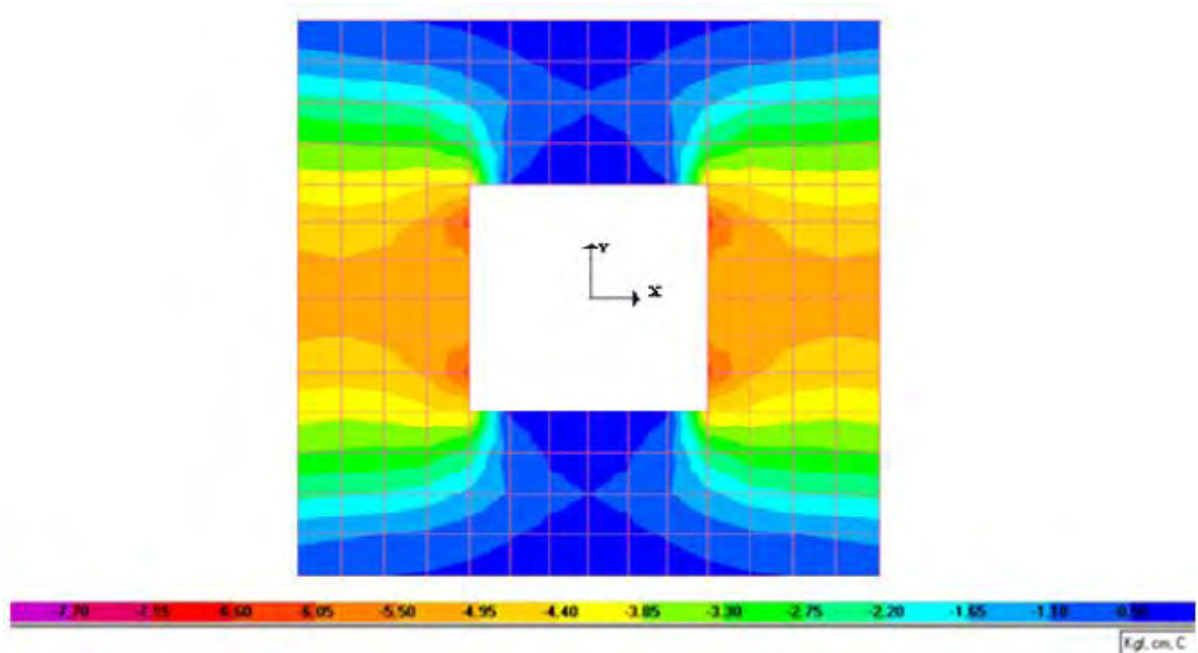


Fig. 6.14. Envolvente de la distribución de esfuerzos cortantes máximos negativos generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D vistos en planta a una altura de 5 metros ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

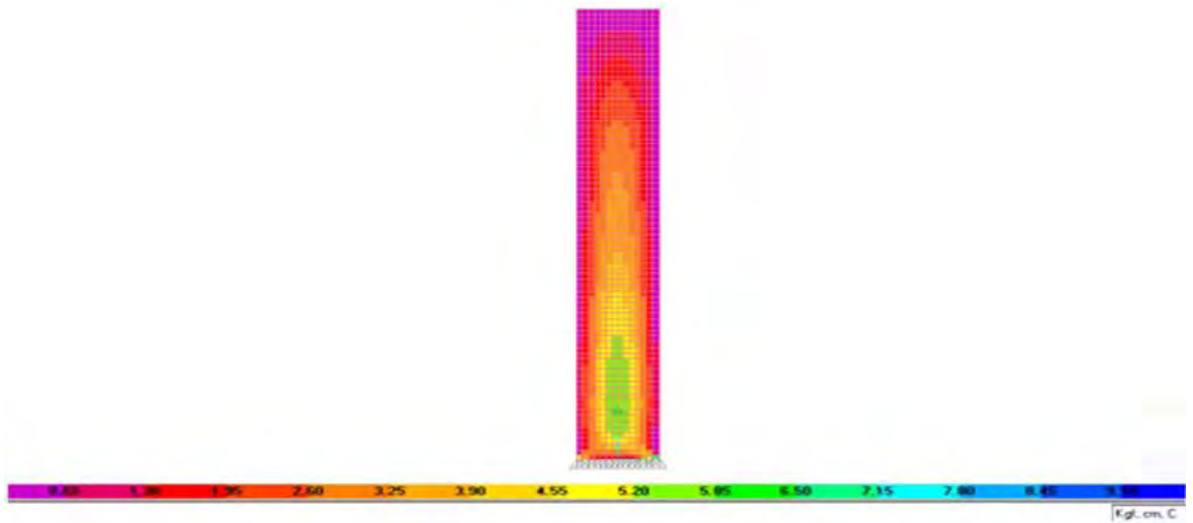


Fig. 6.15. Distribución de esfuerzos cortantes máximos positivos en el plano X-Z a lo largo de la torre generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

En las Figuras 6.13 a 6.16 se muestran las envolventes de la distribución de esfuerzos máximos y mínimos. En estas figuras podemos observar que los esfuerzos cortantes máximos se localizan en las esquinas interiores de la torre, estos esfuerzos presentan magnitudes de  $7 \text{ kg}/\text{cm}^2$  lo cual indica que es posible una falla por cortante ya que se excede de la capacidad del material a cortante.

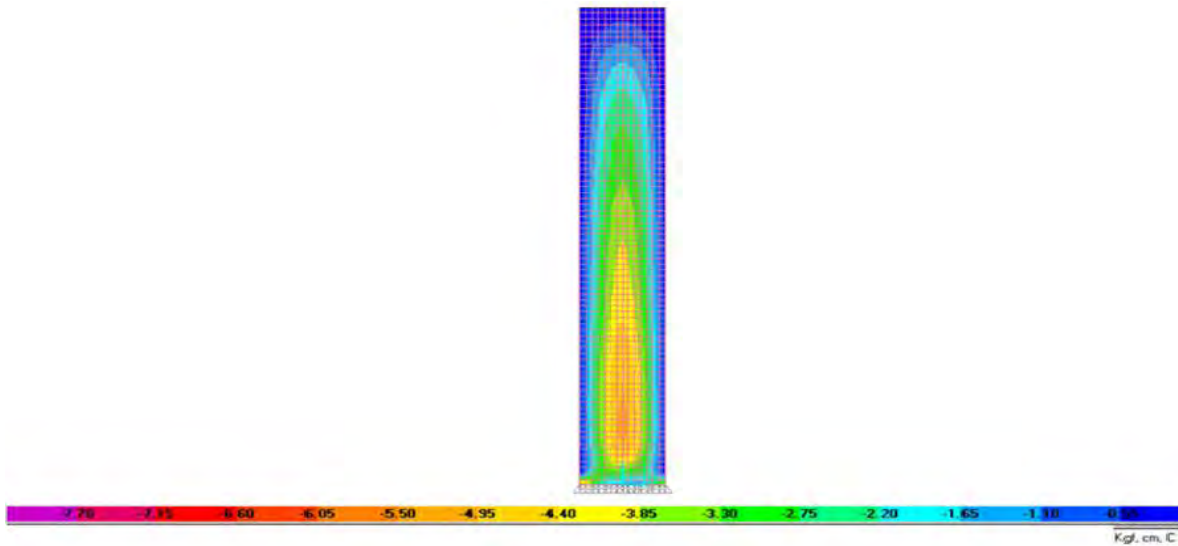


Fig. 6.16. Distribución de esfuerzos cortantes máximos negativos en el plano X-Z a lo largo de la torre generados por el acelerograma 1 compatible con el espectro de la zona D ( $\text{kg/cm}^2$ ).

## 6.2.- COMPARACIÓN DE LOS ANÁLISIS PASO A PASO Y EL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Se realizó una comparación de los resultados del análisis modal espectral de la zona D con respecto al análisis paso a paso de los 5 acelerogramas compatibles con el espectro de la zona D, con el objeto de determinar las diferencias existentes entre los diferentes tipos de análisis.

Tabla. 6.5. Comparación de los desplazamientos máximos del análisis paso a paso y el análisis modal espectral.

ALTURA	DESPLAZAMIENTOS					
	1	2	3	4	5	D
(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
10	3.8	3.8	3.9	3.8	3.8	3.7
15	7.7	7.7	8.0	7.8	7.7	7.7
20	12.7	12.6	13.1	12.8	12.6	12.6
25	18.4	18.2	19.1	18.5	18.1	18.1
30	24.5	24.2	25.5	24.6	24.0	24.1
35	30.8	30.4	32.1	30.9	30.0	30.2
40	37.2	36.6	38.8	37.2	36.0	36.3

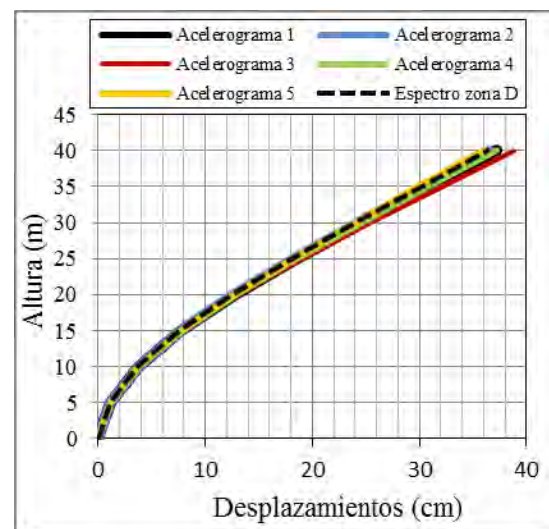


Fig. 6.17. Comparación de los desplazamientos máximos del análisis paso a paso y el análisis modal espectral.

Se calculó la distorsión de entrepiso para los 5 acelerogramas compatibles y se compararon los resultados con los obtenidos mediante el análisis modal espectral. La Figura 6.18 muestra las distorsiones para cada acelerograma y las distorsiones calculadas del espectro de diseño de la zona D. Estas distorsiones son las calculadas mediante la expresión que toma en cuenta el giro de la estructura. Se observa que las distorsiones generadas exceden de las máximas permitidas para mampostería a una altura de 10 metros.

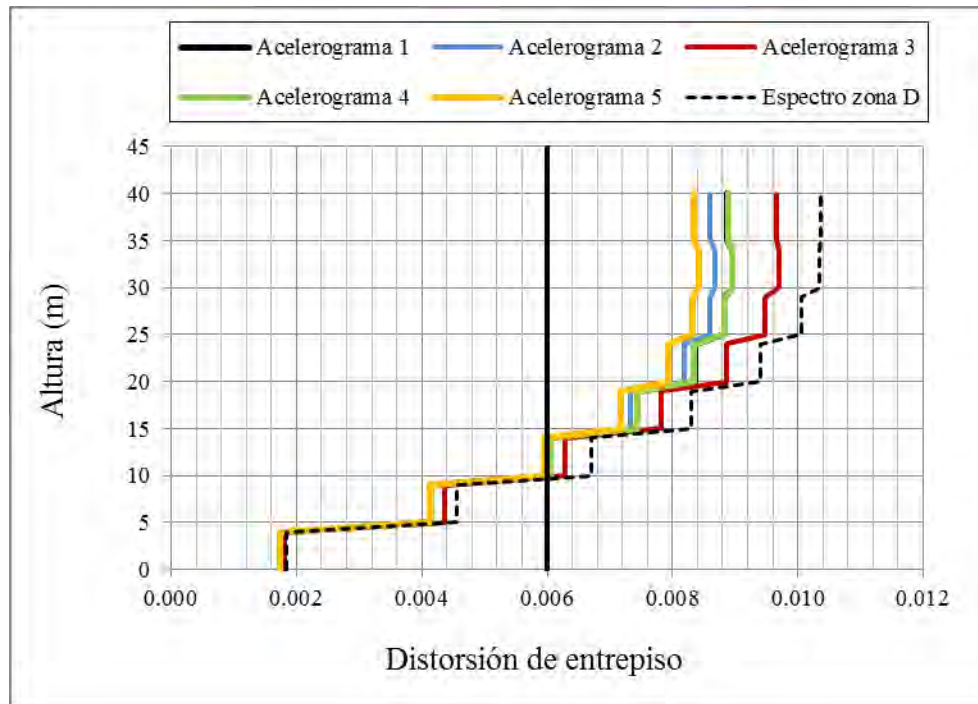


Fig. 6.18. Comparación de las distorsiones de los análisis paso a paso y el análisis modal espectral.

En la Figura 6.19 se muestran las aceleraciones a diferentes alturas. Se puede observar que presentan un comportamiento en forma de “S” lo que indica que de acuerdo con las características del elemento existirán zonas donde presentan incrementos en las aceleraciones y otras zonas donde se presentaran aceleraciones constantes.

En la Figura 6.19 se observa que a partir de 30 metros de altura las aceleraciones presentan amplificaciones, con esto podemos darnos una idea de que los niveles más altos presentarían fuerzas más grandes lo que provocará que exista una sección crítica.

Tabla. 6.6. Comparación de las aceleraciones máximas relativas de los análisis paso a paso y análisis modal espectral.

ALTURA	ACELERACIONES					
	1	2	3	4	5	D
(m)	(m/s <sup>2</sup> )	(m/s <sup>2</sup> )	(m/s <sup>2</sup> )	(m/s <sup>2</sup> )	(m/s <sup>2</sup> )	(m/s <sup>2</sup> )
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
5	3.2	2.6	2.5	2.8	2.8	3.2
10	4.9	4.1	4.0	4.9	4.8	4.5
15	5.9	5.1	5.2	6.4	6.5	5.3
20	6.7	6.2	6.1	6.9	7.9	5.7
25	6.9	6.9	6.8	6.6	8.7	5.6
30	7.2	6.8	8.4	6.7	8.9	5.7
35	9.1	9.1	10.5	7.6	8.9	6.9
40	12.8	12.3	15.4	10.9	10.2	10.6

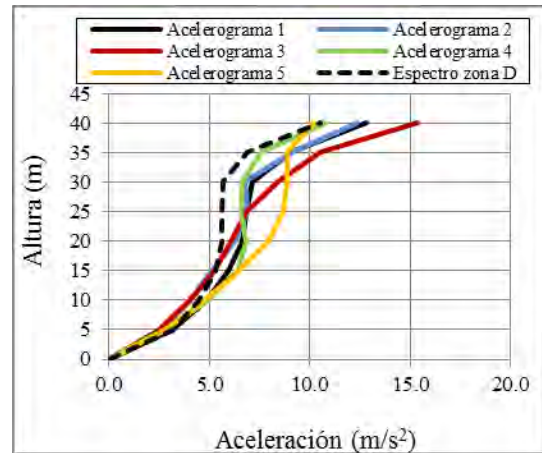


Fig. 6.19. Comparación de las aceleraciones máximas relativas de los análisis paso a paso y el análisis modal espectral.

Se determinó mediante la Tabla 6.7 y la Figura 6.20 que las fuerzas cortantes se incrementan en general de forma lineal y coincide el comportamiento de las estructuras sometidas a los acelerogramas compatibles con respecto al comportamiento de la estructura sometida al espectro. La sección más crítica presenta fuerzas que van desde 680 a 800 Ton.

Tabla. 6.7. Comparación de las fuerzas cortantes obtenidas del análisis paso a paso y el análisis modal espectral.

ALTURA	FUERZAS					
	1	2	3	4	5	D
(m)	(T)	(T)	(T)	(T)	(T)	(T)
0	800.4	758.7	716.3	682.6	774.4	686.5
5	748.5	717.8	687.9	640.3	698.4	627.1
10	676.2	654.6	648.4	590.9	592.2	603.2
15	578.6	593.5	583.0	534.6	549.1	551.3
20	496.9	500.4	514.5	492.7	487.3	488.5
25	431.5	422.2	461.6	426.1	409.7	417.3
30	359.3	322.4	392.5	325.5	306.1	330.5
35	231.1	210.0	257.5	193.0	196.0	207.8

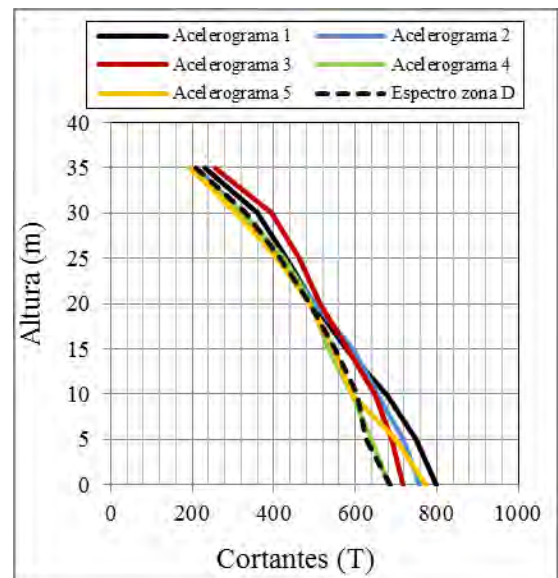


Fig. 6.20. Comparación de las fuerzas cortantes del análisis paso a paso y el análisis modal espectral.

La Figura 6.21 muestra el comportamiento de los coeficientes sísmicos del análisis modal espectral y del análisis paso a paso donde se muestra que los coeficientes sísmicos mínimos se presentan en la base de la estructura cuyas magnitudes van desde 0.38 a 0.43, mientras que a una altura de 35 metros se presentan coeficientes sísmicos máximos de 0.82 a 1.1 esto indica que las fuerzas horizontales tienen una relación aproximada a uno en los niveles más altos de la torre.

Tabla. 6.8. Comparación de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso y el análisis modal espectral.

ALTURA (m)	COEFICIENTES SÍSMICOS					
	1	2	3	4	5	D
0	0.43	0.40	0.38	0.36	0.41	0.37
5	0.46	0.44	0.42	0.39	0.43	0.38
10	0.48	0.47	0.46	0.42	0.42	0.43
15	0.49	0.51	0.50	0.46	0.47	0.47
20	0.53	0.53	0.55	0.53	0.52	0.52
25	0.61	0.60	0.66	0.61	0.58	0.59
30	0.77	0.69	0.84	0.69	0.65	0.70
35	0.99	0.90	1.10	0.82	0.84	0.89

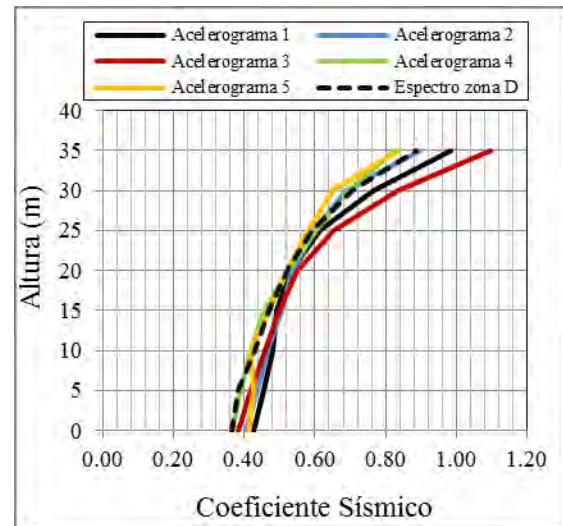


Fig. 6.21. Comparación de los coeficientes sísmicos de los análisis paso a paso y el análisis modal espectral.

Tomando en cuenta el comportamiento de los coeficientes sísmicos mostrados en la Figura 6.21, se puede observar que las respuestas generadas por los acelerogramas tienden a tener el mismo comportamiento que el generado por el espectro de la zona D.



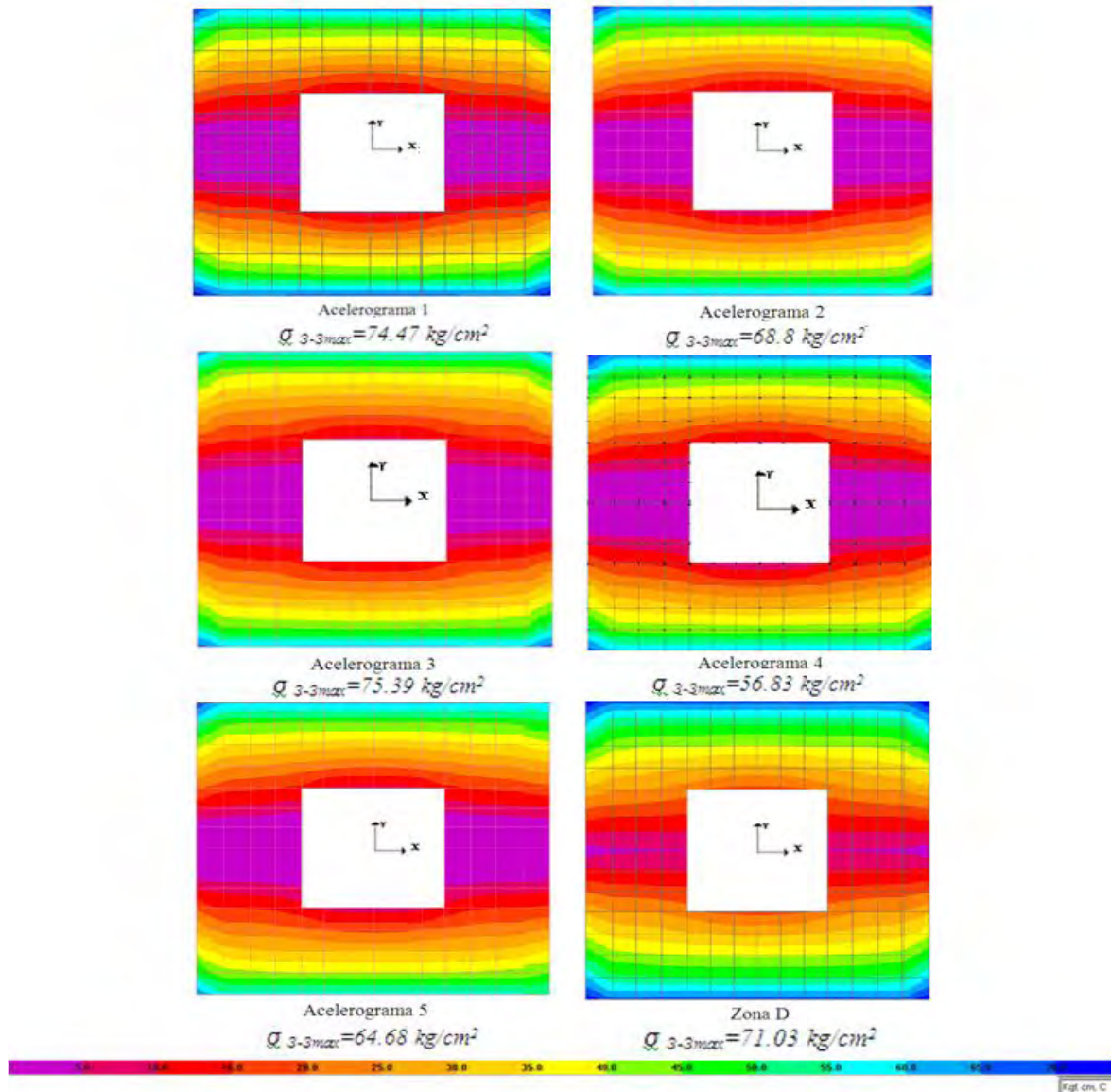


Fig. 6.22. Comparación de la envolventes de los de esfuerzos verticales máximos de tensión de los análisis paso a paso y del análisis modal espectral, vistos en planta.

En la Figura 6.22 se muestra la distribución de esfuerzos axiales verticales positivos obtenidos mediante el análisis paso a paso y el análisis modal espectral. Los esfuerzos axiales presentan magnitudes aproximadas a  $70 \text{ kg/cm}^2$  las cuales son mayores a la resistencia de la mampostería a tensiones.

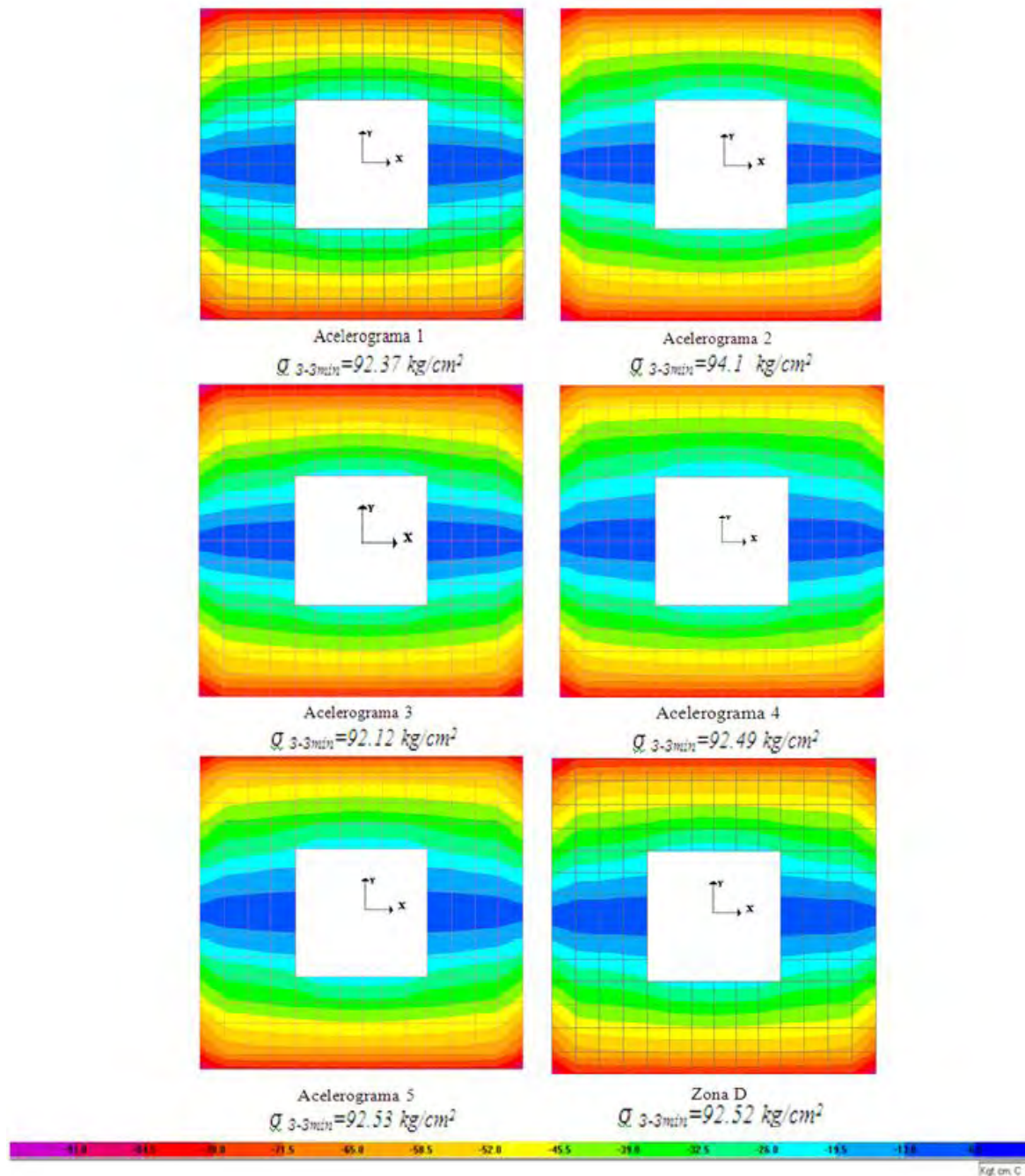


Fig. 6.23. Comparación de las envolventes de los de esfuerzos verticales máximos de compresión de los análisis paso a paso y del análisis modal espectral, vistos en planta.

Los esfuerzos axiales verticales máximos negativos mostrados en la Figura 6.23. Se observan magnitudes de  $90 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente, las cuales sobrepasan de la resistencia a compresión de la mampostería, los esfuerzos máximos se presentan en los extremos exteriores de la torre lo cual provoca que se genere una sección crítica en la base debido a las magnitudes.

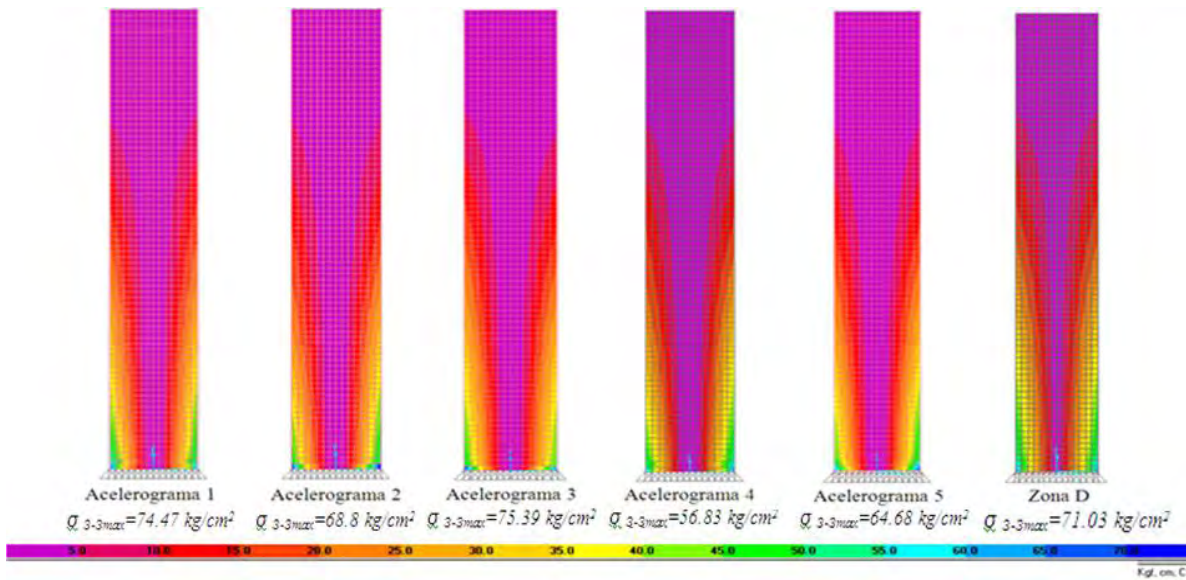


Fig. 6.24. Comparación de las envolventes de los esfuerzos verticales máximos de tensión de los análisis paso a paso y el análisis modal espectral, vistos a lo largo de la torre.

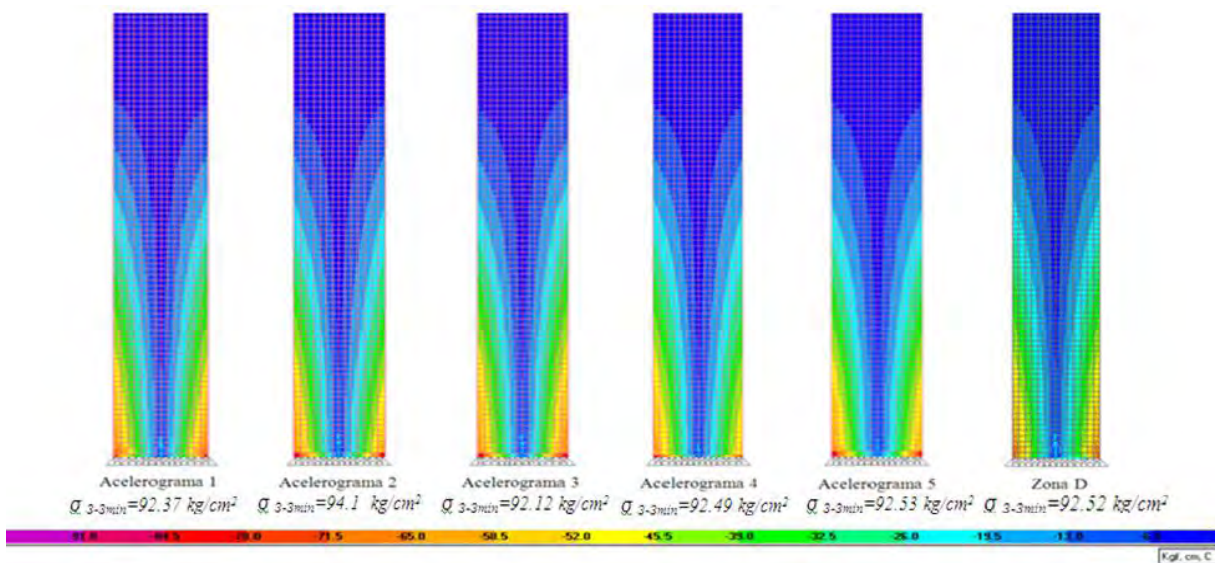


Fig. 6.25. Comparación de las envolventes de los esfuerzos verticales máximos de compresión de los análisis paso a paso y el análisis modal espectral, vistos a lo largo de la torre.

Se determinó mediante la comparación de los esfuerzos axiales de los análisis paso a paso y el análisis modal espectral que presentan magnitudes similares tanto para tensión como compresión. Se obtuvieron esfuerzos que van de  $64 \text{ kg/cm}^2$  a  $75 \text{ kg/cm}^2$  para el caso de las tensiones lo que indica que se excede de la capacidad de la mampostería a tensión. Para los esfuerzos a compresión se obtuvieron magnitudes de  $90 \text{ kg/cm}^2$  lo cual indica que se excede de la capacidad a compresión, estos esfuerzos se presentaron en los extremos exteriores de la base de la torre.

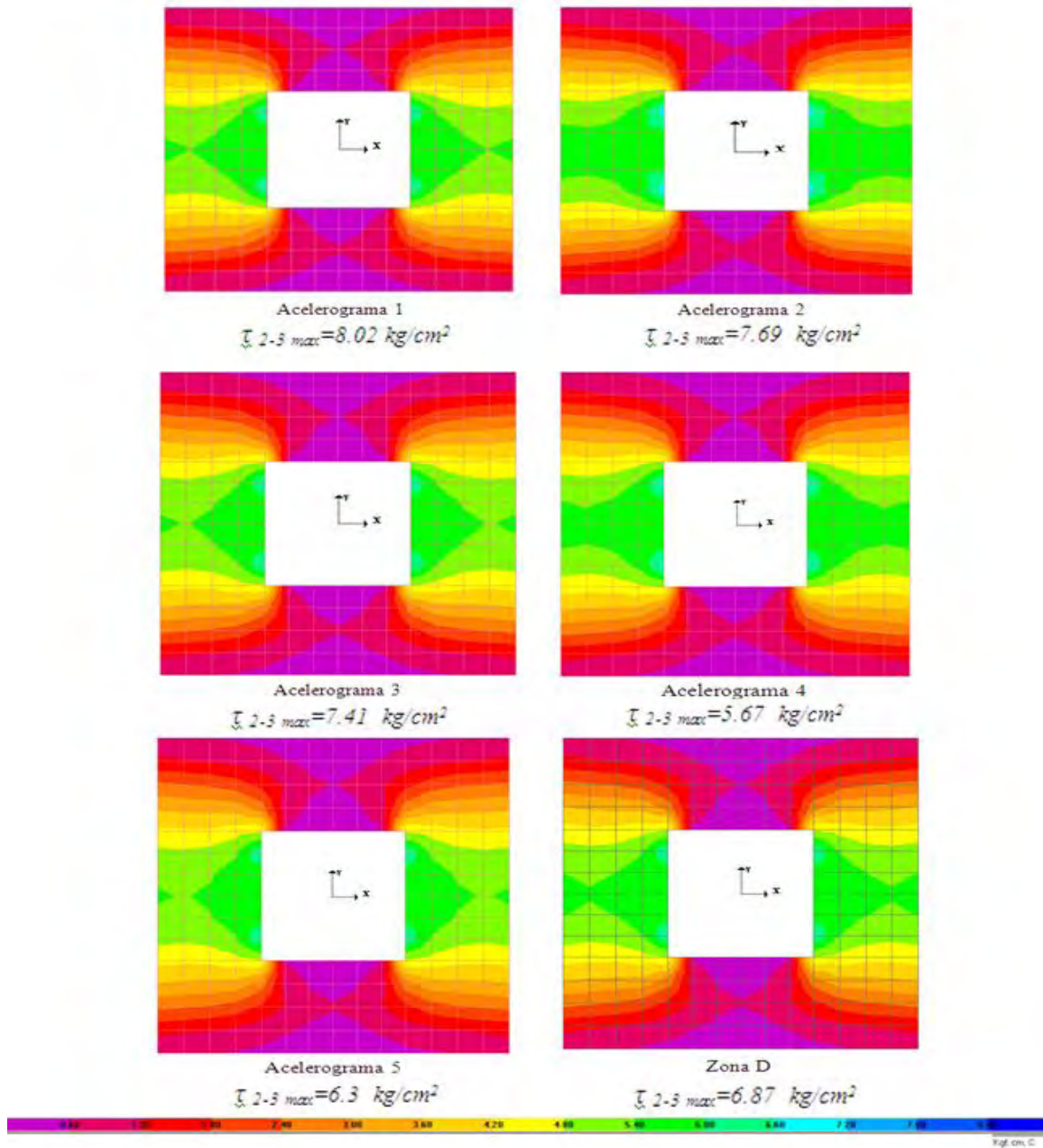


Fig. 6.26. Comparación de la envolvente de los esfuerzos cortantes máximos positivos del plano X-Z de los análisis paso a paso y del análisis modal espectral, vistos en planta.

La Figura 6.25 y 6.26 muestran los esfuerzos cortantes máximos positivos y negativos. En esta figura se puede observar como los cortantes tienden a concentrarse o a tener mayores magnitudes en las esquinas interiores de la torre donde llegan a tener magnitudes de  $6 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente las cuales son mayores a la resistencia al cortante de la mampostería, debido a que las distribuciones representan las envolventes es posible que en la realidad no se manifiesten estas magnitudes ya que algunos esfuerzos máximos se presentarían en diferentes momentos.

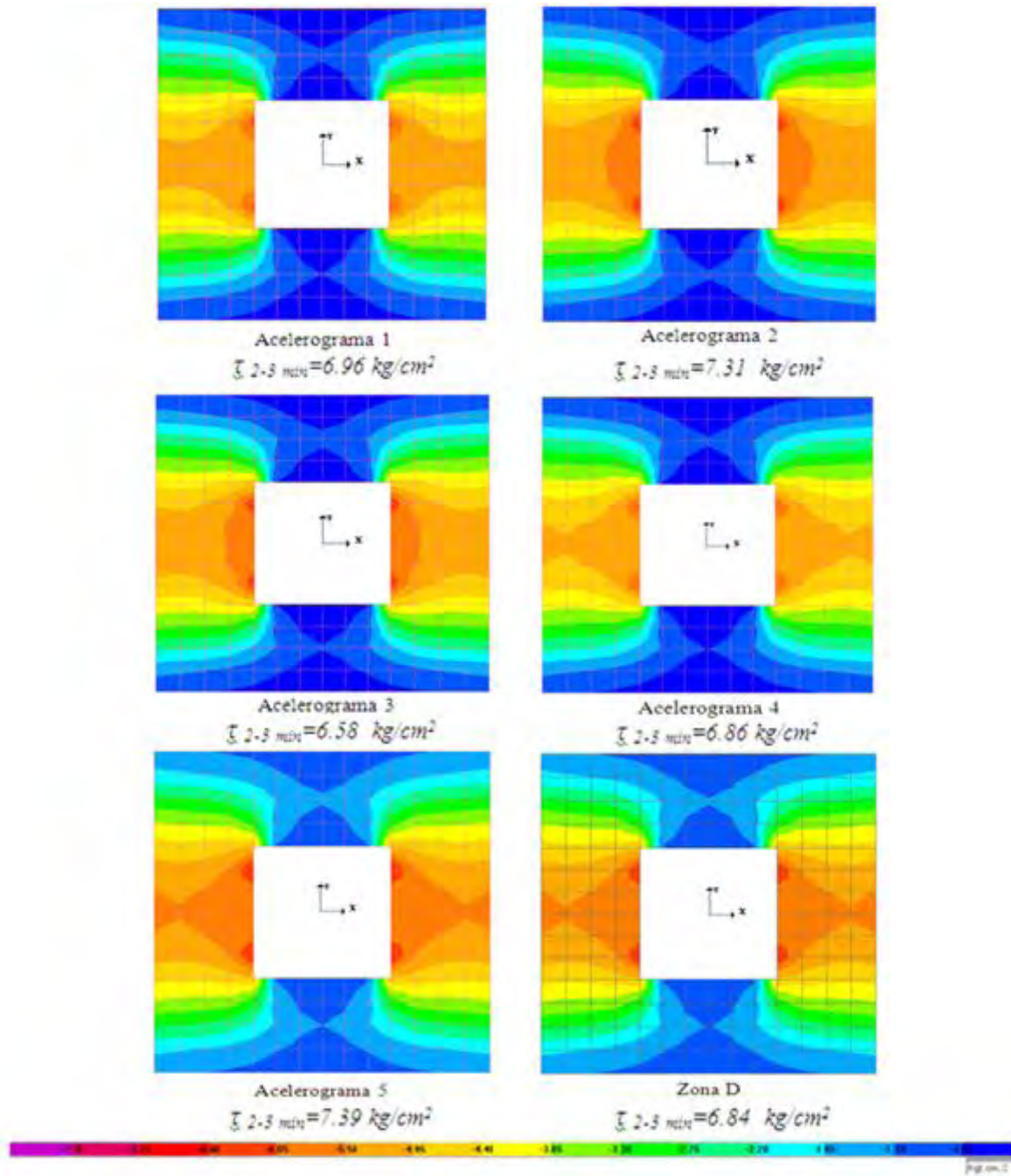


Fig. 6.27. Comparación de la envolvente de los esfuerzos cortantes máximos negativos del plano X-Z de los análisis paso a paso y del análisis modal espectral, vistos en planta.

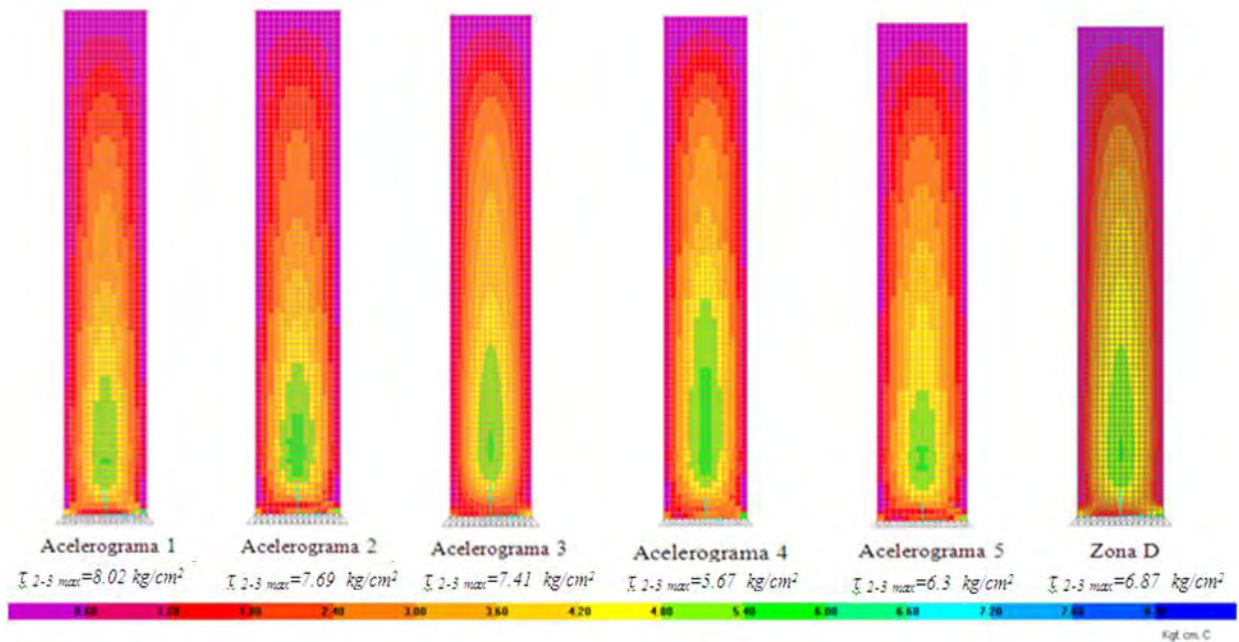


Fig. 6.28. Comparación de las envolventes de los esfuerzos cortantes máximos positivos del plano X-Z de los análisis paso a paso y del análisis modal espectral, vistos a lo largo de la torre.

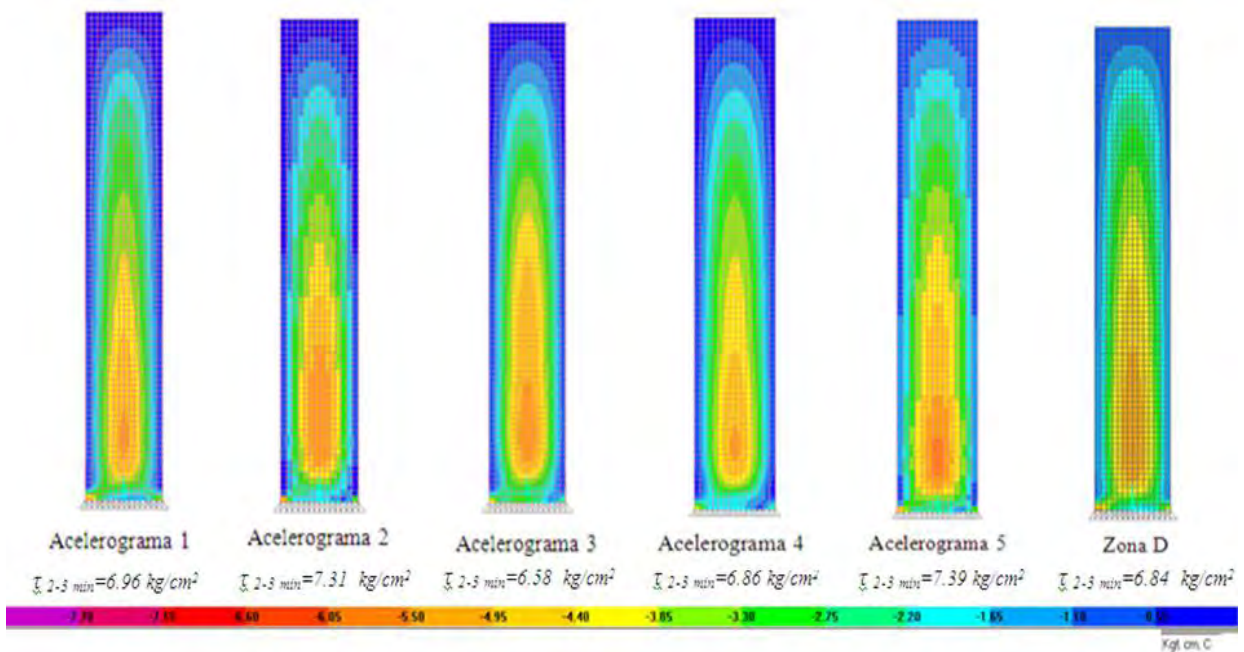


Fig. 6.29. Comparación de las envolventes de los esfuerzos cortantes máximos negativos del plano X-Z de los análisis paso a paso y del análisis modal espectral, vistos a lo largo de la torre.

Los modelos presentaron esfuerzos cortantes positivos de  $7 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente tanto para los análisis paso a paso como para el análisis modal espectral. Se obtuvieron esfuerzos cortantes negativos de  $7 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente para los dos tipos de análisis, en los dos casos tanto positivos como negativo se excede de la resistencia a cortante de la mampostería.

### 6.3.- ANÁLISIS PASO A PASO DEL REGISTRO DE CIUDAD SERDÁN, PUEBLA (1999)

Se realizó un análisis paso a paso donde se utilizó la historia de aceleraciones del sismo registrado en Ciudad Serdán, Puebla el 15 de julio de 1999 a las 20:43 horas. Presentó una magnitud de 6.5. Este registro presentó una duración aproximada de 47.5 segundos, presenta una aceleración máxima de  $1.954 \text{ m/s}^2$  a 23.4 segundos.

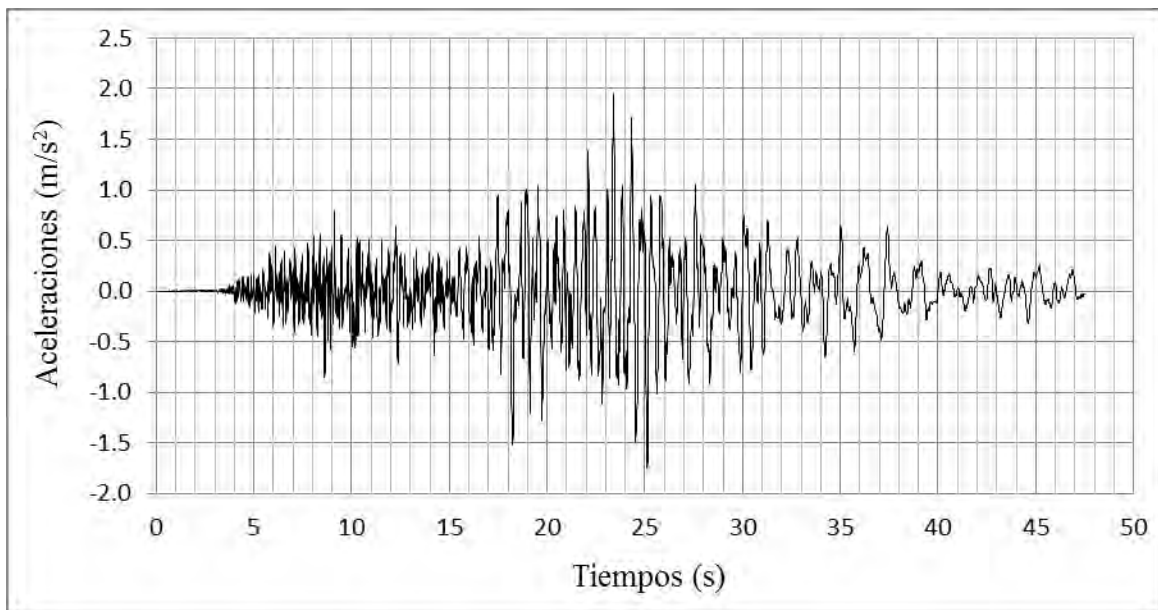


Fig. 6.30. Acelerograma registrado en Ciudad Serdán, Puebla, dirección E-W.

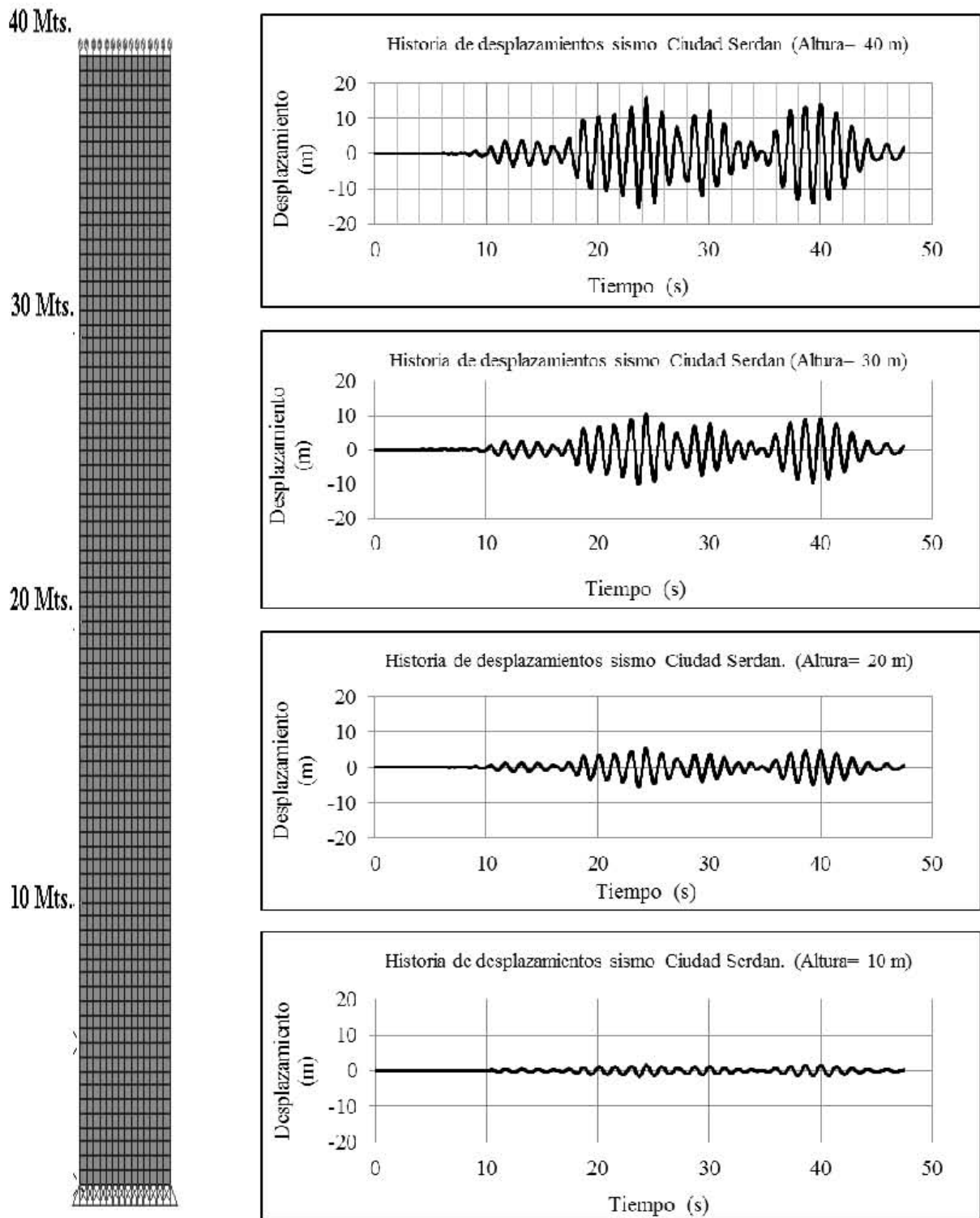


Fig. 6.32. Respuestas de desplazamientos debidos al sismo de Puebla (1999).



La Figura 6.31 muestra la historia de desplazamientos a diferentes alturas en donde se observa que existe un desplazamiento máximo a 24.36 segundos con una magnitud de 15.94 cm a una altura de 40 metros. Se puede observar que la estructura presenta un comportamiento similar a diferentes alturas y que en los niveles más altos se amplifican los desplazamientos.

Tabla. 6.9. Desplazamientos máximos debidos al sismo de Puebla (1999).

ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTOS (cm)
0	0.00
5	0.48
10	1.65
15	3.36
20	5.45
25	7.81
30	10.40
35	13.14
40	15.95

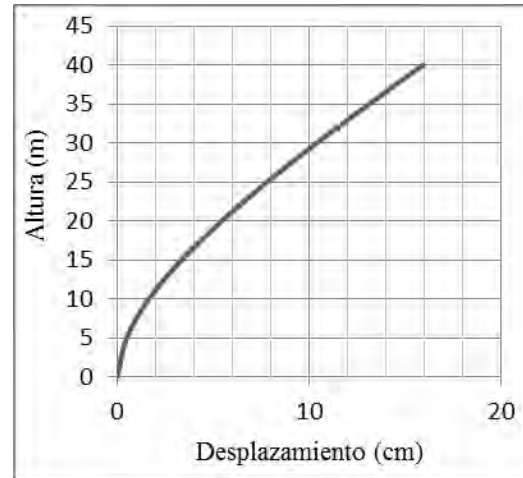


Fig. 6.32. Desplazamientos máximos debidos al sismo de Puebla (1999).

La Figura 6.32 presenta los desplazamientos obtenidos del modelo al cual se le aplicó el registro de Puebla. Se puede observar que existe un comportamiento similar en los análisis anteriores donde de 0 a 5 metros presentan desplazamientos pequeños y conforme aumenta la altura se presentan desplazamientos mayores. En este caso se presentó un desplazamiento máximo de 16 cm aproximadamente.

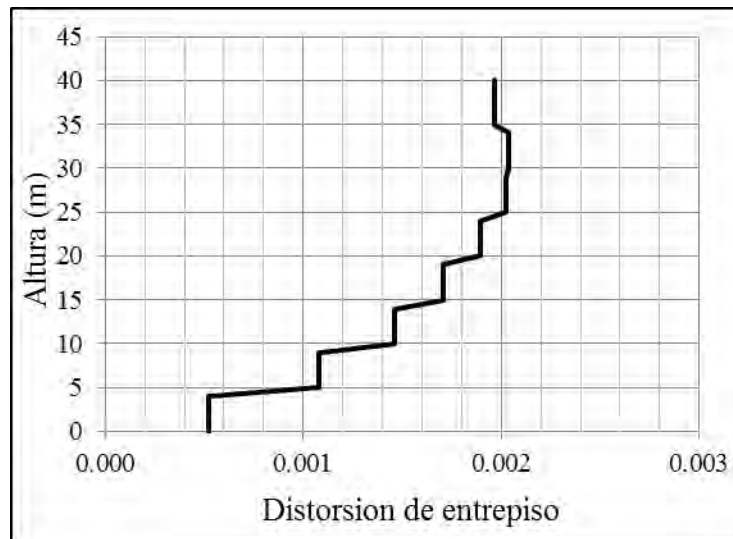


Fig. 6.33. Distorsión de entrepiso debida al sismo de Puebla (1999).

Se calculó la distorsión de entrepiso mediante la expresión que toma en cuenta el giro de la estructura y se obtuvo una distorsión máxima de 0.002, esto indica que la estructura no presenta una sección crítica debido a desplazamientos ya que no se excede de las distorsiones máximas permisibles para mampostería 0.006.

Tabla. 6.10. Aceleraciones relativas máxima debidas al sismo de Puebla.

ALTURA (m)	ACELERACION RELATIVA (m/s <sup>2</sup> )
0	0
5	0.67
10	1.71
15	2.78
20	3.58
25	4.02
30	4.16
35	5.09
40	7.56

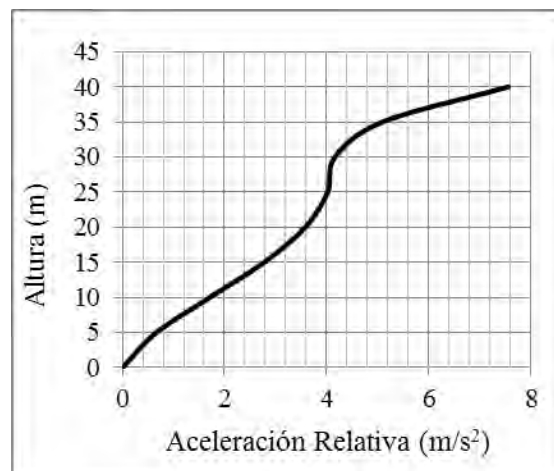


Fig. 6.34. Aceleraciones relativas máximas debidas al sismo de Puebla (1999).

Las aceleraciones relativas (Figura 6.34) presentan un comportamiento en forma de “S” donde de 0 a 25 metros de altura presenta un comportamiento lineal en el cual se muestran incrementos de aceleración, de 25 a 30 se observan aceleraciones constantes y de 30 a 40 se presentaron incrementos de aceleraciones, se presenta una aceleración máxima de 7.56 m/s<sup>2</sup>.

Tabla. 6.11. Fuerzas cortantes máximos generados por el sismo de Puebla.

ALTURA (m)	CORTANTES (T)
0.00	344.58
5.00	309.64
10.00	282.20
15.00	257.32
20.00	220.78
25.00	207.12
30.00	193.00
35.00	129.94

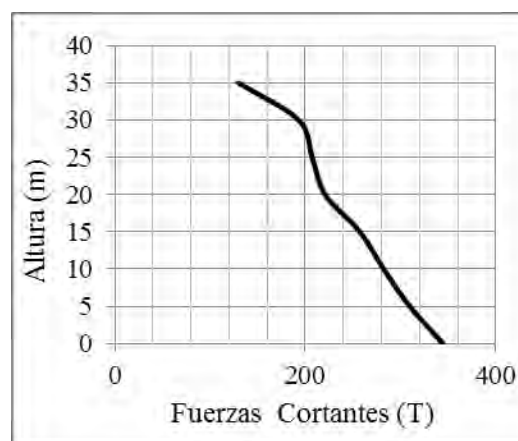


Fig. 6.35. Fuerzas cortantes máximos debidos al sismo de Puebla.

Las fuerzas cortantes mostradas en la Figura 6.35 presentan un comportamiento lineal de 0 a 20 metros de altura, de 20 a 30 presentan incrementos menores a los anteriores en los niveles inferiores, se presenta una fuerza cortante mínima de 129 T a una altura de 35 metros, y una fuerza cortante máxima de 344 T en la base de la estructura.

Tabla. 6.12. Coeficientes sísmicos de la estructura sometida al sismo de Puebla.

ALTURA (m)	Cs (-)
0.00	0.18
5.00	0.19
10.00	0.20
15.00	0.22
20.00	0.24
25.00	0.29
30.00	0.41
35.00	0.55

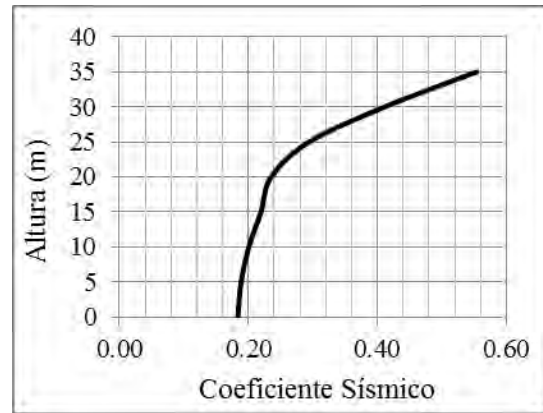


Fig. 6.36. Coeficientes sísmicos de la estructura sometida al sismo de Puebla.

Los coeficientes sísmicos presentan un comportamiento lineal de 0 a 20 estos coeficientes tienen relación con los datos de las aceleraciones relativas ya que de 0 a 25 metros presentan pequeños incrementos de aceleraciones y de 20 a 40 presentan incrementos mayores como se puede observar en la Figura 6.36 las cuales presentan incrementos en los coeficientes sísmicos de los niveles más altos el cual presenta un coeficiente sísmico máximo de de 0.55.

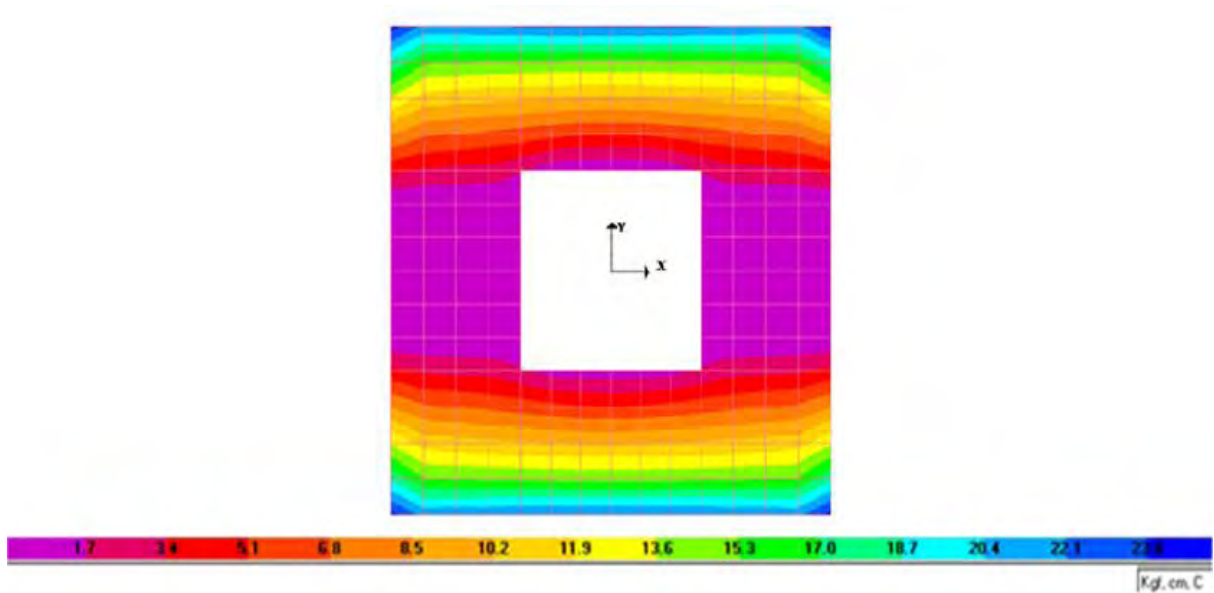


Fig. 6.37. Distribución de la envolvente de los esfuerzos verticales máximos de tensión, generados por el sismo de Puebla, vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

En la Figura 6.37 muestra las envolventes de la distribución de esfuerzos máximos a tensión donde se observan magnitudes mínimas en el centro de la torre y los esfuerzos máximos se ubican en las esquinas de los extremos exteriores de la torre cuyas magnitudes son de  $23 \text{ kg}/\text{cm}^2$  aproximadamente.

El modelo al cual se le aplicó el sismo de Puebla presentó esfuerzos axiales verticales de 23  $\text{kg/cm}^2$  a tensión como se observa en las Figuras 6.38 y 6.39. Se obtuvieron esfuerzos axiales verticales negativos con magnitudes de 40  $\text{kg/cm}^2$ . Para los casos de tensión y compresión se excedió de la capacidad del material. Lo que significa que es posible que se tengan agrietamientos.

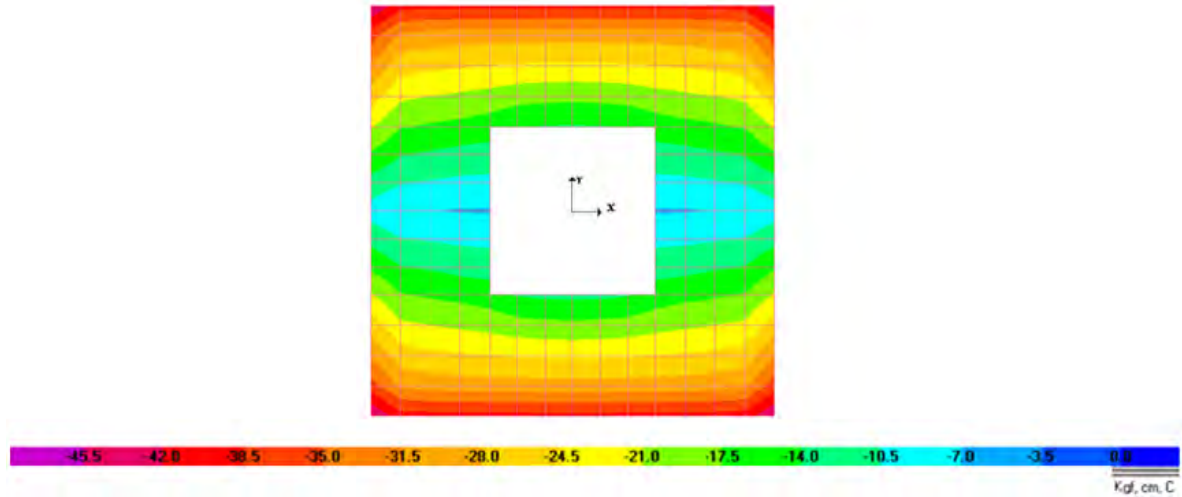


Fig. 6.38. Distribución de la envolvente de los esfuerzos axiales máximos a compresión, generados por el sismo de Puebla, vistos en planta ( $\text{kg/cm}^2$ ).

Los esfuerzos cortantes de la base presenta una distribución similar a la distribución de los esfuerzos positivos en la cual los esfuerzos mínimos se ubican en el centro. Eso se debe al cambio de esfuerzos de positivos a negativos en donde existe un punto donde se encuentra un esfuerzo igual a 0 donde se encuentra ubicado el eje neutro de la torre.

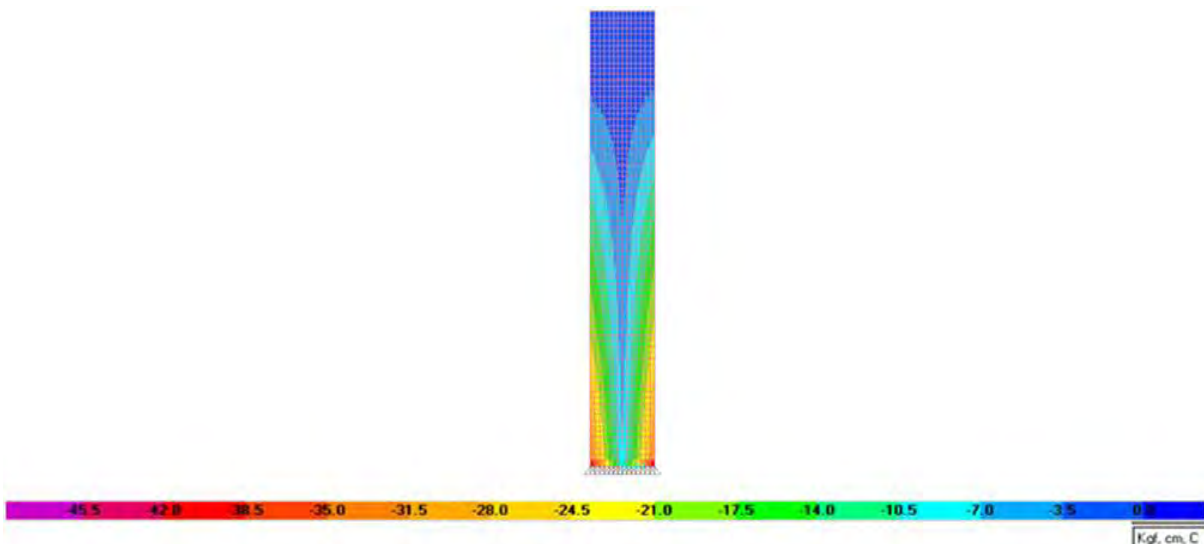


Fig. 6.39. Distribución de la envolvente de los esfuerzos axiales máximos a compresión generada por el sismo de Puebla, visto a lo largo de la torre ( $\text{kg/cm}^2$ ).

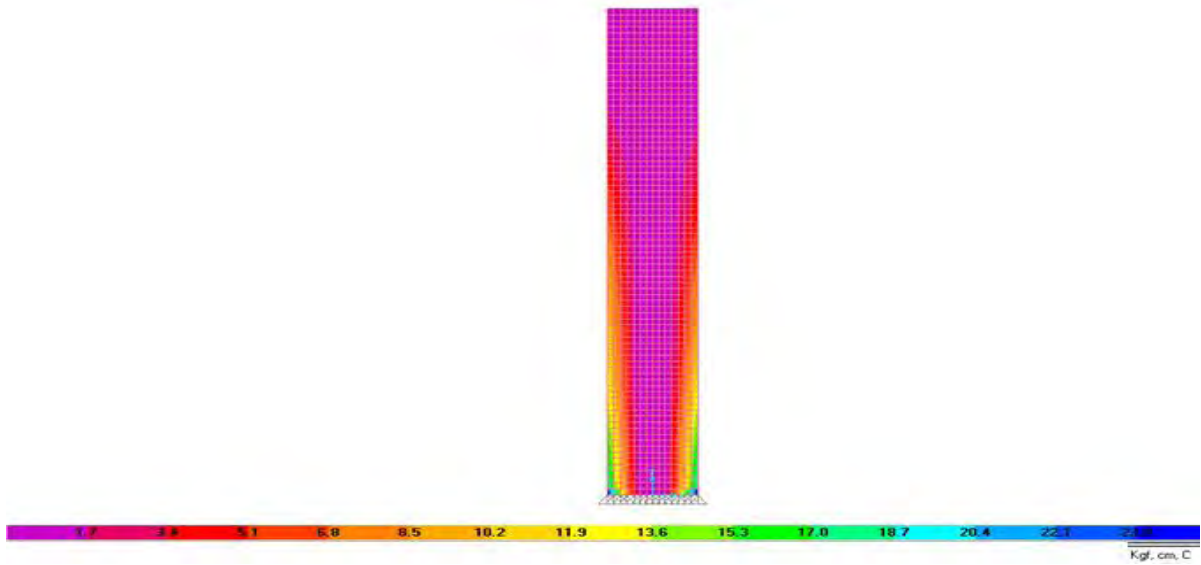


Fig. 6.40. Distribución de la envolvente de los esfuerzos axiales máximos de tensión generados por el sismo de Puebla, vistos a lo largo de la torre ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

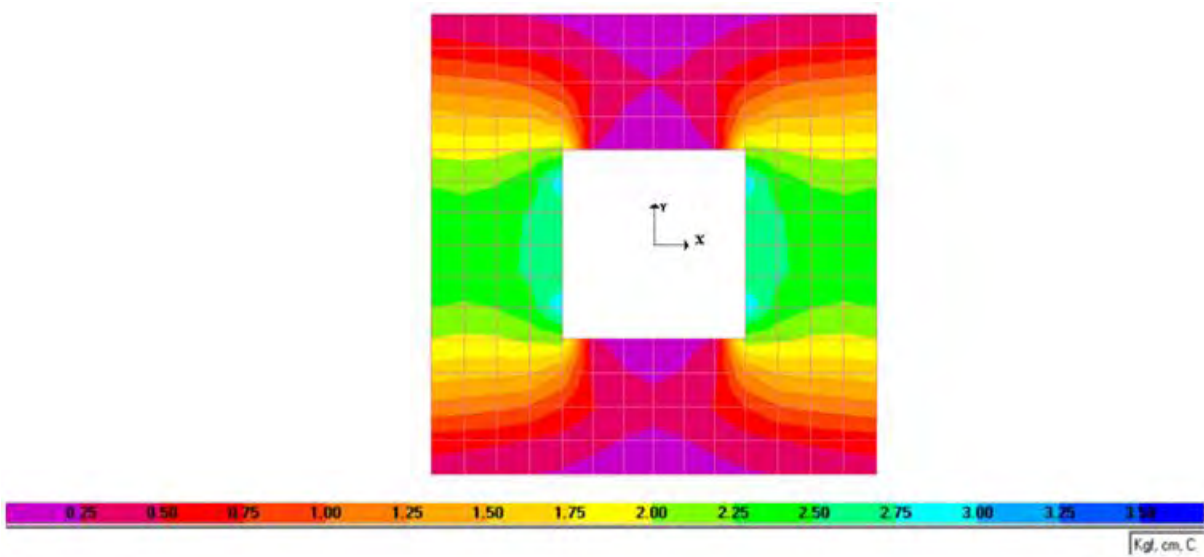


Fig. 6.41. Distribución de la envolvente de los esfuerzos cortantes máximos (positivos) del plano X-Z, generados por el sismo de Puebla, vistos en planta a una altura de 5 metros.

Los esfuerzos cortantes presentaron una distribución vista en planta como se muestra en las Figuras 6.41 y 6.42 en las cuales se puede observar como los esfuerzos cortantes tienden a concentrarse en las esquinas internas de la estructura y donde se presentan los esfuerzos cortantes máximos, estos esfuerzos presentan magnitudes aproximadas de  $3 \text{ kg}/\text{cm}^2$ .

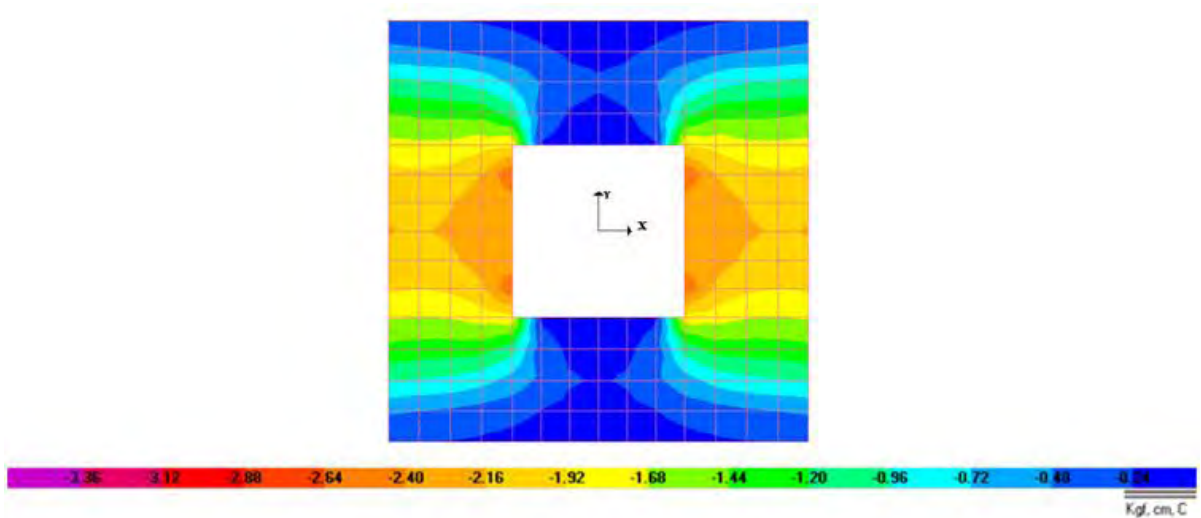


Fig. 6.42. Distribución de la envolvente de los esfuerzos cortantes máximos (negativos) del plano X-Z, generados por el sismo de Puebla, vistos en planta a una altura de 5 metros.

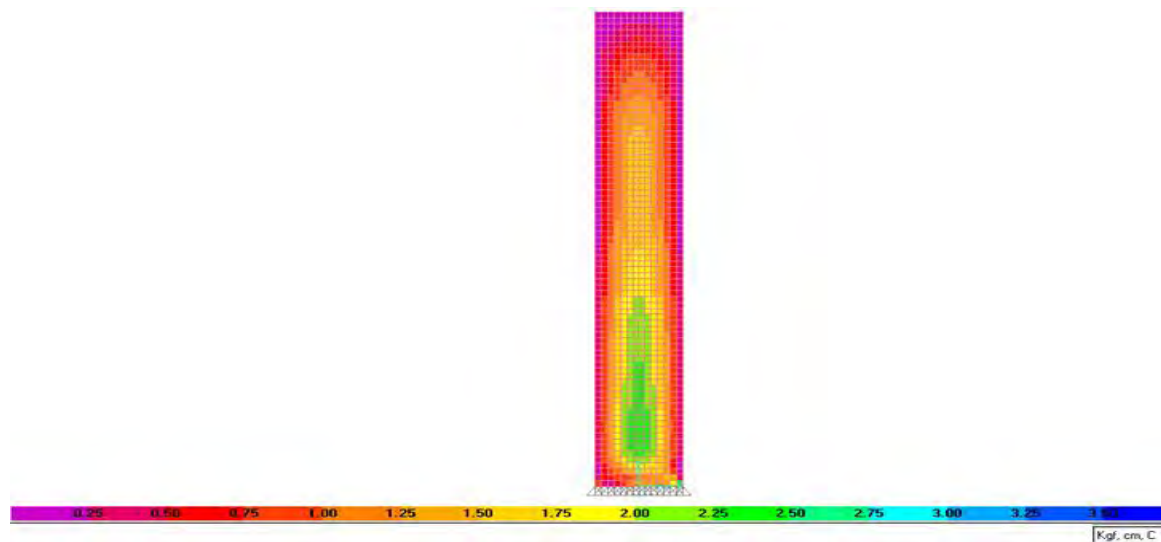


Fig. 6.43. Distribución de la envolvente de los esfuerzos cortantes máximos (positivos) del plano X-Z, generados por el sismo de Puebla, vistos a lo largo de la torre.

Cabe mencionar que esta distribución fue obtenida mediante la envolvente de los esfuerzos cortantes de los sólidos y que es posible que los esfuerzos máximos no se hayan presentado en el mismo momento para todos los sólidos por lo que es posible que no se presenten estas distribuciones en la realidad. Sin embargo, las envolventes nos dan una idea, cuales son las zonas críticas de la estructura.

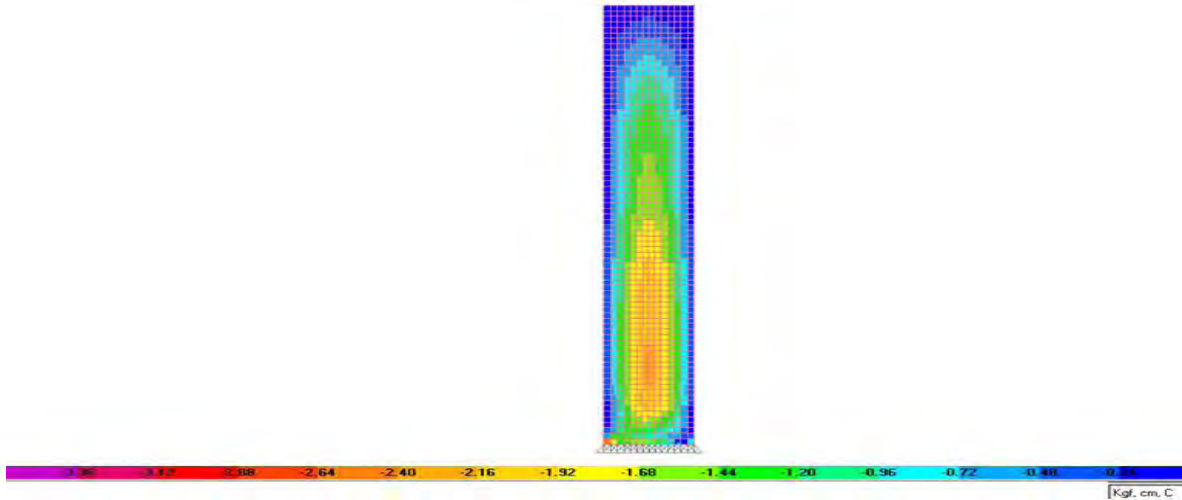


Fig. 6.44. Distribución de la envolvente de los esfuerzos cortantes máximos (negativos) del plano X-Z, generados por el sismo de Puebla, vistos a lo largo de la torre.

Las Figuras 6.43 y 6.44 muestran la distribución de esfuerzos cortantes debidos al sismo de Puebla donde se observa como en los niveles superiores presentan los cortantes mínimos, mientras que los niveles inferiores presentan cortantes con magnitudes mayores. Se presentó una concentración de esfuerzos cortantes tanto positivos como negativos en las esquinas interiores de la torre. Mientras es en los extremos exteriores se presentan los esfuerzos cortantes mínimos. Se presentaron magnitudes máximas de  $3 \text{ kg/cm}^2$  y de  $2.8 \text{ kg/cm}^2$  aproximadamente.

#### 6.4. ANÁLISIS PASO A PASO A PASO DEL REGISTRO DE GEMONA ITALIA (1976)

Se realizó un análisis paso a paso donde se utilizó la historia de aceleraciones del sismo registrado en Gemona (Italia), el 15 de noviembre de 1976 a las 3:15 horas, presentó una magnitud de 6.5. Este sismo presentó una duración aproximada de 9 segundos. El sismo presenta una aceleración máxima de  $6.23 \text{ m/s}^2$  en el tiempo 3.27 segundos.

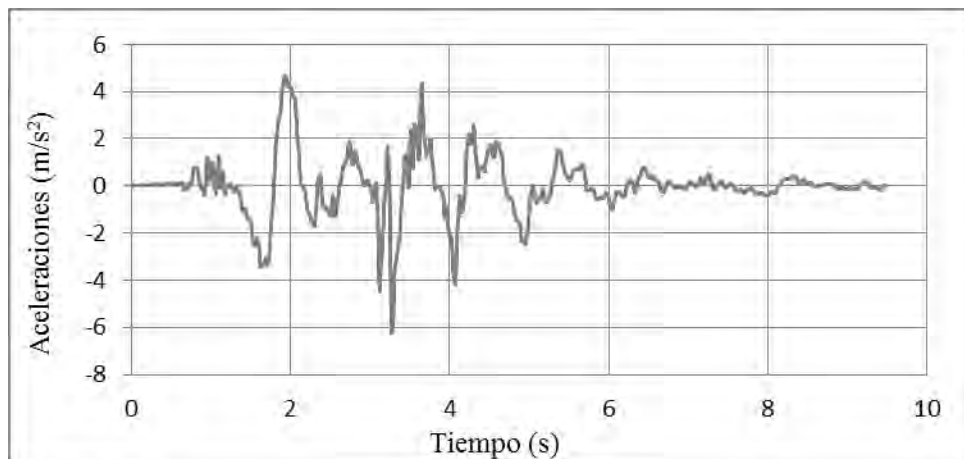


Fig. 6.45. Acelerograma del sismo ocurrido en Gemona Italia (1976) a las 3:15 horas, con una magnitud de 6.5.

La historia de desplazamientos mostrados en la Figura 6.47 indican que existe un desplazamiento máximo a 2.43 segundos con una magnitud de 36.11 cm a una altura de 40 metros. De esta forma se obtendrán los desplazamientos máximos para cada punto a diferentes alturas y posteriormente se graficarán los desplazamientos máximos de cada altura.

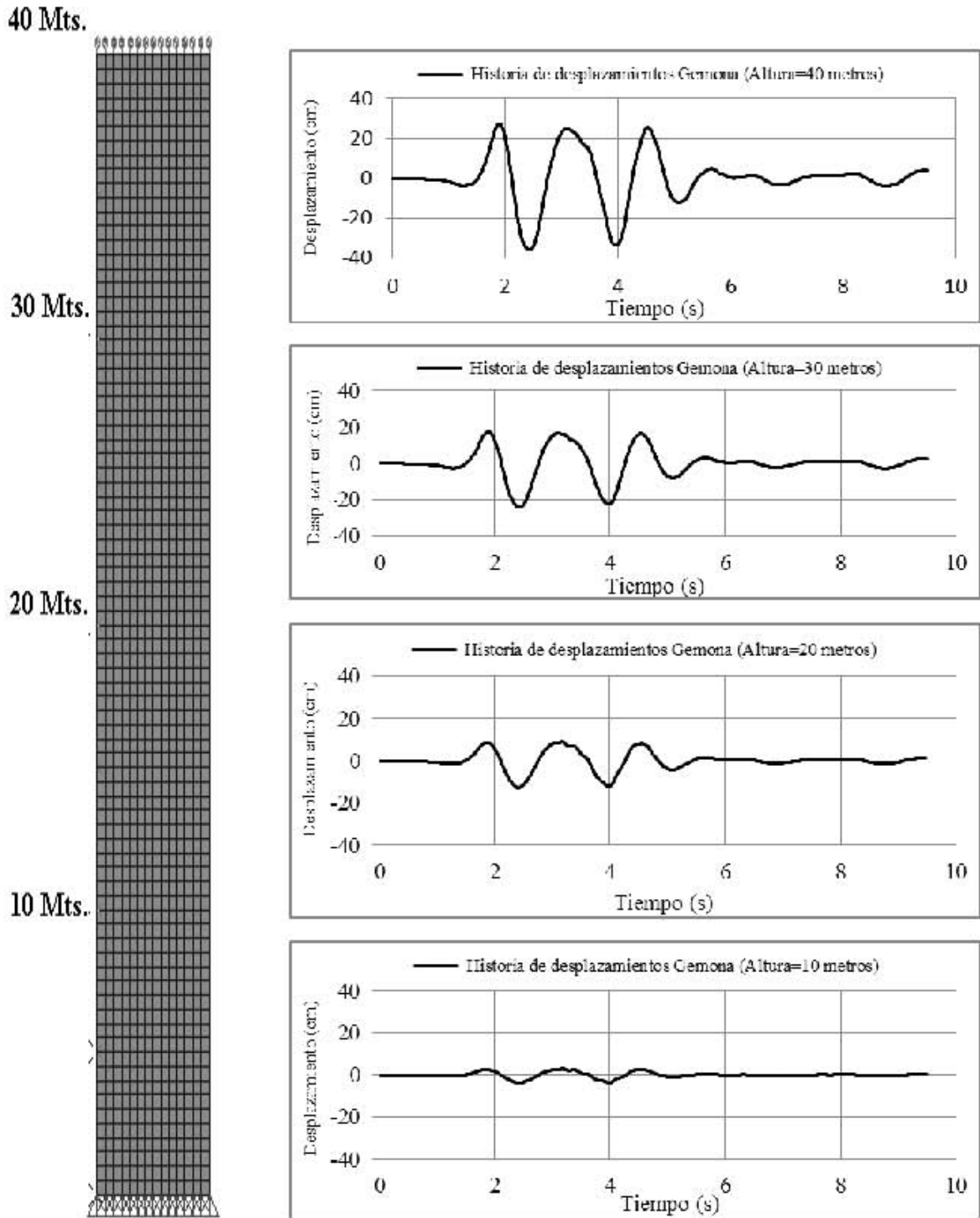


Fig. 6.46. Respuestas de desplazamientos debidos al sismo de Gema (1976).



Tabla. 6.13. Desplazamientos máximos generados por el sismo de Gemoná.

ALTURA (m)	DESPLAZAMIENTOS (cm)
0	0.00
5	1.11
10	3.84
15	7.84
20	12.76
25	18.28
30	24.13
35	30.12
40	36.11

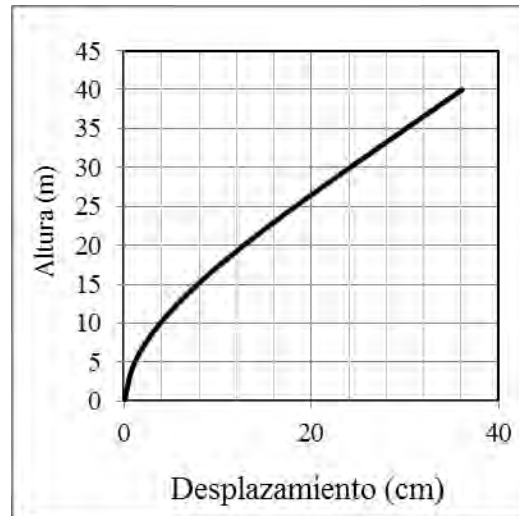


Fig. 6.47. Desplazamientos máximos debidos al sismo de Gemoná.

Los desplazamientos obtenidos del modelo presentan un comportamiento lineal con un desplazamiento máximo de 36.11 cm a 40 metros de altura como se observa en la Figura 6.47. Estos desplazamientos presentan una relación con respecto a la altura de la estructura de 0.9%.

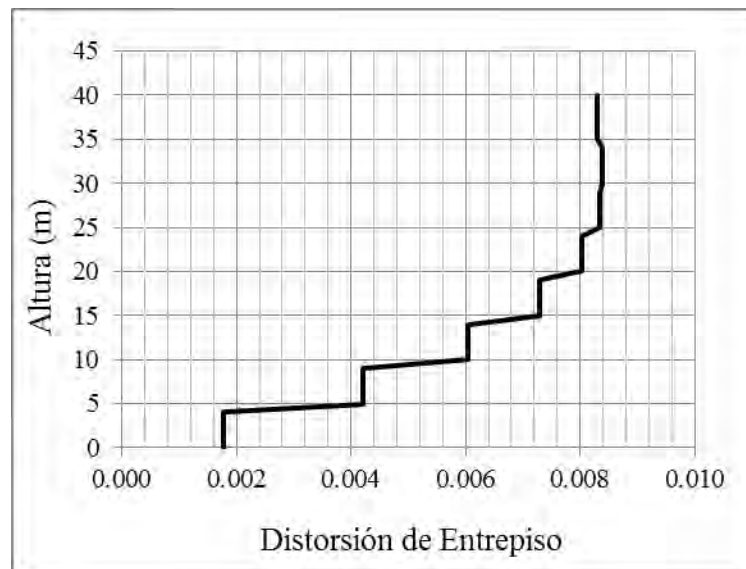


Fig. 6.48. Distorsiones de entrepiso debidos al sismo de Gemoná.

La Figura 6.48 muestra las distorsiones de entrepiso generadas por el registro del sismo de Gemoná en donde se presentó una distorsión máxima de 0.008 esta distorsión excede de las máximas permisibles para mampostería 0.006.

Tabla. 6.14. Aceleraciones relativas máximas debidas al sismo de Gemona.

ALTURA (m)	ACELERACIÓN RELATIVA (m/s <sup>2</sup> )
0	0.00
5	2.11
10	4.59
15	6.09
20	7.32
25	6.88
30	8.17
35	10.81
40	14.01

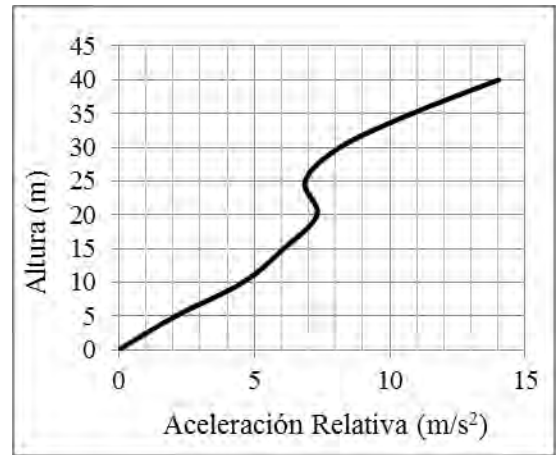


Fig. 6.49. Aceleraciones relativas máximas debidas al sismo de Gemona.

Las aceleraciones relativas mostradas en Figura 6.49 presentan una forma de “S” donde de 0 a 20 metros se observa como incrementan las aceleraciones, de 20 a 25 presenta una ligera disminución de aceleraciones y de 35 a 40 presentan incrementos de las aceleraciones, las aceleraciones máximas se presentaron en los niveles superiores de la estructura.

Tabla. 6.15. Fuerzas cortantes generadas por el sismo de Gemona.

ALTURA (m)	FUERZAS CORTANTES (T)
0	641.00
5	636.63
10	614.58
15	571.98
20	503.89
25	406.18
30	348.43
35	231.85

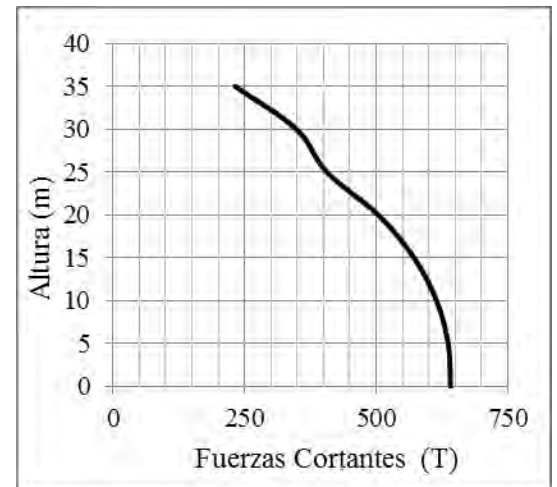


Fig. 6.50. Fuerzas cortantes máximas generadas por el sismo de Gemona.

Las fuerzas cortantes generadas por el sismo de Gemona presentan una magnitud mínima de 231 T a una altura de 35 m, mientras que para la fuerza cortante máxima presenta una magnitud de 641 T en la base. Tomando en cuenta el comportamiento se puede observar en la Figura 6.50 que de 0 a 10 metros se presentan fuerzas cortantes similares, mientras que para los niveles superiores se generó un comportamiento lineal.

Tabla. 6.16. Coeficientes sísmicos debido al sismo de Gemona.

ALTURA (m)	CS
0	0.34
5	0.39
10	0.44
15	0.49
20	0.54
25	0.58
30	0.74
35	0.99

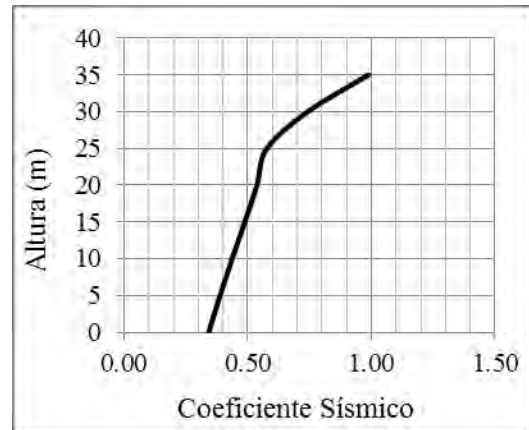


Fig. 6.51. Coeficientes sísmicos debidos al sismo de Gemona.

Se observa en la Figura 6.51 el comportamiento de los coeficientes sísmicos, donde de 0 a 25 metros de altura se presenta un comportamiento lineal; mientras que para 25 a 35 metros se presentan incrementos de coeficientes sísmicos los cuales llegan a tener una magnitud de 1. Esto indica que las fuerzas cortantes presentan una relación con respecto al peso de la estructura aproximada a 1.

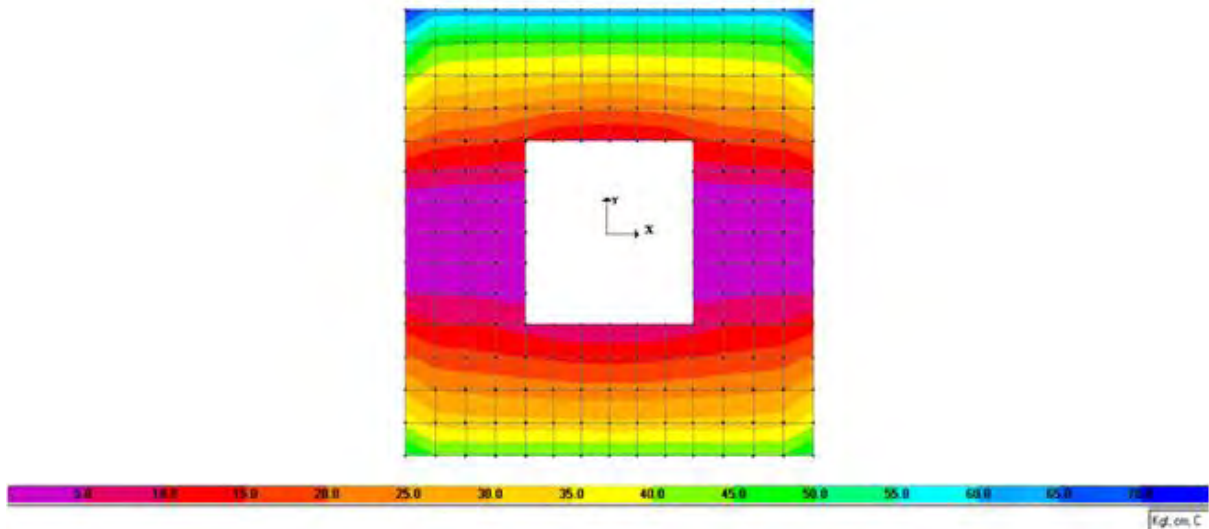


Fig. 6.52. Distribución de los esfuerzos axiales máximos de tensión (envolventes) generados por el sismo de Gemona (Italia) vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

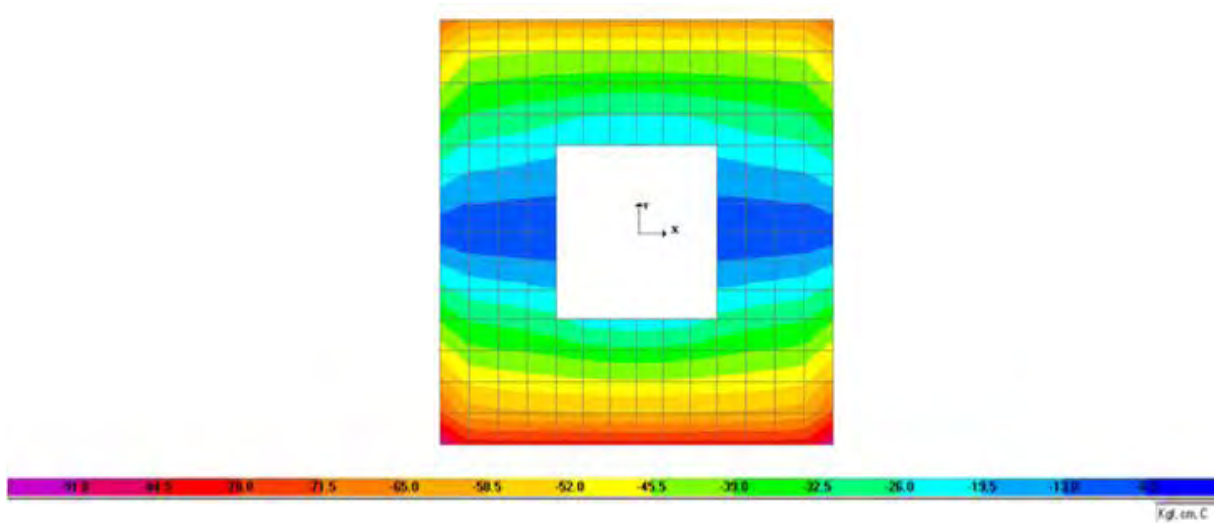


Fig. 6.53. Distribución de los esfuerzos axiales máximos de compresión (envolventes) generados por el sismo de Gemona (Italia) vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

Los esfuerzos axiales verticales llegaron a tener magnitudes de  $90 \text{ kg}/\text{cm}^2$ , se observa nuevamente en el centro de la estructura esfuerzos mínimos debido al cambio de esfuerzos positivos a negativos o la presencia del eje neutro.

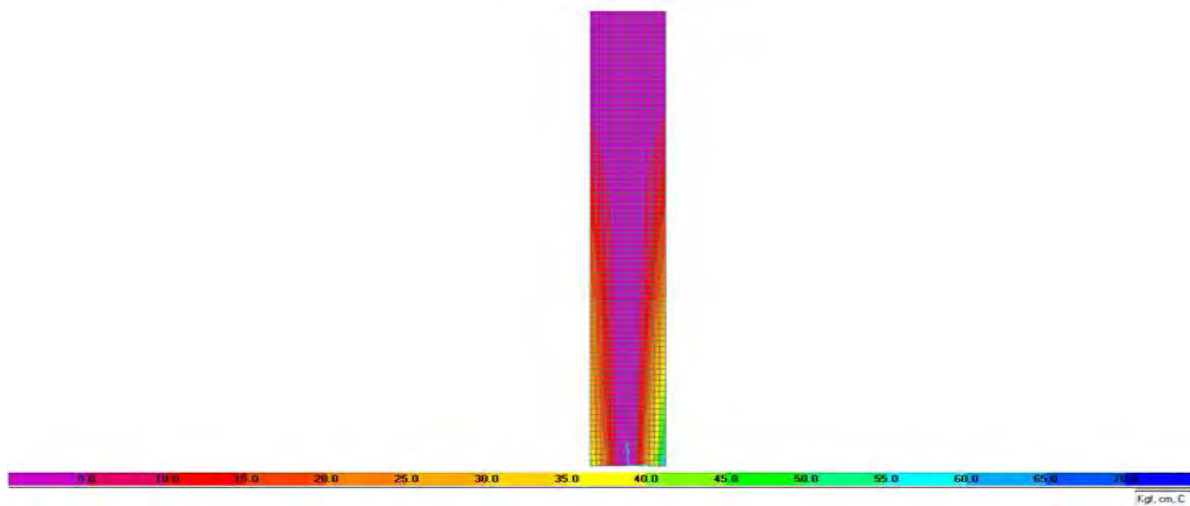


Fig. 6.54. Distribución de la envolvente de los esfuerzos axiales máximos en tensión generados por el sismo de Gemona (Italia), vistos a lo largo de la torre ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

En las Figuras 6.54 y 6.55 se observa que se presentan magnitudes pequeñas en el centro de la torre y las máximas tienden a presentarse en los extremos exteriores. Se observan concentraciones importantes de esfuerzos cuyas magnitudes son de  $90 \text{ kg}/\text{cm}^2$  como se observó en la distribución de esfuerzos vistos en planta.

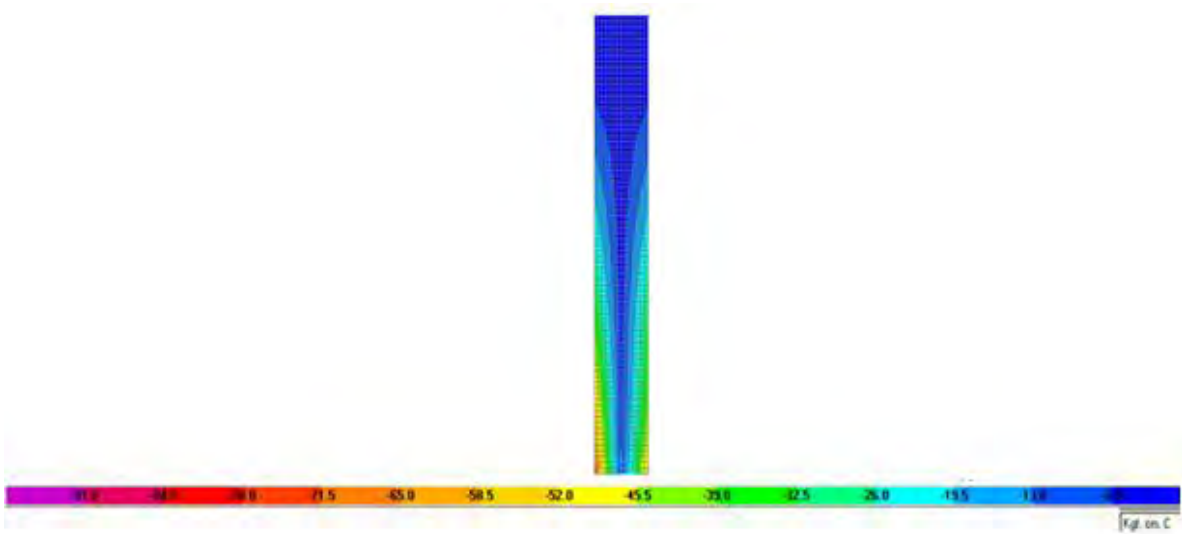


Fig. 6.55. Distribución de la envolvente de los esfuerzos axiales mínimos a compresión generados por el sismo de Gemona (Italia), vistos a lo largo de la torre ( $\text{kg/cm}^2$ ).

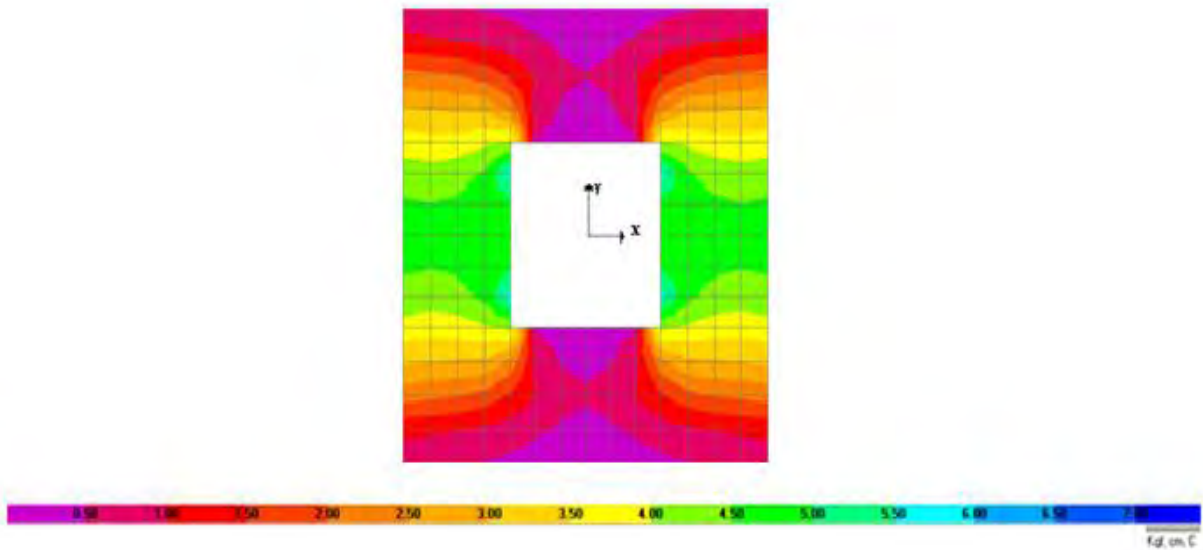


Fig. 6.56. Distribución de la envolvente de los esfuerzos cortantes a tensión del plano X-Z generados por el sismo de Gemona (Italia), vistos en planta ( $\text{kg/cm}^2$ ).

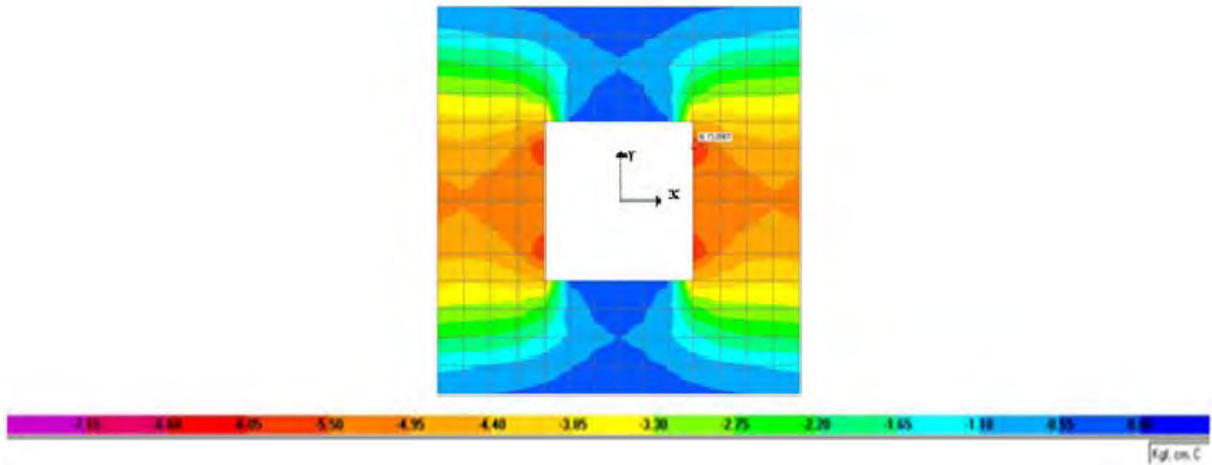


Fig. 6.57. Distribución de la envolvente de los esfuerzos cortantes a compresión del plano X-Z generados por el sismo de Gemona (Italia), vistos en planta ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

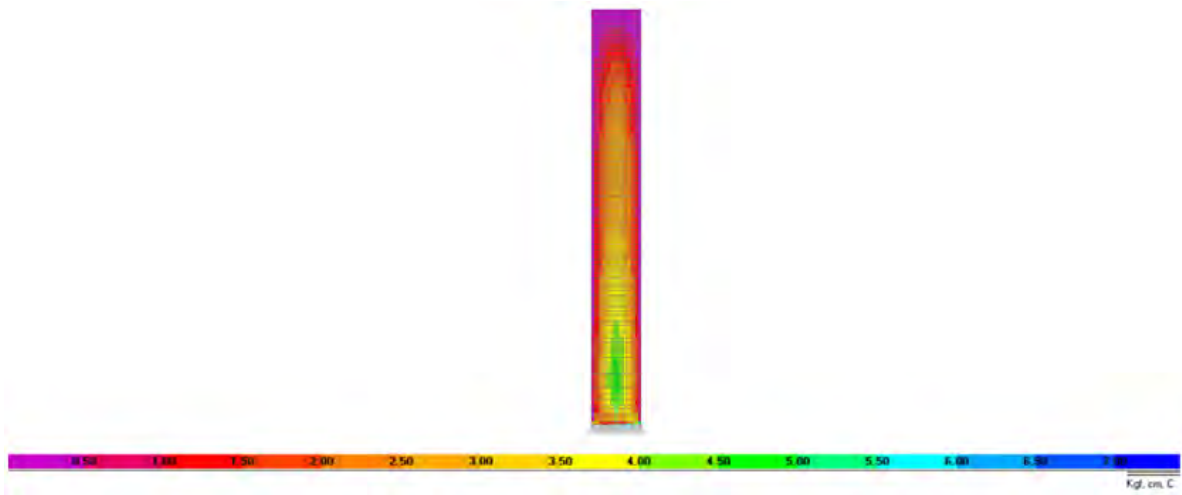


Fig. 6.58. Distribución de la envolvente de los esfuerzos cortantes a tensión del plano X-Z generados por el sismo de Gemona (Italia), a lo largo de la torre ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ).

La distribución de esfuerzos cortantes generados por el sismo de Gemona presentan el mismo comportamiento debido a las características geométricas de la estructura, como se observaron en los análisis paso a paso y el análisis modal espectral de la zona D, donde se observa una concentración de esfuerzos en las esquinas interiores de la torre, y se observa que existen magnitudes que exceden de la capacidad a cortante debido a las aceleraciones generadas por el acelerograma o el sismo de Gemona.

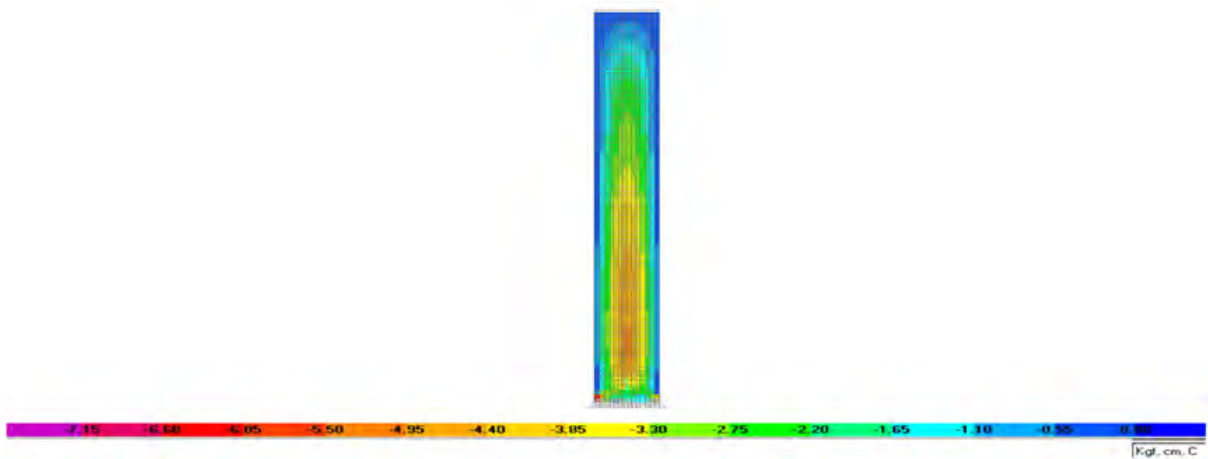


Fig. 6.59. Distribución de la envolvente de los esfuerzos cortantes a compresión del plano X-Z generados por el sismo de Gemona (Italia), a lo largo de la torre (kg/cm<sup>2</sup>).

### 6.5. COMPARACIÓN DE LAS RESPUESTAS DE LOS SISMOS DE PUEBLA Y GEMONA CON RESPECTO A LOS RESULTADOS DE LA ZONA 1 Y ZONA D

Las respuestas obtenidas de los análisis paso a paso de la estructura sometida al sismo de Puebla y al sismo de Gemona (Italia) presentan cierta similitud en cuestión de comportamiento para los desplazamientos, distorsiones, aceleraciones, fuerzas cortantes, etc., pero presenta diferencias tomando en cuenta los esfuerzos generados. Para poder comparar con más detalle las respuestas de estos dos análisis se realiza comparaciones con las respuestas de los análisis de la zona D y la zona 1.

Tabla. 6.17. Comparación de los desplazamientos.

ALTURA	DESPLAZAMIENTOS			
	ZONA D	PUEBLA	ZONA1	GEMONA
(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
0	0.00	0.00	0.00	0.00
5	1.06	0.48	0.69	1.11
10	3.74	1.65	2.37	3.84
15	7.69	3.36	4.79	7.84
20	12.58	5.45	7.78	12.76
25	18.13	7.81	11.15	18.28
30	24.06	10.40	14.78	24.13
35	30.16	13.14	18.53	30.12
40	36.30	15.95	22.32	36.11

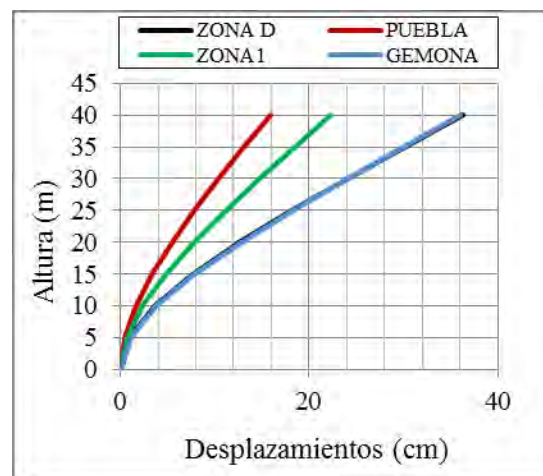


Fig. 6.60. Comparación de los desplazamientos.

La Figura 6.60 muestra los desplazamientos obtenidos de los análisis modal espectral de la zona D y la zona 1, así mismo se presentan los desplazamientos generados por el análisis paso a paso de los sismos registrados en Ciudad Serdán (Puebla) y Gemona (Italia). En la figura se observa que existen dos desplazamientos análisis cuya magnitud se aproxima a 36.5 cm, estos fueron generados por el análisis de la zona D y el análisis de Gemona.

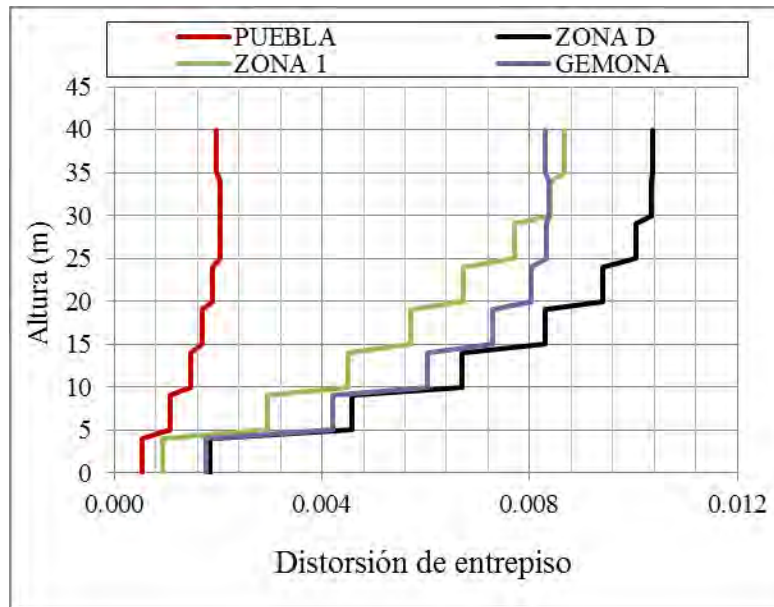


Fig. 7.61. Comparación de las distorsiones de entrepiso.

Las distorsiones obtenidas para los análisis indican que para la zona D, la zona 1 y el sismo de Gemona como se muestra en la Figura 6.61, exceden de las distorsiones máximas permisibles para mampostería, mientras que las distorsiones de la torre sometida al sismo de Puebla presenta una distorsión inferior a la máxima permisible.

Tabla. 6.18. Comparación de las aceleraciones relativas.

ALTURA	ACELERACIÓN RELATIVA			
	ZONA D	PUEBLA	ZONA 1	GEMONA
(m)	(m/s <sup>2</sup> )	(m/s <sup>2</sup> )	(m/s <sup>2</sup> )	(m/s <sup>2</sup> )
0	0.00	0.00	0.00	0.00
5	3.18	0.67	3.13	2.11
10	4.50	1.71	5.41	4.59
15	5.30	2.78	6.68	6.09
20	5.65	3.58	6.81	7.32
25	5.65	4.02	5.82	6.88
30	5.71	4.16	4.25	8.17
35	6.88	5.09	5.35	10.81
40	10.55	7.56	10.58	14.01

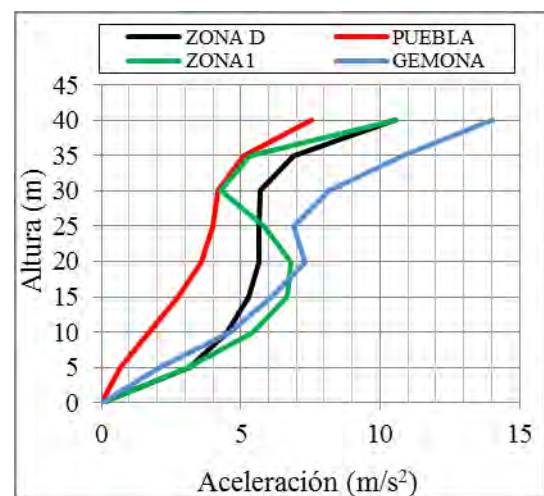


Fig. 6.62. Comparación de las aceleraciones.



La Figura 6.62 muestra las aceleraciones relativas donde presenta un comportamiento en forma de “s”. La aceleración máxima corresponde al modelo sometido al registro del sismo de Gemona en donde se presentó una aceleración máxima de  $14.01 \text{ m/s}^2$ . Mientras que la aceleración mínima corresponde al modelo sometido al registro de Ciudad Serdán (Puebla) cuya aceleración fue de  $7.56 \text{ m/s}^2$ .

Tabla. 6.19. Comparación de los cortantes.

ALTURA	CORTANTES			
	ZONA D	PUEBLA	ZONA 1	GEMONA
M	(T)	(T)	(T)	(T)
0	686.49	344.58	579.01	641.00
5	627.12	309.64	525.31	636.63
10	603.23	282.20	466.62	614.58
15	551.35	257.32	359.85	571.98
20	488.48	220.78	288.26	503.89
25	417.29	207.12	273.85	406.18
30	330.53	193.00	256.18	348.43
35	207.81	129.94	189.63	231.85

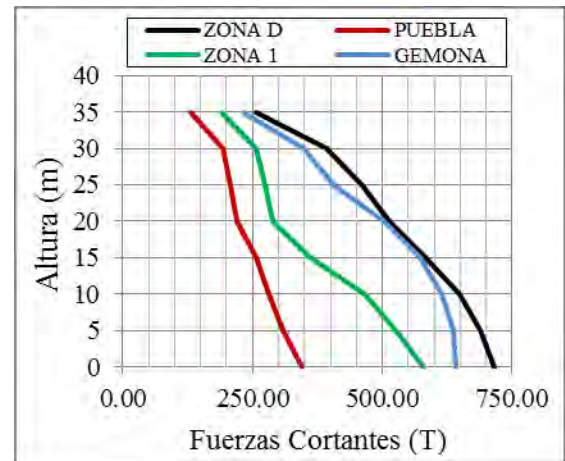


Fig. 6.63. Comparación de las fuerzas cortantes

La Figura 6.63 muestra el comportamiento de las fuerzas cortantes. Se observa que las fuerzas cortantes más elevadas fueron las generadas por el modelo sometido al espectro de diseño de la zona D y el sismo de Gemona. Estas mostraron el mismo comportamiento, donde se obtuvieron fuerzas cortantes máximas de 680 T en la base de la estructura y de 207 T a 35 metros de altura. Las fuerzas cortantes mínimas las obtuvieron los modelos que fueron sometidos por el espectro de la Zona 1 y el sismo de Puebla. Estos dos modelos presentan un comportamiento similar pero presentan variaciones en las magnitudes.

Tabla. 6.20. Comparaciones de los coeficientes sísmicos.

ALTURA	COEFICIENTES SÍSMICOS			
	ZONA D	PUEBLA	ZONA 1	GEMONA
M	(-)	(-)	(-)	(-)
0.00	0.37	0.18	0.31	0.34
5.00	0.38	0.19	0.32	0.39
10.00	0.43	0.20	0.33	0.44
15.00	0.47	0.22	0.31	0.49
20.00	0.52	0.24	0.31	0.54
25.00	0.59	0.29	0.39	0.58
30.00	0.70	0.41	0.55	0.74
35.00	0.89	0.55	0.81	0.99

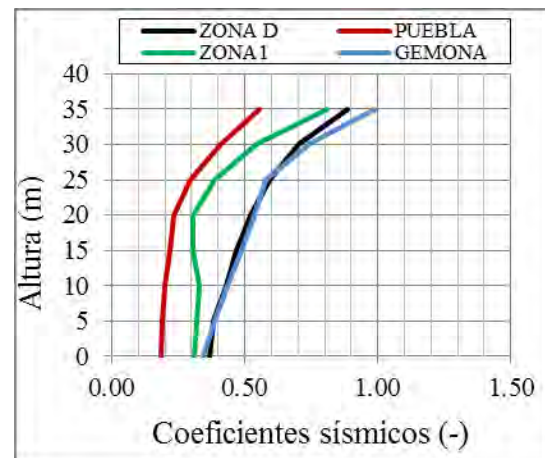


Fig. 6.64. Comparación de los coeficientes sísmicos.

En general se puede observar que los coeficientes sísmicos máximos se presentan en los niveles superiores debido a las aceleraciones generadas se presentan en los niveles más altas que para la base se presentan los coeficientes sísmicos con menor magnitud.

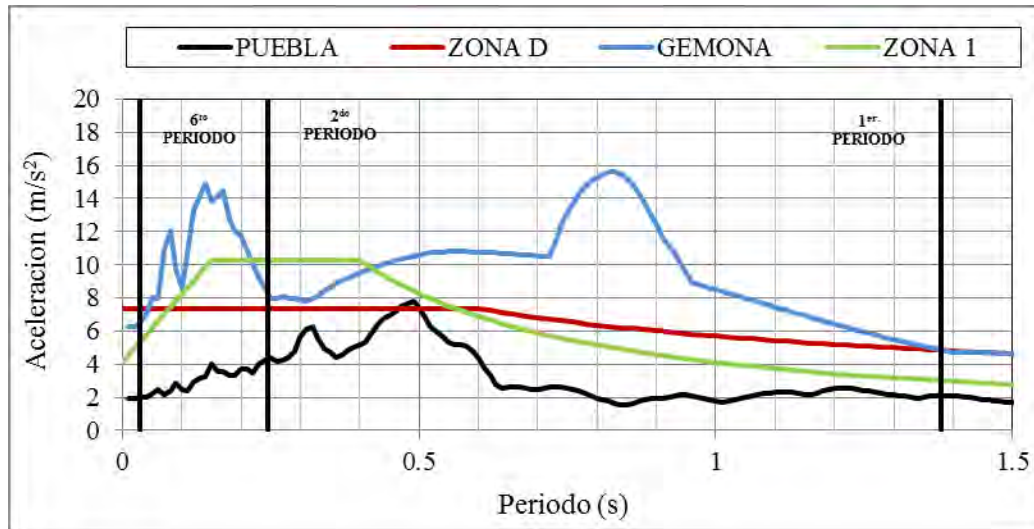


Fig. 6.65. Comparación de los espectros de diseño de aceleración.

La Figura 6.65 muestra los espectros de respuesta. Se observa que la zona D y el sismo de Gemona generan mayores aceleraciones en el primer modo. Por otra parte se observa que el sismo de Puebla es el que genera menos aceleraciones y por lo tanto es el modelo cuyas fuerzas cortantes son las más pequeñas.

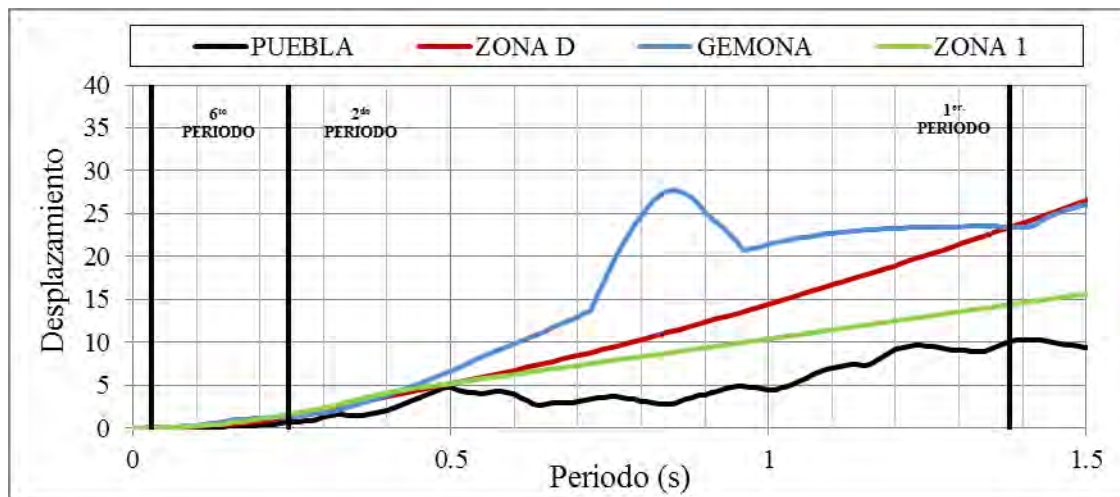


Fig. 6.66. Comparación de los espectros de diseño de desplazamiento.

Los espectros de desplazamientos muestran que los desplazamientos generados por el primer modo presentan mayor influencia que los modos inferiores ya que este presenta un periodo más grande.

De la Figura 6.66 se puede explicar porque se generan los mismos desplazamientos para la zona D y para Gemoná. Para el primer modo, estos dos espectros coinciden al igual que en los periodos de los modos superiores. Esto produce que se tengan los mismos desplazamientos; mientras que los desplazamientos de la zona 1 y los desplazamientos generados por el sismo de Puebla presentan menores contribuciones para el primer modo, esto hace que se tengan respuestas con magnitudes inferiores.

## 6.6. COMENTARIOS SOBRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL CAPÍTULO

Mediante las comparaciones anteriores se puede observar que se obtienen resultados aproximados de los desplazamientos, de las aceleraciones, de las fuerzas cortantes y los coeficientes sísmicos obtenidos mediante el análisis modal espectral y mediante el análisis paso a paso.

Una de las diferencias entre el análisis modal espectral y el análisis paso a paso son los recursos que se requieren para la obtención de los resultados, ya que el análisis paso a paso requiere de más recursos computacionales, más recursos humanos y tiempo de lo que requiere el análisis modal espectral.

El modelo en el cual se le aplicaron los acelerogramas compatibles de la zona D muestran resultados muy aproximados a los obtenidos mediante el análisis modal espectral de la zona D. Las comparaciones indican que se obtienen las mismas respuestas para los dos tipos de análisis.

Las distorsiones obtenidas para los modelos a los cuales se les indujo un acelerograma compatible presentaron valores muy aproximados entre ellos, así mismo también, los obtenidos mediante el espectro de diseño, lo que indica que no presenta mucha diferencia si se obtienen mediante uno u otro método de análisis. Una de las características que se observa en las distorsiones es que desde 10 metros de altura excede de las distorsiones máximas permisibles para mampostería.

Se puede definir una sección crítica tomando en cuenta las distorsiones de entrepiso. Esta sección se presentaría en los niveles superiores de la estructura, ya que presenta distorsiones por encima de las permisibles.

Para las fuerzas cortantes y los coeficientes sísmicos se observa un comportamiento similar. Se presentan los coeficientes sísmicos mínimos en la base de la estructura y los coeficientes sísmicos más elevados en niveles superiores, es decir se intensifican las fuerzas conforme se incrementan las alturas de la estructura.

Se observó que la estructura presentó en general dos secciones críticas. Una en la base, la cual es generada por esfuerzos que exceden de la capacidad del material, tanto a compresión como a tensión. La otra sección crítica se presenta en los niveles superiores ya que se exceden las distorsiones máximas permitidas para mampostería.

---

## CONCLUSIONES

---

La estructura presenta un estado inicial de esfuerzos de compresión máximos debidos al peso propio de  $10.5 \text{ kg/cm}^2$  los cuales al ser comparados con la resistencia a compresión del material que es de  $20 \text{ kg/cm}^2$ , se muestra que no exceden de la capacidad del material y que se tiene un factor de seguridad de 1.9.

El modelo de la torre de campanario presentó un primer periodo de 1.38 segundos con una participación de masa modal aproximada de 60 %. Lo cual significa que de acuerdo con las características geométricas y de acuerdo con la distribución de masas y rigideces del elemento se requiere tomar en cuenta los modos superiores para tener la respuesta completa de la estructura.

El modelo presentó un comportamiento de diafragma rígido, ya que los nodos de un mismo nivel se desplazaban en la misma dirección y con las mismas magnitudes.

Los desplazamientos de los modelos sometidos a espectros de diseño muestran que los niveles inferiores presentan ligeros incrementos, mientras que en los niveles superiores se amplifican considerablemente los desplazamientos debido a la participación del primer modo.

Las distorsiones de entrepiso fueron calculadas por medio de dos métodos; Tradicional y Giro de la estructura. Los cuales mostraron que se sobreestiman las distorsiones cuando no se toma en cuenta el giro de la estructura, lo que provoca que se calculen distorsiones mayores de las reales.

Los modelos presentaron un comportamiento en forma de “S” para las aceleraciones relativas lo que significa que existen secciones donde las aceleraciones se incrementan, mientras que otras presentan aceleraciones constantes.

La distribución de las fuerzas cortantes mostró que en los niveles superiores presentan magnitudes mínimas, mientras que los cortantes máximos se presentaron en la base de la estructura.

Los coeficientes sísmicos indican que existe una relación mínima de las fuerzas cortantes con respecto al peso propio en la base mientras que la relación máxima se presenta en los niveles superiores donde llegan a tener un coeficiente sísmico cercano a 1.

En general los modelos presentaron dos secciones críticas. Una de estas secciones se ubicó en la base de la estructura, lo cual fue generada por la presencia de esfuerzos cuya magnitud excedía de la resistencia del material. La otra sección crítica fue generada por la presencia de distorsiones mayores a las permitidas. Esta sección se presentó en los niveles superiores de la estructura.

En cuanto al comportamiento de la estructura ante los esfuerzos verticales, ya sea de tensión o compresión, se observó que existe para distintos casos la presencia de esfuerzos que exceden de la capacidad de la mampostería. Lo que indica que cuando se excede de la capacidad a compresión se presente el aplastamiento del material y cuando se excede de la capacidad a tensión se presenten grietas horizontales que se abren y se cierran.

Los resultados de los modelos indican que la torre presenta amplificaciones importantes de las aceleraciones y las fuerzas cortantes. Este comportamiento se debe a la esbeltez y altura que presenta la torre.

En este trabajo se ocuparon dos métodos distintos de análisis los cuales son: Análisis modal espectral y el Análisis paso a paso. Al obtener la respuesta sísmica de la torre se pudo observar que el análisis modal espectral es el que obtiene los resultados de manera más sencilla. Otras ventajas que tiene el análisis modal espectral con respecto al análisis paso a paso es que requiere menos recursos computacionales, humanos, tiempo, etc. Lo cual hace que este método sea más viable en la práctica.

---

## AGRADECIMIENTOS

---

Mi agradecimiento al **Instituto de Ingeniería** por permitirme el uso de sus instalaciones, por el apoyo económico que se me brindó por medio del Programa de Apoyo a Proyectos de Investigación e Innovación Tecnológica (**PAPIIT**), al haber participado en el proyecto **PAPIIT IN105409, “Estrategias para el modelado y análisis de estructuras históricas”** dirigido por el **Dr. Fernando Peña Mondragón**.

Mi más sincero agradecimiento al **Dr. Fernando Peña Mondragón**, por su valioso apoyo brindado durante la elaboración de este trabajo de tesis, así como su comprensión y sus consejos los cuales me ayudaron a tomar decisiones tanto profesionales como personales.

A mí querida **Universidad Nacional Autónoma de México**, por todos aquellos conocimientos, todas aquellas experiencias y oportunidades que me brindó durante mi estancia en la **Facultad de Estudios Superiores Aragón**.

A mis queridos maestros, los cuales durante mi estancia dentro la Universidad me brindaron sus conocimientos, su apoyo así como sus experiencias profesionales y su valiosa amistad.

Al **Candidato a Doctor en Ingeniería Juan Miguel Meza Méndez**, a la **Ingeniera Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez** y al **Ingeniero Julio Cesar Manzano Ortiz**, por brindarme su apoyo, brindarme sus valiosos comentarios y consejos durante mi estancia dentro del Instituto de Ingeniería.

A mis padres por ser mi motivación, por brindarme su amor, su apoyo, su comprensión, su confianza y por brindarme de las herramientas necesarias para poder lograr mis objetivos.

A mis amigos y compañeros por ser las personas con los que llegué a tener recuerdos muy hermosos y los cuales hicieron que la etapa como universitario fuera inolvidable.

---

## REFERENCIAS

---

- [1] Meli R. (1998), “**Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos**”, Fundación ICA. México D.F.
- [2] Manual de Diseño de Obras Civiles (1993). “**Diseño por Sismo**”, Comisión Federal de Electricidad, México.
- [3] Eurocode 8 (2004), “**Design of Structures for Earthquake Resistance- Part 1: General Rules, Seismic Action and Rules for Buildings**”, European Committee for standardization. Ref. No. 1998-1 env 1998-1-3:1995.
- [4] David Alayeto (2005), “**Catedral de la ciudad de México**”, México, D.F. Fecha de consulta (7 de julio del 2010), Imagen disponible en:  
<http://guia.ojodigital.com/displayimage.php?pos=-65>
- [5] De la torre O, López R, Salazar A, Roldán J. (2004), “**Evaluación Estructural y Comportamiento de las Reparaciones Efectuadas a Edificaciones Históricas**” Revista de Ingeniería Sísmica No. 70, pp. 1-26, Disponible en:  
[http://www.smis.org.mx/rsmis/n70/De\\_la\\_Torre\\_70.pdf](http://www.smis.org.mx/rsmis/n70/De_la_Torre_70.pdf)
- [6] Mercedes D. (2006), “**Estructuras y Elementos Militares en Iglesias Fortificadas Medievales Españolas**”, Departamento de Historia del Arte I (Medieval), pp. 87-91, Disponible en:  
<http://revistas.ucm.es/ghi/02146452/articulos/ANHA0606110079A.PDF>
- [7] Togaff (2009), “**Panoramio**”, Fecha de consulta (3 de mayo del 2010). Imagen disponible en:  
<http://commondatastorage.googleapis.com/static.panoramio.com/photos/original/18726231.jpg>
- [8] Juanjo (2008), “**Historia y Arte Org. Escultura, Pintura y Arquitectura de Todos los Tiempos**”, Fecha de consulta (13 de diciembre 2009), pp. (2,3), Disponible en:  
<http://www.historiayarte.org/etapas-historicas/arte-islamico/el-arte-islamico-con-sus-origenes-y-caracteristicas.pdf>
- [9] Vila A. (2005), “**Fotos del Mundo**”, Fecha de consulta (6 de enero del 2010). Imagen disponible en:  
[http://www.fotosmundo.com/Asia/India/Delhi/N.\\_Delhi/foto\\_24244.htm](http://www.fotosmundo.com/Asia/India/Delhi/N._Delhi/foto_24244.htm)

- [10] Dolores R. “**Estudio Histórico Artístico de Chimeneas Industriales**”, Área de Tecnologías Aplicadas al Diagnostico Estructural y del Patrimonio, Instituto Tecnológico de la Construcción AIDICO, Documento disponible en: <http://www.e-faith.org/WE200801/documents/DoloresRodriguez.pdf>
- [11] Peña F. (2008), “**Estrategias para el modelado y el análisis de Edificios Históricos de Mampostería**”, Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Veracruz, Ver. México.
- [12] Konstantin Mitroshen (2008) “**Panoramio**” fecha de consulta (3 de mayo del 2010) Imagen disponible en: <http://commondatastorage.googleapis.com/static.panoramio.com/photos/original/9713523.jpg>
- [13] Orduña A., Roeder G., Peña F. (2007) “**Evaluación sísmica de construcciones históricas de mampostería: Comparación de tres modelos de análisis**” Revista de Ingeniería Sísmica No. 77 71-88.
- [14] Popov (2000), “**Mecánica de Sólidos**” Editorial Pearson, Educación 2da Edición, México.
- [15] Morales H. (2004) “**Análisis de la Respuesta Sísmica de un Templo Colonial Típico en Cruz Latina**” Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- [16] Casolo S. y Peña F. (2007), “**Dynamics of Slender Masonry Towers Considering Hysteretic Behavior and Damage**” ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.
- [17] Meli R. (2008) “**Diseño Estructural**”, 2da Edición, Limusa Noriega Editores, México.



---

## ANEXO: GLOSARIO

---

- Acciones:** Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Generalmente denominadas cargas. El término acciones es más amplio, ya que incluye cambios de temperatura, hundimientos, viento, sismo, etc.
- Almuédano:** Miembro de la mezquita encargado de realizar la llamada a la oración.
- Amortiguamiento:** Propiedad de un material o una estructura que le permite disipar parte de la energía asociada a la vibración de dicha estructura. Depende de varios factores, y mientras mayor sea el amortiguamiento, menor serán las amplitudes del movimiento y de los esfuerzos introducidos en la estructura por su vibración.
- Amplitud:** Valor máximo de una cantidad que varía en forma cíclica, como una deformación o una carga dinámica.
- Aplastamiento:** Desmoronamiento local de la piedra o mampostería debido a esfuerzos de compresión que exceden la resistencia del material a este efecto.
- Comportamiento Estructural:** Se refiere a la manera en que una estructura responde a las cargas que se le imponen; a sus deformaciones y posibles daños como agrietamiento, aplastamiento y pandeo.
- Comportamiento Lineal:** Cuando la estructura responde a las cargas con deformaciones que crecen proporcionalmente a la amplitud de las cargas aplicadas. El comportamiento lineal es índice de ausencia de daño.
- Comportamiento no lineal:** Cuando la relación entre las deformaciones y la carga aplicada va creciendo con la amplitud de esta última; lo que equivale a una progresiva pérdida de rigidez y es indicio de algún tipo de daño.
- Compresión:** Estado de esfuerzos que produce un acortamiento de las fibras de la sección transversal de un elemento estructural. Es el estado de esfuerzos opuesto al de tensión.
- Cortante:** Un tipo de esfuerzo o deformación que tiende a producir un corrimiento de fibras adyacentes y la consiguiente distorsión de la sección transversal del elemento.
- Deformación:** Cambio en la forma o en las dimensiones debido a los esfuerzos a que está sometido el elemento estructural.

<b>Diafragma:</b>	Placa, u otra estructura rígida en su plano, que evita la distorsión de un piso o pared.
<b>Dinámica:</b>	Una carga o acción dinámica es la que se aplica en forma suficientemente rápida como para que entre en juego la oposición por inercia de la estructura. El efecto de una acción dinámica es muy diferente de una que se aplica en forma estática.
<b>Dúctil (ductilidad):</b>	Capacidad de mantener su capacidad de carga aun cuando es sometida a grandes deformaciones, de modo que no suele fallar en forma súbita. Opuesto a frágil.
<b>Elástico:</b>	Un material o estructura se comporta en forma elástica cuando regresa a su forma y dimensiones originales una vez removida la carga que se le aplica.
<b>Elemento Estructural:</b>	Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada (arco, viga, columna, bóveda, losa, etc.).
<b>Equilibrio:</b>	Estado de balance entre todas las fuerzas que actúan sobre una estructura o parte de ella. El equilibrio puede ser estático o dinámico según el tipo de fuerzas que estén actuando en la estructura.
<b>Esfuerzo:</b>	Fuerza por unidad de área. Los esfuerzos directos son de compresión y de tensión.
<b>Estable:</b>	Condición de equilibrio que no es alterada por pequeños cambios en el estado de esfuerzos y deformaciones.
<b>Estructura:</b>	Un conjunto de elementos estructurales que tiene la función de resistir las cargas, o acciones, que la afectan y así garantizar la estabilidad del edificio.
<b>Factor de Carga:</b>	Factor de seguridad parcial mayor a la unidad que se aplica a las cargas calculadas para cubrir la incertidumbre que se tiene para su determinación.
<b>Factor de Seguridad:</b>	Relación entre la fuerza resistente y la máxima que actúa sobre una estructura. Se requiere contar con un factor de seguridad suficiente para cubrir las incertidumbres que se tienen en determinar las cargas que pueden actuar sobre la estructura y la resistencia de ésta.

<b>Flexión:</b>	Un tipo de deformación en la cual las secciones transversales de un elemento estructural que eran inicialmente paralelas se inclinan unas hacia las otras. También se denomina así a la acción estructural que produce dicho efecto.
<b>Fluencia:</b>	Estado de un material o elemento estructural en que éste pierde totalmente rigidez y se deforma plásticamente. Se llaman esfuerzo de fluencia y fuerza de fluencia a las condiciones para las que se produce este fenómeno, y que se consideran como límite para la resistencia de una estructura.
<b>Masa:</b>	Cantidad de materia en un cuerpo. Es la propiedad de la que dependen las fuerzas de inercia que se producen debido a su movimiento dinámico y que son iguales al producto de la masa por la aceleración.
<b>Momento Flexionante:</b>	Un momento, o par de fuerzas que induce flexión en la sección transversal de un elemento.
<b>Muro:</b>	Elemento estructural de espesor pequeño en relación a su longitud y altura, y que tiene función principal de recibir cargas verticales, pero que adicionalmente puede recibir empujes laterales en la dirección de su plano o en la perpendicular al mismo.
<b>Otomano:</b>	Natural del Turquía, perteneciente o relativo a este país.
<b>Paralelepípedo:</b>	Sólido limitado por seis paralelogramos, cuyas caras opuestas son iguales y paralelas.
<b>Período Natural de Vibración:</b>	El tiempo necesario para un ciclo completo de vibración. Es el recíproco de la frecuencia natural de vibración. El período fundamental es el más largo de los períodos naturales, y es el más importante en definir la respuesta dinámica de una estructura.
<b>Peso Propio:</b>	Las cargas debidas al peso de los elementos estructurales, y que son parte de la carga muerta que incluye éste, más el peso de los elementos no estructurales del edificio.
<b>Plástico:</b>	Comportamiento estructural caracterizado por deformaciones permanentes.
<b>Presión:</b>	Fuerza distribuida sobre un área, o esfuerzo promedio derivado de dividir la carga entre el área de la superficie sobre la que está aplicada.

<b>Reacción:</b>	Fuerza que se genera en los apoyos de una estructura para contrarrestar y equilibrar las cargas aplicadas.
<b>Resistencia:</b>	Capacidad de soportar una carga o, más propiamente, la máxima carga que un elemento estructural puede soportar antes de llegar a un estado de falla.
<b>Resultante:</b>	Fuerza cuyo efecto es equivalente al del conjunto de cargas aplicadas a una estructura.
<b>Rigidez:</b>	Oposición de un material o elemento estructural a ser deformado. Junto a la resistencia es la propiedad básica en definir la respuesta de una estructura al sistema de cargas a que está sometida. Más rigurosamente se define como la carga necesaria para producir una deformación unitaria. Su inverso es la flexibilidad.
<b>Saetera:</b>	Hueco abierto en los muros, usado para disparar con arco o ballesta.
<b>Tensión:</b>	Esfuerzo principal que produce el alargamiento de un elemento estructural o de algunas fibras de su sección transversal. Se emplea también el término tracción para definir este esfuerzo.
<b>Torsión:</b>	Estado de esfuerzos que tiende a producir rotación de la sección transversal de un elemento.
<b>Tronera:</b>	Abertura en el costado de un buque o de una muralla para disparar los cañones y otras armas de artillería.