



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**REVISIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON Y  
SIN EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-  
ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO A BASE DE  
MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL  
ALMACENAMIENTO DE ARCHIVOS**

**TESIS**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

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

Martín Daniel Zúñiga Ontiveros

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2017



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA  
COMITÉ DE TITULACIÓN  
FING/DICyG/SEAC/UTIT/028/17

Señor  
MARTÍN DANIEL ZÚÑIGA ONTIVEROS  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. MARCOS MAURICIO CHÁVEZ CANO, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"REVISIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCIÓN  
SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO BASE DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL  
ALMACENAMIENTO DE ARCHIVOS"**

RESUMEN

INTRODUCCIÓN

- I. CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO
- II. GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA
- III. ANÁLISIS ESTRUCTURAL
- IV. RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO CON BASE EMPOTRADA
- V. RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA
- VI. COMPARACIÓN DE RESULTADOS
- VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 2 de marzo del 2017.  
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH\*gar.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres Leticia Ontiveros Cruz y Martín Zúñiga Ruiz, por haberme brindado su apoyo incondicional en todo momento y haber creído tanto en mí como en mis sueños.

A mi familia por haber sido un pilar fundamental en mi formación personal.

A mi director de tesis, el Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano por la paciencia, el apoyo y las enseñanzas que tendré presentes por el resto de mi vida profesional.

A la Facultad de Ingeniería, así como a todos y cada uno de mis profesores, mismos que muestran día a día su incansable perseverancia por formar ingenieros de calidad.

Al Instituto de Ingeniería por haberme permitido desarrollar el presente trabajo en tan importante centro de investigación.

A la Lic. Carolina Pérez Ramírez, por enseñarme tanto y guiarme a lo largo del camino.

Y finalmente, a mis sinodales, por su disposición, por sus consejos y por permitirme aprender de ellos. Sin duda alguna, excepcionales profesores, pero también grandes personas.

## ÍNDICE

<b>RESUMEN</b> .....	<b>v</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>v</b>
<b>CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>1.1 OBJETIVO</b> .....	<b>2</b>
<b>1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA</b> .....	<b>2</b>
<b>1.3 ALCANCE</b> .....	<b>4</b>
<b>CAPÍTULO 2: CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO</b> .....	<b>6</b>
<b>2.1 MÉTODO SIMPLIFICADO</b> .....	<b>7</b>
<b>2.2 MÉTODO ESTÁTICO</b> .....	<b>8</b>
2.2.1 EFECTOS DE TORSIÓN .....	16
<b>2.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS</b> .....	<b>16</b>
<b>2.4 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL</b> .....	<b>17</b>
2.4.1 ESPECTROS DE DISEÑO .....	24
2.4.2 REVISIÓN POR CORTANTE BASAL .....	28
2.4.3 EFECTOS BIDIRECCIONALES .....	28
<b>2.5 DEFORMACIONES LATERALES RELATIVAS PERMISIBLES</b> .....	<b>29</b>
<b>2.6 REQUISITOS DE LOS FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q</b> .....	<b>29</b>
<b>2.7 EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA</b> .....	<b>31</b>
2.7.1 INTERACCIÓN ESTÁTICA .....	31
2.7.2 INTERACCIÓN DINÁMICA.....	32
<b>2.8 CRITERIOS DE DISEÑO SEGÚN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS</b> .....	<b>36</b>
2.8.1 NERVADURAS.....	37
2.8.2 MUROS .....	40
<b>CAPÍTULO 3: GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA</b> .....	<b>45</b>
<b>3.1 GEOMETRÍA Y ESTRUCTURACIÓN</b> .....	<b>46</b>
<b>3.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES</b> .....	<b>50</b>
3.2.1 EXTRACCIÓN DE CORAZONES CILÍNDRICOS.....	50
3.2.2 OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LOS CORAZONES CILÍNDRICOS.....	52
<b>CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL</b> .....	<b>56</b>

<b>4.1 GENERACIÓN DEL MODELO .....</b>	<b>57</b>
<b>4.2 TIPOS DE CARGA .....</b>	<b>62</b>
4.2.1 ACCIONES PERMANENTES .....	62
4.2.2 ACCIONES VARIABLES .....	63
4.2.3 ACCIONES ACCIDENTALES.....	64
<b>4.3 COMBINACIONES DE CARGAS .....</b>	<b>66</b>
<b>CAPÍTULO 5: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CON BASE EMPOTRADA .....</b>	<b>67</b>
5.1 CRITERIOS GENERALES.....	68
5.2 PERIODOS DE VIBRACIÓN .....	68
5.3 FORMAS MODALES.....	68
5.4 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y CORTANTE MÁXIMO .....	70
5.5 DISTORSIONES MÁXIMAS .....	72
5.6 ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS DE DISEÑO .....	74
5.7 REVISIÓN DEL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	78
5.7.1 MUROS .....	78
5.7.2 NERVADURAS.....	83
<b>CAPÍTULO 6: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA .....</b>	<b>95</b>
6.1 CRITERIOS GENERALES.....	96
6.2 PERIODOS DE VIBRACIÓN .....	99
6.3 FORMAS MODALES.....	99
6.4 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y CORTANTE MÁXIMO .....	101
6.5 DISTORSIONES MÁXIMAS .....	103
6.6 ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS DE DISEÑO .....	104
6.7 REVISIÓN DEL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	106
6.7.1 DISEÑO DE UN MURO.....	106
<b>CAPÍTULO 7: COMPARACIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>109</b>
7.1 PERIODOS DE LA ESTRUCTURA .....	110
7.2 FUERZAS CORTANTES .....	111
7.3 DISTORSIONES MÁXIMAS .....	114
7.4 ELEMENTOS MECÁNICOS EN LOS MUROS .....	115

<b>CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>117</b>
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>118</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>120</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>122</b>
<b>APÉNDICE 1: CÁLCULOS PARA OBTENER LOS PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUELO ...</b>	<b>124</b>
<b>RIGIDECES DINÁMICAS .....</b>	<b>124</b>
PILOTES .....	124
CAJÓN DE CIMENTACIÓN .....	127
RIGIDECES DINÁMICAS FINALES .....	130
<b>AMORTIGUAMIENTOS DINÁMICOS .....</b>	<b>130</b>
PILOTES .....	130
CAJÓN DE CIMENTACIÓN .....	131
AMORTIGUAMIENTOS DINÁMICOS FINALES .....	132
<b>PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA CON ISE .....</b>	<b>133</b>
<b>GENERACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO .....</b>	<b>133</b>

## RESUMEN

En el presente trabajo, se analiza un edificio a base de muros de concreto con la finalidad de entender su respuesta sísmica al considerar los efectos de interacción suelo-estructura. Para esto se generaron dos modelos matemáticos con la ayuda de un programa de análisis estructural. El primero tiene la base empotrada, y el otro, resortes y amortiguadores que representan las características del suelo subyacente. Se comparan las respuestas de ambos modelos: desplazamientos laterales, fuerzas cortantes y los periodos fundamentales de vibrar de la estructura para obtener conclusiones de la importancia de la inclusión de los efectos de interacción suelo-estructura en un análisis sísmico dinámico como el modal espectral. Además, se revisa que el diseño de los principales elementos estructurales de la edificación, las nervaduras y los muros, cumplan con los requisitos mínimos que les permitan operar dentro de los estados límite de servicio y de falla. Toda revisión se hace conforme a lo establecido por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal publicado en 2004 y sus diferentes Normas Técnicas Complementarias.

## ABSTRACT

A reinforced concrete wall based building is analyzed in order to understand how the soil-structure interaction influences its seismic response, for this purpose, two mathematical models were created with the aid of a structural analysis software. The first one was modeled with a fixed base and the second one uses springs and dashpots that replace the underlying soil. The two different responses (such as lateral displacements, fundamental periods of vibrations and shear forces) are compared to obtain conclusions about the importance of including the aforementioned effects in a dynamic seismic analysis like the response spectrum one. Besides, the design of the main structural elements (ribs and walls) is checked to verify that they meet the minimum requirements needed to operate within the service and failure limit states. Everything is inspected according to the 2004 "Reglamento de Construcciones del Distrito Federal" (Federal District Building Code) and its different "Normas Técnicas Complementarias" (Complementary Technical Standards).

## CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

### 1.1 OBJETIVO

El propósito del presente proyecto es la revisión sísmica de un edificio cuya estructura es a base de muros de concreto y que será utilizado para almacenar archivos. Para ello se han obtenido núcleos de concreto de la obra terminada y se han obtenido sus propiedades mecánicas conforme lo establecen las normas mexicanas. Se utilizará para tal fin lo dispuesto en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias en sus diferentes apartados. Debido a la importancia, tamaño y localización de la edificación se tomarán en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura para obtener un análisis completo que permita conocer con mayor certidumbre si la estructura cumple los requisitos mínimos para mantenerse dentro de los estados límite de servicio y de falla en apego al Reglamento vigente. Se busca adicionalmente, comprobar el grado de importancia que tienen dichos efectos de interacción suelo-estructura en el análisis sísmico modal espectral de una edificación.

### 1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La estructura en estudio es un edificio que consta de 5 niveles más un cajón de cimentación, de los cuales 4 serán utilizados para almacenar archivos que impondrán una considerable carga a la estructura. La misma está localizada en la denominada zona 3-c, de acuerdo a la zonificación de la Ciudad de México por parte del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. El tipo de suelo es blando, formado por arcillas compresibles, por lo que la cimentación requirió de la combinación de pilotes de cimentación con un cajón de cimentación parcialmente compensado, el cual está desplantado a una profundidad de 5.95 metros. A partir del nivel del suelo, la estructura se eleva 14.15 metros, repartidos en los cuatro entrepisos donde se albergarán los archivos. Debajo de la planta baja, y por encima del cajón de cimentación se encuentra un semisótano que servirá como oficinas administrativas. La figura 1 muestra una elevación de la estructura en estudio.

La importancia del edificio, por la cantidad y calidad de documentos de alberga, requiere que se le clasifique como estructura del tipo A. Para su estructuración se utilizaron muros

de concreto reforzado que proveen de resistencia ante fuerzas laterales al edificio, al mismo tiempo que soportan las cargas gravitacionales de la estructura. Edificios cercanos a la estructura y que históricamente sufrieron de hundimientos diferenciales, demuestran que es importante tomar en cuenta las propiedades del suelo subyacente para determinar con claridad los efectos que tendrán en los asentamientos y en la respuesta sísmica del edificio. En este trabajo, se busca entender la segunda parte, las características que tendrán las diferentes respuestas de la estructura ante un sismo, cuando se modela con base empotrada y cuando se modela tomando en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura. Dichas respuestas son, por ejemplo, los modos de vibrar, los periodos fundamentales de la estructura, los desplazamientos laterales y las fuerzas cortantes presentes en los entrepisos.

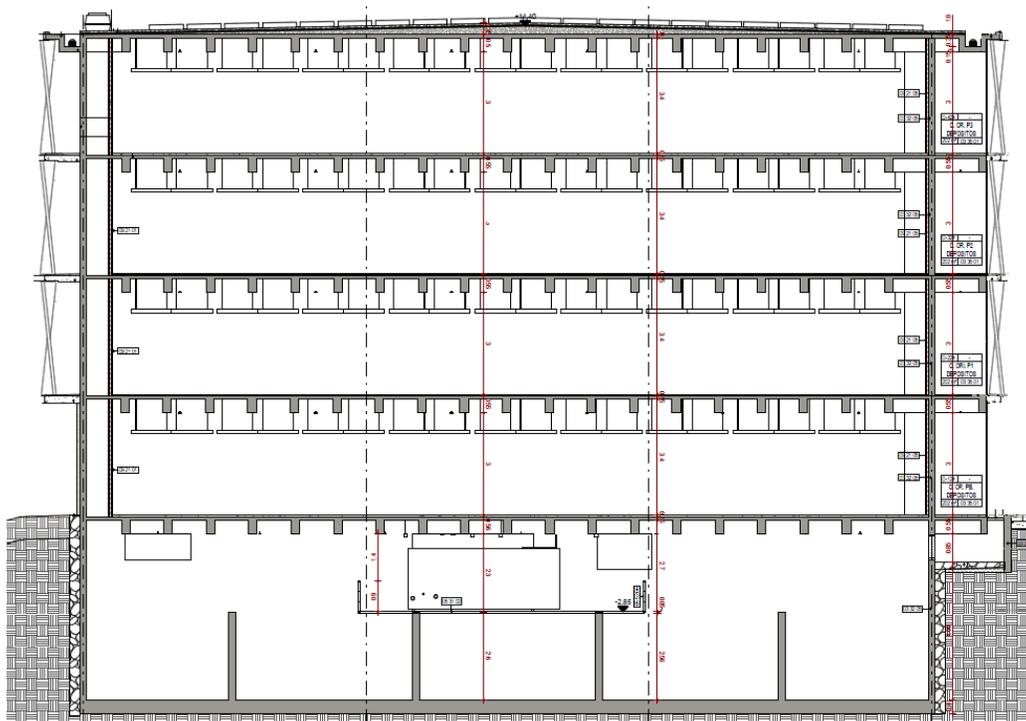


Figura 1: Elevación tipo del edificio en estudio en su dirección transversal.

El edificio ya se encuentra construido, sin embargo, se desconoce si los efectos de interacción suelo-estructura fueron tomados en cuenta durante el diseño estructural. Además, la estructura posee una abertura tanto en su planta como en elevación que generan asimetría e irregularidad en la misma. La abertura en planta, representa aproximadamente un 5% del área total, mientras que la abertura en elevación es de un 15% del área total y provoca discontinuidad en el sistema de muros de concreto reforzado puesto que esta abertura, se extiende desde la planta baja al nivel del suelo, hasta la azotea.

### 1.3 ALCANCE

Con los resultados de una campaña para extraer núcleos de concreto del edificio, se obtuvieron algunas propiedades mecánicas de este material. Se compararán dichas propiedades con las recomendadas por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (de aquí en adelante NTC-CONCRETO). Dichas propiedades servirán para definir las propiedades mecánicas del concreto por cada piso de la estructura de donde se disponga de información (de la planta baja hasta el tercer nivel).

Se analizará la respuesta de la estructura con el método dinámico modal espectral, utilizando el espectro de diseño establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (de aquí en adelante NTC-SISMO) con los coeficientes apropiados. Además, se analizará la respuesta de la estructura tomando los efectos de la interacción suelo-estructura con apoyo de un programa de análisis estructural.

Debido a la zonificación del suelo donde está cimentada la estructura, zona 3 en las NTC-SISMO, se modelará la interacción suelo-estructura del sistema para obtener su comportamiento sísmico y de esta manera comparar los efectos que dicha interacción tiene en la respuesta (desplazamientos, períodos, elementos mecánicos, etc.) del edificio.

Se limitará el análisis de los efectos de la interacción suelo-estructura a lo establecido por las NTC-SISMO en su apéndice A. En completo apego a los lineamientos claramente

expuestos para el caso en el que el edificio sea analizado con un método de análisis dinámico.

Se realizará la revisión del diseño de los elementos estructurales de concreto reforzado, para esto se utilizará una nervadura principal y una secundaria, además de un muro interior y un muro exterior. Se elegirán aquellos con los elementos mecánicos más desfavorables.

CAPÍTULO 2: CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO

El análisis sísmico de edificios debe seguir lo dispuesto por el reglamento o código de construcciones que aplique en la localidad donde se construirá. Para esto, los reglamentos alrededor del mundo ponen al alcance del analista espectros o coeficientes de diseño sísmico que sirven como base para el cálculo de las fuerzas sísmicas. Dichos reglamentos suponen un comportamiento elástico lineal para las edificaciones como simplificación clave para encontrar los elementos mecánicos presentes en la construcción durante un sismo.

En la Ciudad de México, el “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal”, publicado en enero de 2004, es el código que rige el análisis y diseño de una edificación. Dicho reglamento, consta de 11 títulos y es precisamente el sexto, titulado “De la seguridad estructural en las construcciones”, el que hace referencia a las “Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo”.

Es este mismo reglamento se asientan las bases para identificar el grupo de importancia al que pertenece una estructura, identificando explícitamente a los edificios destinados a albergar archivos o registros como edificios de particular importancia colocándolos en el grupo A.

Aunque existen diversos métodos para obtener la respuesta de una estructura ante las sollicitaciones de un sismo, las NTC-SISMO, aceptan dos tipos principales de análisis: el estático y el dinámico. En el análisis estático, el objetivo es obtener fuerzas laterales equivalentes a la acción del sismo, mientras que en dinámico se intenta resolver el problema a través de la dinámica estructural con modelos generalmente simplificados. A continuación, se describen las generalidades de dichos métodos cuyos principios básicos se encuentran también en otros códigos a nivel mundial.

## 2.1 MÉTODO SIMPLIFICADO

Este es un método estático de análisis sísmico. Para la aplicación de este método es necesario que la estructura cumpla con las siguientes características:

- En cada planta al menos el 75% de la carga total será soportada por muros ligados entre sí, además, las cargas serán transmitidas por medio de losas monolíticas o algún otro sistema de piso resistente al corte.
- Estos muros tendrán que ser sensiblemente simétricos, esto es, que la excentricidad torsional estática no exceda el 10% de la dimensión de la planta en dos direcciones ortogonales.
- Los muros tendrán que estar hechos con mampostería, concreto reforzado, placas de acero o madera. Cuando sean de madera tendrán que estar arriostrados con diagonales.
- La relación entre la longitud y ancho de la planta no debe exceder de 2.
- En cuanto a su altura, no deberá ser mayor a 13 metros, ni la relación entre la altura y la dimensión mínima en planta exceder de 1.5.

Su uso es generalmente utilizado para viviendas unifamiliares y multifamiliares donde los muros y las losas cumplen con los requisitos descritos.

La torsión sísmica y los efectos de flexión pueden ser ignorados con este método y la revisión se enfoca en las fuerzas cortantes en los entrepisos. Esto se revisa basándose en la hipótesis de que la resistencia es la suma de la resistencia de todos los muros alineados en la dirección del análisis (Bazan & Meli).

### 2.2 MÉTODO ESTÁTICO

Se basa en la determinación de una fuerza lateral total, llamada cortante basal, que se distribuye en los diferentes entrepisos de la estructura. Se supone en este caso que la estructura vibrará en su primer modo natural. Posteriormente estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a la carga lateral (muros o marcos). En términos generales, debe evitarse su uso en edificios con plantas muy irregulares puesto que, la distribución de masas en éstos no es uniforme y generalmente sus rigideces tampoco lo son (Meli, 2002).

El reglamento toma esto en cuenta al limitar a 20 metros la altura de construcciones irregulares analizadas con este método. Mientras que, si una edificación es regular, el límite será de 30 metros de altura para la aplicación del método estático. En los edificios ubicados en la zona 1, los límites anteriores se amplían 10 metros para cada uno.

La zonificación de la Ciudad de México, se basa en el tipo de suelo que predomina en las diferentes zonas de la capital y sus alrededores. Existen 3 zonas principales y la tercera de ellas está dividida en cuatro subcategorías. Las características más importantes de las zonas se enumeran a continuación.

<p style="text-align: center;"><b>Zona 1</b></p>	<p>Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta Zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explotar minas de arena.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Zona 2</b></p>	<p>Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Zona 3</b></p>	<p>Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente comprensible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.</p>

Las NTC-SISMO definen a una estructura como regular si cumple todas y cada una de las características que se enumeran a continuación, de esta manera, si un edificio no cumple con una de éstas, se considera irregular.

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Además, se introduce un tercer tipo de estructura, la fuertemente irregular, que es aquella donde la excentricidad torsional es mayor al 20 por ciento de la longitud de la planta y la rigidez de un entrepiso cualquiera difiere en más del 100 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior.

Las NTC-SISMO especifican un espectro de diseño sísmico en su capítulo tercero del cuerpo principal, formado por los siguientes valores de  $a$  (fracción del valor de la aceleración de la gravedad):

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

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

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

$$q = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r$$

Donde

$a$  es la fracción de la aceleración de la gravedad

$a_0$  valor cuando  $T = 0$

$T$  es el periodo natural de vibración

$T_a, T_b$  son periodos característicos del espectro de diseño

$r$  es el exponente característico del espectro de diseño

En la tabla 1 pueden encontrarse los valores característicos para obtener el espectro de diseño.

Tabla 1: Parámetros para espectro de diseño, extraída de las NTC-SISMO.

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

<sup>1</sup> Periodos en segundos

Debido a lo poco práctico que sería sobredimensionar una estructura para soportar un sismo de alta magnitud de manera elástica, los diferentes reglamentos de construcción del mundo toman en cuenta un factor de reducción sísmico, de esta manera en caso de un eventual desastre de magnitudes catastróficas los materiales llegarían a su rango inelástico y disiparían energía por medio de histéresis (Bazan & Meli). En las NTC-SISMO dicho factor de reducción, nombrado  $Q'$ , se utiliza para reducir las fuerzas resultantes del análisis estático (y también del dinámico modal) al dividir dichas fuerzas entre éste.

$$Q' = Q$$

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

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

Si  $T < T_a$

Donde:  $Q'$  es el ya expuesto factor de reducción sísmico

$Q$  es el factor de comportamiento sísmico

Los valores de  $Q$  dependen del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten. Esto se indica a detalle en la sección 5 de las NTC-SISMO. A continuación, se presentarán solamente los requisitos para utilizar  $Q = 2$ , porque es el valor utilizado en la presente edificación, más adelante se detallarán los demás requisitos para otros valores del factor de comportamiento sísmico.

*“Se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.*

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

*con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.”*

Del párrafo anterior cabe aclarar que la estructura no cumple con lo dispuesto para  $Q = 4$  (sección 5.1 de las NTC-SISMO) porque no es a base de marcos de concreto reforzado o acero, como se solicita en dicha sección; además, esta condición también la descalifica automáticamente para  $Q = 3$  (sección 5.2).

En el método de análisis estático se puede considerar o no el periodo fundamental de la estructura  $T$ , sin embargo, si no se toma en cuenta este periodo no se podrán reducir las fuerzas sísmicas. Si se supone que la masa de un entrepiso está concentrada en el  $i$  –ésimo nivel, la fuerza lateral aplicada en dicho nivel resulta ser:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}; \quad \frac{c}{Q'} \geq a_0 \quad \text{ec. 1}$$

Donde:

$W_i$  es el peso la  $i$  –ésima

$h_i$  es la altura de la  $i$  –ésima masa

sobre el desplante

El periodo natural de vibración de la estructura puede tomarse igual a:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_i x_i}} \quad \text{ec. 2}$$

Donde:

$x_i$  es el desplazamiento del nivel  $i$ ,

relativo a la base de la estructura

Y si  $T$  es menor o igual que  $T_b$ , se procederá como en la ecuación 1, pero de tal manera que la relación  $V_0 / W_0$  sea igual a  $a/Q'$ . Donde  $V_0, W_0$  son la fuerza cortante y el peso, respectivamente, en la base de la estructura. Si  $T$  es mayor que  $T_b$ , las fuerzas laterales serán:

$$F_i = W_i(k_1 h_i + k_2 h_i^2) a / Q' \quad \text{ec. 3}$$

Donde:

$$k_1 = [1 - 0.5r(1 - q)] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

$$k_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i^2}$$

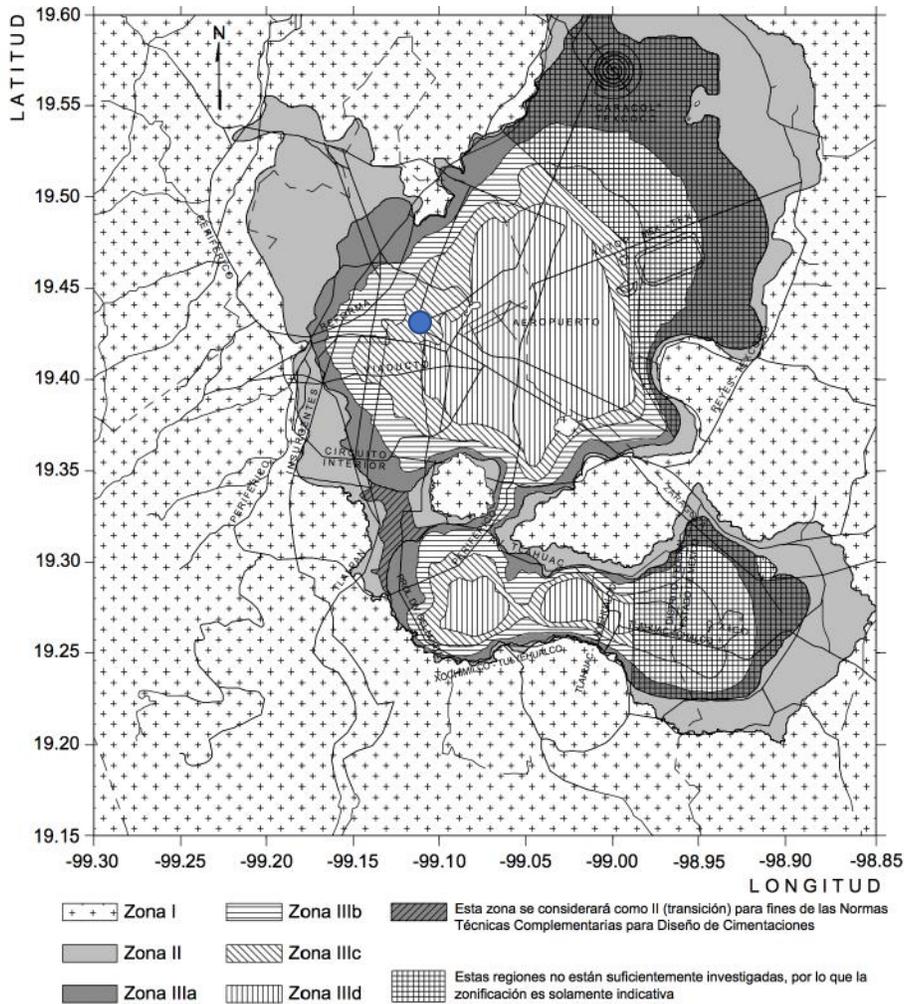


Figura 2: Zonificación de la Ciudad de México según las NTC-SISMO, en azul la ubicación de la obra.

### 2.2.1 EFECTOS DE TORSIÓN

Finalmente, para tomar en cuenta los efectos de torsión, se aplicarán las fuerzas calculadas a una excentricidad torsional,  $e_s$ , como lo indican las NTC-SISMO en su sección 8.5. Esta excentricidad será la más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b \quad \text{ec. 4}$$

ó  $e_s - 0.1b \quad \text{ec. 5}$

Donde:

b es la dimensión de la planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

### 2.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS DINÁMICOS

Para estructuras grandes o complejas, el método estático es considerado poco exacto (Dowrick, 2009). Es por esto que algunos códigos de construcción alrededor del mundo incorporan la posibilidad de utilizar algún método dinámico. Existen diferentes métodos de análisis dinámicos de diferente complejidad, que generalmente entran en alguna de las siguientes categorías:

- Análisis modal espectral.
- Análisis normal modal.
- Integración directa de las ecuaciones de movimiento por procedimientos paso a paso.

Estos métodos de análisis, además de incluir las características de rigidez que se utilizan en el método estático, toman en cuenta las propiedades inerciales y de amortiguamiento. Las NTC-SISMO indican que cualquiera estructura, cualesquiera sus características, puede ser analizada con métodos dinámicos, de los cuáles acepta como válidos, el modal espectral y el de integración paso a paso.

En el método de análisis modal espectral se utilizan espectros de temblores reales suavizados, esto es, se ensanchan los picos de espectros obtenidos en un temblor real y de esta manera se toman en cuenta las variaciones en la respuesta sísmica entre uno y otro lugar.

#### 2.4 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

Para entender el método dinámico modal espectral es necesario exponer antes las nociones básicas de la dinámica estructural, puesto que a partir de los conceptos básicos que se presentan a continuación se fundan los métodos dinámicos de diseño sísmico estipulados en la mayoría de los reglamentos modernos de construcción (Bazan & Meli).

La estructura que se muestra en la figura 3, tiene 12 grados de libertad estáticos, pero sólo dos grados de libertad dinámicos, que son los que interesan al análisis sísmico. Un grado de libertad dinámico es aquel en que genera una fuerza generalizada de inercia, esto es, una fuerza definida mediante una masa por aceleración o un momento de inercia por aceleración angular.

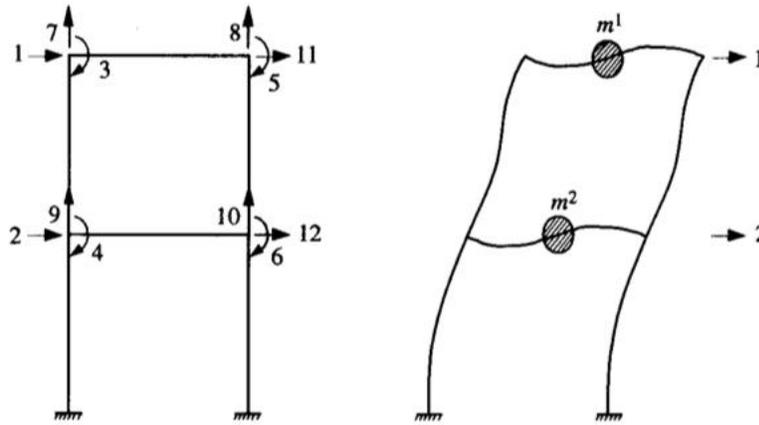


Figura 3: Grados de libertad estáticos y dinámicos, fuente: Bazan & Meli.

Esto se debe a que las fuerzas de inercia importantes son las generadas por las masas  $m_1$  y  $m_2$  al moverse lateralmente y las deformaciones en los pisos son despreciables, provocando que, aunque los demás giros y desplazamientos no se anulen, no generen fuerzas de inercia de consideración. Dicha simplificación implica una idealización de la estructura que suponga que las masas de los pisos se concentran en cada piso y que los pisos se comportan como diafragmas rígidos.

Si se simplifica aún más el problema, se puede llegar a un sistema con un grado de libertad. Este sistema está constituido por una masa, un resorte y un amortiguador y se ilustra en la figura 4. Al desplazar la base de dicha masa, se generarán en el sistema tres fuerzas: fuerza de inercia  $F_I = m\ddot{u}_T$ , fuerza de rigidez  $F_R = ku$  y fuerza de amortiguamiento  $F_A = c\dot{u}$ .

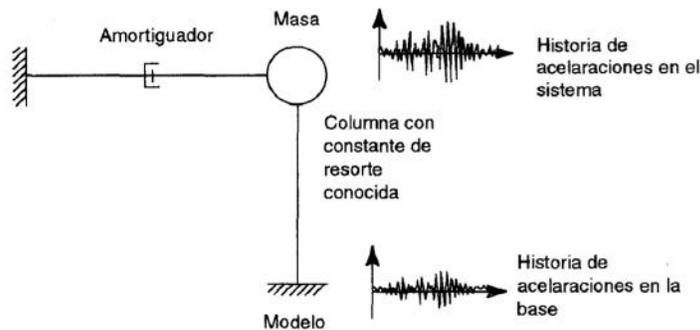


Figura 4: Sistema de un grado de libertad, fuente: Meli, 2002

La fuerza de inercia es proporcional a la masa y a la aceleración del terreno sumada a la de la masa en movimiento, la de rigidez es la generada en la columna al tratar de ser desplazada y proporcional al desplazamiento y a la rigidez del elemento. Finalmente, la de amortiguamiento es la que trata de restablecer el equilibrio en la estructura y es proporcional a la velocidad de la masa con relación a la del suelo y dicha proporcionalidad está dada por un coeficiente de amortiguamiento. De la interacción de dichas fuerzas surge la ecuación del equilibrio dinámico:

$$m\ddot{u}_T + c\dot{u} + ku = 0 \quad \text{ec. 6}$$

Pero debido a que la fuerza de inercia toma en cuenta tanto la aceleración del terreno como la de la masa, esto es  $\ddot{u}_T = \ddot{u}_0 + \ddot{u}$ , la ecuación 6 puede reescribirse y dividirse entre la masa  $m$ , para llegar a la siguiente ecuación:

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = \ddot{u}_0 \quad \text{ec. 7}$$

La frecuencia circular del sistema no amortiguado es aquella con la que oscila cuando se le impone un desplazamiento y se le suelta. Esta frecuencia se define como:  $\omega = \sqrt{k/m}$ . Cuando el amortiguamiento es nulo el sistema describe un movimiento armónico simple, con la frecuencia mencionada y con un periodo  $T = 2\pi/\omega$ .

Dado que el amortiguamiento  $c$  representa la disipación de energía que se presenta en la estructura, dicho amortiguamiento reduce las oscilaciones del sistema en vibración libre. Además, si se define como amortiguamiento crítico aquel para el cual el sistema, después de desplazado, volvería a su posición sin oscilar y vale  $C_{CR} = 2\sqrt{km}$ , se obtiene la constante de amortiguamiento, que es la fracción del amortiguamiento crítico que representa el amortiguamiento del sistema, es decir:  $\xi = c/C_{CR} = c/2\sqrt{km}$ .

Si se emplean estos conceptos, la ecuación diferencial del equilibrio dinámico finalmente se puede expresar como:

$$\ddot{u} + 2\omega\xi\dot{u} + \omega u = -\ddot{u}_0 \quad \text{ec. 8}$$

Se aprecia que la respuesta del sistema queda definida por la frecuencia circular del sistema y la fracción del amortiguamiento crítico. La solución a esta ecuación diferencial cuando la estructura parte del reposo se obtiene como la superposición de la respuesta a una serie de impulsos diferenciales, en la forma llamada integral de Duhamel. Sin embargo, la solución a dicha integral representa una labor difícil debido a que la historia de aceleraciones del terreno no puede expresarse mediante una función continua y requiere de procedimientos numéricos. Sin embargo, si la excitación estuviera descrita por un movimiento armónico con amplitud  $a$  (del tipo  $\ddot{u}_0 = a \sin \omega_0 t$ ) la integral se presta a una solución más sencilla (Meli, 2002).

Si en un edificio de varios niveles se consideran todas las masas encontradas entre cada entrepiso como concentradas al nivel del mismo, podemos incorporar los anteriores conceptos a un sistema de varios grados de libertad donde las masas están conectadas por resortes con rigidez  $k$  como se ilustra en la figura 5. En el equilibrio de cada entrepiso intervienen los mismos tres tipos de fuerzas que en el sistema de un grado de libertad.

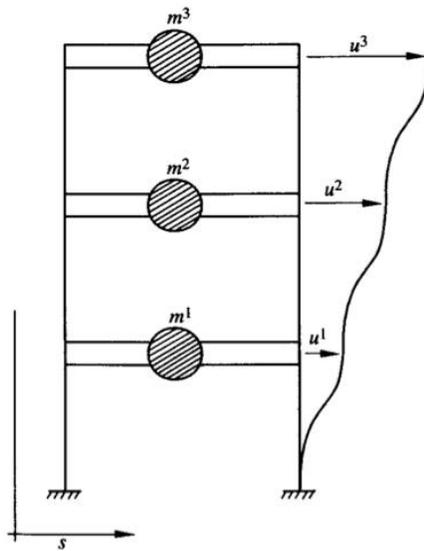


Figura 5: Sistema de tres grados de libertad dinámicos, fuente: Bazan & Meli.

Donde la fuerza de inercia equivale a:

$$\mathbf{F}_I = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_T$$

Siendo  $\mathbf{M}$  en este caso la matriz diagonal de masas:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

La fuerza de rigidez es:

$$\mathbf{F}_R = \mathbf{K}\mathbf{u}$$

Donde ahora  $\mathbf{K}$  es la matriz de rigidez lateral del sistema:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix}$$

Y la fuerza de amortiguamiento es:

$$\mathbf{F}_A = \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}$$

Donde la matriz  $\mathbf{C}$  denota la matriz de amortiguamiento, pero usualmente el amortiguamiento se considera igual en todos los entresijos y la matriz  $\mathbf{C}$  se vuelve una constante. De esta forma la ecuación de equilibrio dinámico para un sistema de varios grados de libertad se convierte en una ecuación matricial:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}_0 \quad \text{ec. 9}$$

Para simplificar su solución se desestima el amortiguamiento y los movimientos del terreno lo que permite determinar aún con buena aproximación los periodos de vibración y formas modales.

$$M\ddot{u} + Ku = 0 \quad \text{ec. 10}$$

Cuando se supone que no hay amortiguamiento en el sistema, la estructura vibrará libremente ante la acción de un impulso adoptando una configuración de desplazamientos que se denomina *forma modal* y con una frecuencia de vibración peculiar de cada modo. Existen tantos modos como número de grados de libertad tiene el sistema.

Si, como se mencionó antes, el desplazamiento  $u$  es armónico simple ( $u = a \text{ sen } \omega t$ ). La aceleración estará dada por su segunda derivada:  $\ddot{u} = -\omega^2 a \text{ sen } \omega t$  y si se substituye en la ecuación 10, obtenemos una nueva forma de la ecuación del equilibrio dinámico:

$$Ka - \omega^2 Ma = 0 \quad \text{ec. 11}$$

Pero de aquí se deduce que para que el vector de amplitudes  $a$  sea diferente de cero, tiene que cumplirse que el determinante del sistema se anule:

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad \text{ec. 12}$$

La ecuación 11 representa un problema de valores característicos, desarrollando el determinante, se obtiene una ecuación algebraica de grado  $n$  cuya incógnita es  $\omega^2$ , siendo  $n$  el número de grados de libertad dinámicos. El caso de la figura 4, se llegaría a tres valores de  $\omega^2$  y por lo tanto 3 periodos naturales ( $T = 2\pi/\omega$ ). Se acostumbra ordenar dichas frecuencias en orden ascendente y de esta manera  $\omega_1$  tiene la menor frecuencia, el mayor periodo y se denomina frecuencia fundamental del sistema.

Si se substituyen los diferentes valores de  $\omega$  en la ecuación 11 se encuentran los valores del vector  $a$ , cada uno de ellos se denomina *modo de vibración*. La respuesta total del sistema será la combinación de las respuestas independientes de cada modo, multiplicada cada una

por un factor de participación. El desplazamiento del nivel  $i$  se obtendrá, por tanto, como la suma de las participaciones de cada modo a dicho desplazamiento:

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} y_{in}(t) \quad \text{ec. 13}$$

Donde  $y_{in}$  es el desplazamiento del nivel  $i$  en el modo  $n$  y  $\phi_{in}$  el factor de participación.

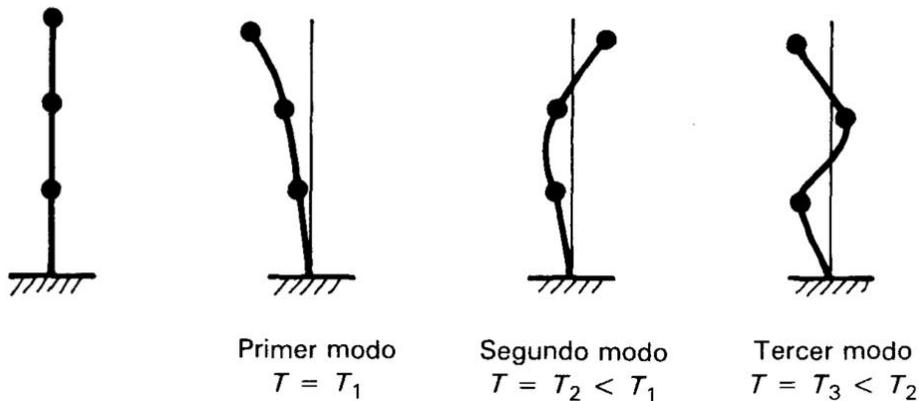


Figura 6: Modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad, fuente: Meli, 2002.

Debido a que la mayor parte de la energía se absorbe mediante oscilaciones en los primeros modos de vibración, el análisis se simplifica notablemente en estructuras con muchos grados de libertad, ya que basta determinar la respuesta ante los primeros modos para tener una idea muy precisa de la respuesta total. Puesto que interesa saber la mayor respuesta ante una excitación sísmica, esta respuesta se puede obtener a partir de la propuesta de Rosenblueth, que obtiene la máxima respuesta del sistema como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales. Este criterio de superposición es el recomendado por la mayoría de los códigos, incluidas las NTC-SISMO.

### 2.4.1 ESPECTROS DE DISEÑO

Un acelerograma de un sismo se puede considerar como la superposición de manera aleatoria de un gran número de ondas armónicas y es por esto que la respuesta sísmica de un sistema se puede analizar a partir de la solución del caso del movimiento armónico.

En el diseño estructural, es importante sobre todo la máxima respuesta que tendrá una estructura sometida a un sismo, por lo tanto, no es necesario conocer la historia completa de la misma si no sólo su valor máximo.

Una acción sísmica generalmente está descrita por una historia de aceleraciones, medida en el suelo donde actúa, que genera una vibración mediante la cual se disipa la energía de dicho sismo. La amplitud de esta vibración, depende de una compleja interacción suelo-cimentación-estructura-elementos no estructurales. Un espectro de aceleraciones se forma al comparar la respuesta (sea esta aceleración, velocidad o desplazamiento) de un sistema ante un acelerograma dado, variando el periodo del mismo sistema. Dicho espectro proporciona una medida directa de la fuerza de inercia máxima que se induce en el sistema al multiplicar la ordenada espectral (aceleración) por la masa. Los reglamentos de construcción utilizan envolventes de espectros que corresponden a diferentes sismos donde el porcentaje de amortiguamiento del crítico se toma como igual a 0.05.

Para fines de diseño, estos espectros son suavizados, se ensanchan los picos y se eliminan los valles. Como se ha indicado antes, las NTC-SISMO dan un espectro de diseño sísmico diferente para las diferentes zonas de la ciudad tomando en cuenta también el factor de irregularidad, la categoría a la que pertenece la estructura y el factor de comportamiento sísmico  $Q$ . Sin embargo también incluyen otro espectro de diseño sísmico en su apéndice A que tome en cuenta el periodo dominante del suelo. En dichos espectros las abscisas representan el periodo natural de vibración y las ordenadas la fracción de la gravedad que actúa sobre la estructura. Se presentan dos comparaciones obtenidas de Bazan & Meli,

donde se puede apreciar la diferencia entre los espectros cuando se toman en cuenta diferentes combinaciones de los factores que se han mencionado.

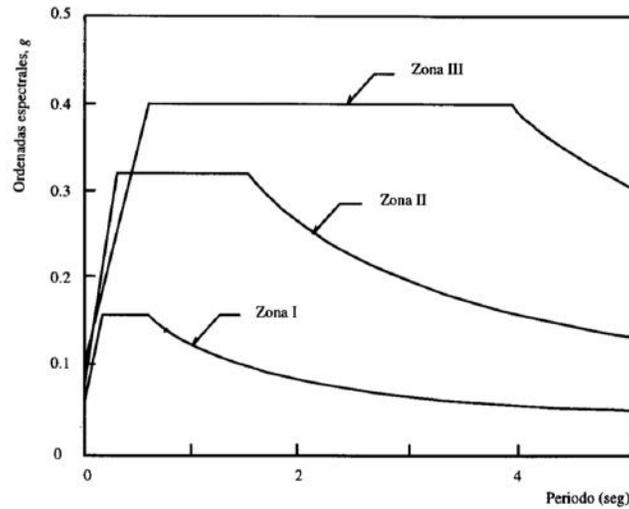


Figura 7: Espectros de diseño elásticos para construcciones del grupo B (Fuente: Meli, 2002).

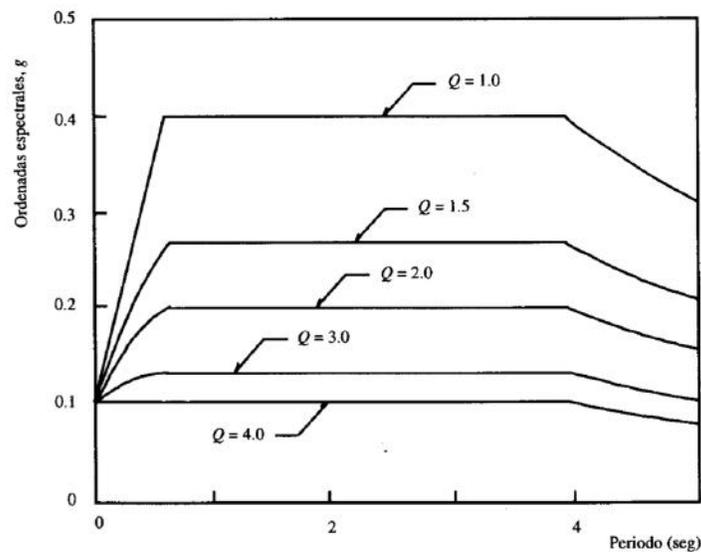


Figura 8: Espectros de diseño inelásticos (Fuente: Meli, 2002).

Es poco viable construir una estructura que soporte un sismo de muy alta magnitud con un periodo de retorno muy grande, por lo que se acepta que los materiales tendrán un comportamiento no lineal al llegar cerca de su máxima capacidad de carga. En base a esto,

las NTC-SISMO optan por manejar el factor de comportamiento sísmico y el factor de reducción sísmico, donde, dependiendo de la ductilidad de la estructura, y su periodo fundamental, se permite alterar el espectro de diseño. A los espectros que han sido reducidos con dichos factores se les denomina inelásticos.

La normatividad aplicable según las NTC-SISMO, permite tomar en cuenta los efectos del periodo predominante del suelo, si la obra se encuentra desplantada en las zonas II ó III de la Ciudad de México. Es por esto que hay dos espectros de diseño principales, al primero, que no toma en cuenta dichos efectos se le conoce como el espectro del cuerpo principal de las NTC-SISMO, mientras que el segundo es el localizado en el apéndice A de dichas normas y de ahí que sea llamado. Debido a las características de la zona se ha decidido utilizar el espectro de diseño del apéndice A, puesto que representa mejor las características dinámicas del suelo y permite tomar en cuenta el amortiguamiento adicional por el efecto de interacción suelo-estructura.

2.4.1.a ESPECTRO DE DISEÑO DEL APÉNDICE A DE LAS NTC-SISMO

Cuando se apliquen los métodos estático o dinámico modal, será admisible considerar explícitamente los efectos del periodo dominante más largo del terreno,  $T_s$ . Para ello, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico,  $a$ , expresada como fracción de la gravedad, la que se estipula a continuación:

$a = \begin{cases} a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left( \frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$	<p>Donde:</p> $p = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T} \right)^2$ <p><math>\beta</math> es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, igual a 1 cuando se ignora la ISE</p>
--	---

El coeficiente de aceleración del terreno,  $a_o$ , el coeficiente sísmico  $c$ , el coeficiente  $k$  y los periodos característicos  $T_a$  y  $T_b$  del espectro de aceleraciones se obtendrán en función del periodo dominante del sitio, usando las siguientes expresiones:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5 (T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65 (T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$$

Las ordenadas podrán ser reducidas por los factores de ductilidad  $Q'$  y de sobrerresistencia  $R$  de acuerdo con las siguientes expresiones:

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

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 2; & \text{si } T > T_a \end{cases}$$

Finalmente, todas las ordenadas serán multiplicadas por 1.5 para estructuras del grupo A.

#### 2.4.2 REVISIÓN POR CORTANTE BASAL

El cortante basal es la fuerza cortante ubicada en la base de la estructura y es directamente influenciada por la masa y la aceleración ocurrida durante un sismo. Las NTC-SISMO indican que dicha cortante nunca será menor que  $a_0 W_0$ , donde  $a_0$  es la ordenada espectral correspondiente a un periodo  $T = 0$  y  $W_0$  es el peso de la estructura. Además indican que si la fuerza cortante basal obtenida por medio de un método de análisis dinámico es menor a:

$$V_0 < 0.8a \frac{W_0}{Q'}$$

se incrementarán todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una proporción tal que  $V_0$  iguale a este valor;  $a$  y  $Q'$  se calculan para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

#### 2.4.3 EFECTOS BIDIRECCIONALES

Las NTC-SISMO en su sección 8.7 establecen que:

*“Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables en cada concepto.”*

Esto significa que, el análisis de la estructura tridimensional, se ejecutará en dos direcciones ortogonales. Y bien, aunque el análisis de una dirección tome en cuenta los efectos producidos por el sismo en dicha dirección, también tendrá que tomar en cuenta el 30% de la aceleración del sismo aplicada en la dirección ortogonal. Los signos de las fuerzas (positivo o negativo) indicarán el sentido de la aplicación de la fuerza sísmica, dependiendo de los ejes globales que el analista establezca en el método dinámico, y deberán utilizarse las cuatro combinaciones de signos posibles para estas dos acciones en la dirección del

análisis. Lo anterior es necesario debido a que es poco probable que la fuerza sísmica actúe de forma perfectamente paralela a cualquiera de los dos ejes ortogonales del edificio.

## 2.5 DEFORMACIONES LATERALES RELATIVAS PERMISIBLES

Durante la vida útil de la estructura, existen ciertos límites que garantizan el bienestar y tranquilidad de los usuarios de la misma. Dichos límites se conocen como estados límites de servicio y los mismos no ponen en riesgo la integridad estructural de una obra, pero si se alcanzan podrían impedir el correcto funcionamiento de ésta. Los desplazamientos, agrietamientos y vibraciones que se presentan en una estructura son estados límite de servicio y en la ingeniería sísmica es de particular importancia conocer los desplazamientos laterales que se presentaran en los diferentes niveles de la construcción.

Las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-EDIFICACIONES a partir de ahora) en su capítulo cuarto indican que el desplazamiento horizontal relativo máximo permisible entre dos niveles sucesivos de la estructura es igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos y en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250; pero para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

Es por esto que finalmente los desplazamientos laterales de entrepiso permisibles están regidos por lo dispuesto en el apéndice A de las NTC-SISMO que indican que el límite será de 0.002 para evitar daños a elementos no estructurales y de 0.006 para evitar la falla o colapso.

## 2.6 REQUISITOS DE LOS FACTORES DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q

Es un factor que toma en cuenta la ductilidad del edificio y permite convertir el espectro de diseño elástico en inelástico. Lo dispuesto en las NTC-SISMO es:

**5. FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO**

Para el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , a que se refiere el Capítulo 4, se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

**5.1 Requisitos para  $Q = 4$**

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

- a) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- b) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en la sección 1.3.1, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros que se hallen en el caso de la sección 1.3.1. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con las mismas Normas.

**5.2 Requisitos para  $Q = 3$**

Se usará  $Q = 3$  cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

**5.3 Requisitos para  $Q = 2$**

Se usará  $Q = 2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

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

**5.4 Requisitos para  $Q = 1.5$**

Se usará  $Q = 1.5$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 5.2 y 5.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

**5.5 Requisitos para  $Q = 1$**

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

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

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

El edificio en estudio utilizará el factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$  puesto que no es a base marcos, por lo que no cumple con el punto 5.1.a. Además, no cumple con lo dispuesto en 5.1.d, por lo que automáticamente no aplica  $Q = 3$ .

## 2.7 EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

La interacción suelo-estructura (ISE) se puede definir como la relación entre la respuesta de una estructura y el suelo que la soporta (Dowrick, 2009). Otro autor la define como el mecanismo por el cuál la presencia de una estructura influye en el movimiento del terreno (Soriano, 1989). Algunos de los factores de los que depende el grado de interacción son:

- Peso total de la estructura
- Rigidez lateral de la estructura
- Altura y relación de esbeltez de la estructura
- Tamaño y forma de la cimentación
- Rigidez de la cimentación
- Propiedades dinámicas del suelo
- Profundidad y estratigrafía del suelo

Debido a la dificultad que presenta la simulación de los efectos de la ISE, ha sido una práctica común el ignorar completamente dichos efectos, tratando a las estructuras como si se tratase de estructuras con base rígida independientemente de las condiciones del suelo. Sin embargo, estudios en años recientes han resultado en considerables avances en el entendimiento y modelación de los efectos de ISE (Dowrick, 2009).

### 2.7.1 INTERACCIÓN ESTÁTICA

El propósito de la interacción suelo-estructura (ISE) estática es llevar a cabo un análisis estructural estático tomando en cuenta el efecto de la rigidez del terreno de cimentación. Es importante aclarar que los efectos ISE no son de particular importancia en suelos muy rígidos o cuando el nivel de carga sobre el terreno es de mediano a pequeño, ya que la

diferencia entre las reacciones calculadas y las reales es muy pequeña. Por el contrario, en suelos con compresibilidad mediana a alta es de gran interés para el ingeniero analizar la diferencia entre el comportamiento de una estructura modelada con una cimentación articulada o empotrada y una que tome en cuenta los efectos ISE. (Demeneghi, 1991)

Desde finales de los años 60, se desarrollaron en México diferentes métodos para tomar en cuenta los efectos ISE tanto para cimentaciones someras como para cimentaciones profundas. La mayor parte de ellos se basan en la matriz de flexibilidades del suelo y al final logran invariablemente obtener diagramas de asentamientos diferenciales del suelo y reacciones del mismo. Algunos de estos métodos son los propuestos por Flores Victoria en 1968, Esteva et al en 1977 y Zeevaert en 1980.

### 2.7.2 INTERACCIÓN DINÁMICA

La ISE dinámica se interesa por el acoplamiento de los movimientos del suelo, provocados por ondas dinámicas como lo son las sísmicas, con la cimentación del edificio. El análisis sísmico de un edificio debe idealmente tomar en cuenta los efectos ISE puesto que las propiedades dinámicas del sistema real son diferentes a las del modelo empotrado idealizado, especialmente en ciudades con suelos altamente deformables como el de la Ciudad de México. En general la interacción dinámica tiene como efectos que el periodo efectivo de la estructura aumente debido a las deformaciones provocadas en el suelo por la estructura (interacción inercial), que los movimientos en distintos puntos del terreno difieran (efectos de sitio) y que las paredes y base de la cimentación interactúen con el suelo (interacción cinemática) (Romo, 1991).

El análisis dinámico riguroso de los efectos ISE es una de las tareas más complejas de la ingeniería sísmica y por esta razón, existen cinco maneras de estudiarla. Cada una con diferente nivel de complejidad y demanda de recursos (dinero, tiempo y demanda computacional). Un modelo que represente correctamente los efectos ISE requiere tomar en cuenta la rigidez del suelo, el amortiguamiento del material y el amortiguamiento por

radiación. Además, debe considerar los efectos de la no linealidad y las propiedades del suelo en 3 dimensiones. Los cinco métodos que buscan lograr un equilibrio entre exactitud y economía de recursos son:

1. Resortes y amortiguadores viscosos equivalentes ubicados en la base de la estructura.
2. Analogía de una viga de cortante usando masas concentradas y resortes a lo largo del perfil estratigráfico.
3. Semiespacio elástico o viscoso-elástico
4. Elementos finitos
5. Modelos híbridos de 3 y 4

El primer método será el utilizado en el presente trabajo. En su forma más básica, consiste en colocar solamente resortes en la base de la estructura para representar la rigidez del suelo en las direcciones horizontales, de cabeceo, vertical y/o de torsión. Si se quiere aumentar el grado de exactitud se colocan amortiguadores viscosos junto a dichos resortes para tomar en cuenta la energía que es absorbida por el medio. En la figura 9 se ilustra un sistema de cimentación que toma en cuenta los efectos ISE con este método.

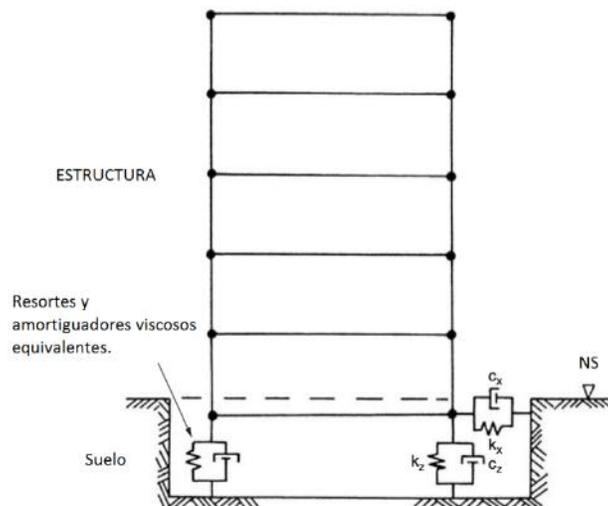


Figura 9: Modelo representando las propiedades del suelo mediante resortes y amortiguadores viscosos. Adaptada de Dowrick, 2009.

Durante los años setentas y ochentas se desarrollaron en el ámbito internacional soluciones rigurosas y simplificadas para intentar dar solución al problema de la ISE dinámica mediante dicho método. Cada autor con su método intentó dar solución a tipos comunes de cimentación como pilotes o cajones de cimentación y algunos otros a geometrías generales. Ejemplos de autores que aportaron a las soluciones existentes son Lysmer en 1988, Luco en 1982, Gazetas en 1983 y Novak en 1987. Es en 1991 cuando se escribe un manual con las soluciones disponibles y la adecuada aplicación a cada una de las diferentes cimentaciones y modos de vibrar (Gazetas, 1991). Es en este manual en que se basa el apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por Sismo (Cruz, 2007) mismas que serán utilizadas para calcular los efectos ISE en la edificación analizada.

### *2.7.2.a MÉTODO DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO*

Las NTC-SISMO en su apéndice A, proporcionan la metodología para saber cuándo tomar en cuenta los efectos ISE y para estimar dichos efectos. Dichos efectos se toman en cuenta mediante el primer método de los expuestos (resortes y amortiguadores) y proporciona fórmulas para aproximar los valores tanto de los resortes como de los amortiguadores viscosos. En ellas se toman en cuenta los efectos para los movimientos verticales, horizontales y de cabeceo para lo cual utiliza una tabla que permite elegir la fórmula que mejor se adecue a la cimentación en estudio ya sea somera (como cajones de cimentación o zapatas) o profunda (como pilotes de fricción o de punta).

REVISIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO A BASE DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL ALMACENAMIENTO DE ARCHIVOS

Tabla 2: Reproducción de la tabla A.2 del apéndice A de las NTC-SISMO.

<b>CIMENTACIONES SOMERAS</b>	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta k_m) / \omega$ ; $m = x, v, r$ $\omega$ = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta_m = \omega R_m / V_s$ ; donde $V_s = 4H_s / T_s$ y $R_v = R_x$ $\eta_s = \pi R_x / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_r / 2H_s$	
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Rigidez Estática</b>	<b>Coefficiente de Rigidez</b>	<b>Coefficiente de Amortiguamiento</b>
Horizontal	$K_x^o = \frac{8 G R_x}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_x}{2 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{3 R_x}\right) \left(1 + \frac{5 D}{4 H_s}\right)$	$k_x = 1$	$c_x = \frac{0.65 \zeta \eta_{xs}}{1 - (1 - 2\zeta) \eta_{xs}^2}$ ; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s \leq 1$ $c_x = 0.576$ ; si $\eta_{xs} = \eta_x / \eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4 G R_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + 0.5 \frac{D}{R_v}\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0$ ; si $\eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v}$ ; si $\eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8 G R_r^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R_r}{6 H_s}\right) \left(1 + \frac{2 D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2 \eta_r$	$c_r = \frac{0.5 \zeta \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta) \eta_{rp}^2}$ ; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$ $c_r = 0.3 \eta_r^2 / (1 + \eta_r^2)$ ; si $\eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$
<b>CIMENTACIONES CON PILOTES</b>	$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ ; $m = x, v$ $\omega$ = frecuencia de interés	Parámetros de frecuencia: $\eta = \omega d / V_s$ ; donde $V_s = 4 H_s / T_s$ $\eta_s = \pi d / 2 H_s$ $\eta_p = 3.4 \eta_s / \pi (1-\nu)$	
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Rigidez Estática</b>	<b>Coefficiente de Rigidez</b>	<b>Coefficiente de Amortiguamiento</b>
Horizontal	$K_x^o = d E_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_x = 1$	$c_x = 0.8 \zeta$ ; si $\eta \leq \eta_s$ $c_x = 0.8 \zeta + 0.175 (E_p/E_s)^{0.17} \eta$ ; si $\eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9 d E_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1$ ; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$ ; si $L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0$ ; si $\eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1+\nu} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2}\right)^{0.8}$ ; si $\eta > 1.5 \eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5 \eta_p$

Parámetros del suelo:  $\zeta$  = amortiguamiento histerético,  $\nu$  = relación de Poisson y  $E_s = 2 G (1+\nu)$  = módulo de elasticidad

Parámetros del pilote:  $L$  = longitud,  $d$  = diámetro y  $E_p$  = módulo de elasticidad

Para empezar, se obtienen los efectos correspondientes al cajón de cimentación. Para esto es necesario obtener un radio que genere una circunferencia equivalente al área de desplante, puesto que las fórmulas aplican para casi cualquier forma de cimentación excepto anulares (Gazetas, 1991). Una vez obtenida ésta, se procederá a obtener la de un pilote aislado, la del grupo de pilotes y finalmente la de la cimentación mixta completa, que se puede obtener mediante la adición simple de ambos efectos ISE, según las NTC-SISMO.

## 2.8 CRITERIOS DE DISEÑO SEGÚN LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

Los criterios de diseño especificados por las NTC-CONCRETO, buscan garantizar la seguridad de una estructura. En esta sección se explicará lo establecido para diseñar muros y nervaduras, que son los tipos de elementos estructurales que se encuentran en el edificio en estudio.

En primer lugar, las propiedades de diseño serán las siguientes:

Donde:

$$f'_c$$

$f'_c$  es la resistencia a compresión del concreto obtenida con pruebas de laboratorio, variable.

$$f_c^*$$

$f_c^*$  es la resistencia nominal que es superada por el 98% del concreto

$$f_c'' = f_c^*$$

$f_c''$  es la resistencia a compresión cuando se alcanza la falla en la sección a una distancia  $\beta_1$  de su eje neutro

$$\beta = 0.65$$

$$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

Asimismo, se establecen factores de resistencia:

$$F_{R \text{ FLEXIÓN}} = 0.9$$

$$F_{R \text{ CORTANTE}} = 0.8$$

$$F_{R \text{ FLEXOCOMPRESIÓN}} = 0.8$$

$$F_{R \text{ TORSIÓN}} = 0.8$$

$$F_{R \text{ APLASTAMIENTO}} = 0.7$$

### 2.8.1 NERVADURAS

Los pasos que se llevan a cabo para verificar el diseño de una nervadura (viga) son los siguientes tanto por estados límite de falla como de servicio:

#### 1. Revisión por flexión

##### a. Revisión del acero mínimo y máximo para una sección dada

i.

$$A_{s,\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd \quad \text{ec. 18}$$

$$A_{s,\max} = 0.75 \times \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} b'd' \quad \text{ec. 19}$$

ii. Donde:

$b, d$  Ancho y peralte de la viga, en cm

$b', d'$  Ancho y peralte de la viga reducidos 20mm, en cm

##### b. Revisión del momento resistente

i. Para una sección con acero de compresión:

$$M_R = F_R \left[ (A_s - A'_s) f_y \left( d' - \frac{(A_s - A'_s) f_y}{2 \frac{f'_c b'}{2}} \right) + A'_s f_y (d' - d_1) \right] \quad \text{ec. 20}$$

ii. Donde:

$A_s$  Área del acero en tensión, en  $\text{cm}^2$

$A'_s$  Área del acero en compresión, en  $\text{cm}^2$

$d_1$  Distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión

#### 2. Revisión por fuerza cortante

##### a. Fuerza cortante que toma el concreto

i. Si la relación claro a peralte total  $L/h$  es mayor a 5

Si además, el porcentaje de acero  $p < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad \text{ec. 21}$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{ec. 22}$$

ii. Si  $L/h$  es menor que 4 se multiplica lo obtenido con la ec. 20 por

$$3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} > 1.0$$

b. Refuerzo por tensión diagonal en vigas sin presfuerzo

i. Separación máxima

$$s = \frac{F_R A_v f_y d' (\sin\theta + \cos\theta)}{V_u - V_{CR}} \quad \text{ec. 23}$$

Donde:

$A_v$  Área del refuerzo medido en la dirección paralela a éste

$\theta$  Ángulo que forma el acero de refuerzo con el eje de la nervadura, 90 grados.

Y la separación nunca será menor que la mitad del peralte efectivo.

ii. Refuerzo mínimo (aun cuando  $V_u < V_{CR}$ )

$$A_{s,min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{b's}{f_y} \quad \text{ec. 24}$$

c. Limitación para  $V_u$  en vigas

$$V_u < 2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{ec. 25}$$

3. Revisión por torsión

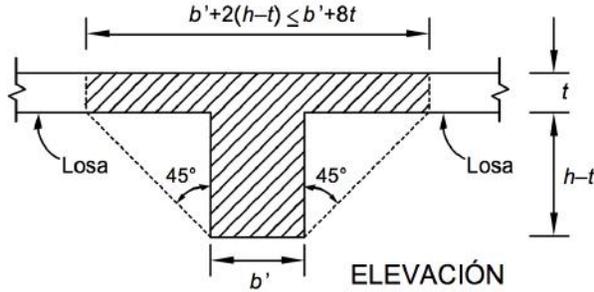
a. No tomar los efectos de torsión si

$$T_u < 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \quad \text{ec. 25}$$

Donde

$p_{cp}$  perímetro del área sombreada

$A_g$  área contenida en dicho perímetro



b. Si es necesario revisar el elemento por torsión

i. Reducir el momento de torsión de diseño a

$$T'_u = F_R \sqrt{f'_c} \frac{A_g^2}{p_{cp}} \quad \text{ec. 26}$$

ii. Verificar que se cumpla la siguiente condición geométrica

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_{CR}}{bd} + 2\sqrt{f'_c}\right) \quad \text{ec. 27}$$

Donde

$p_h$                                       perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión más alejado

$A_{oh}$                                       área encerrada por  $p_h$

iii. El refuerzo por torsión para una sola rama de estribo será

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R \times 2 \times 0.85 \times A_{oh} \times f_y \times \cot(45^\circ)} \quad \text{ec. 28}$$

Pero nunca menor al máximo de

$$A_t = \frac{0.3 \times \sqrt{f'_c} \frac{bs}{f_y} - A_v}{2} \quad \text{ó} \quad A_t = \frac{3.5bs}{f_y}$$

iv. El acero longitudinal por torsión será el mayor de

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} \times p_h \times \frac{f_{yv}}{f_y} \times \cot^2(45^\circ) \quad \text{ec. 29}$$

Pero nunca menor que

$$A_{st,min} = \frac{1.3\sqrt{f'_c}A_g}{f_y} - \frac{A_t}{s} P_h \frac{f_{yv}}{f_y} \quad \text{ec. 30}$$

4. Estado límite de servicio

En una trabe interesa saber el desplazamiento vertical máximo, que generalmente se puede encontrar en el centro del claro, dicho desplazamiento deberá ser menor que:

$$\delta_v = \frac{L}{240} + 5\text{mm} \quad \text{ec. 31}$$

2.8.2 MUROS

Si se cumple la condición:

$$P_u < 0.3 F_R \times t \times L \times f'_c \quad \text{ec. 32}$$

Y en apego a lo establecido por las NTC-CONCRETO en su sección 6.5.2.3, los pasos para la revisión completa de un muro de concreto serán los siguientes:

1. Revisión por flexión

- a. Se aplicará la ecuación 2.15 de las NTC-CONCRETO que se reproduce a continuación

$$M_R = F_R \times A_s \times f_y \times z \quad \text{ec. 33}$$

Donde:

L	Longitud horizontal del muro, en cm.
t	Espesor del muro, en cm.
z	Brazo al que se considera el momento, en cm.
H <sub>m</sub>	Altura del muro, en cm.
A <sub>s</sub>	Acero en la dirección de la flexión.

y

$$z = 1.2H_m$$

$$\text{si } \frac{H_m}{L} \leq 0.5$$

$$z = 0.4 \left( 1 + \frac{H_m}{L} \right) L$$

$$\text{si } 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0$$

$$z = 0.8L$$

$$\text{si } 1.0 \leq \frac{H_m}{L}$$

b. Colocación del refuerzo vertical

SI	ENTONCES
$\frac{H_m}{L} < 1.2$	El refuerzo vertical se colocará recto y sin reducción a toda la altura del muro. A una separación igual al mayor de los siguientes valores: <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>(0.25 - 0.1H_m/L)L</math></li> <li>• <math>0.4 H_m</math></li> </ul>
$\frac{H_m}{L} \geq 1.2$	El refuerzo vertical podrá variar de acuerdo al diagrama de momento flexionante. A una separación de $0.15 L$ .

2. Elementos de refuerzo en los extremos de los muros

- a. Se requiere forzosamente refuerzo en las orillas y en los bordes de aberturas cuando los esfuerzos en la fibra última de compresión excedan  $0.2 f'_c$ . El mismo se puede omitir en secciones donde la compresión sea menor a  $0.15 f'_c$ .
- b. Si requiere de dicho refuerzo, es decir si:

$$\frac{P_u}{A} + \frac{6M_u}{tL^2} > 0.2f'_c$$

ec. 34

- i. El elemento de refuerzo se extenderá en una distancia a partir de la fibra extrema en compresión al menos igual al mayor de  $(c - 0.1L)$  y  $c/2$ ; donde  $c$  es la profundidad del eje neutro cuando el muro se desplace una cantidad  $Q\Delta$  igual al desplazamiento inelástico.

1. El autor Bungale (Bungale, 2005 p. 425) recomienda calcular  $c$  con la fórmula:

$$c = \frac{L}{600 \times \left(\frac{Q\Delta}{H_m}\right)} \quad \text{ec. 35}$$

Donde:

$$Q\Delta = \delta_c \times C_d$$

El desplazamiento inelástico se puede obtener como el producto del desplazamiento elástico multiplicado por un factor de amplificación.

$C_d$

Es igual a 6 según la tabla 9.5.2.2 de ASCE, 2002.

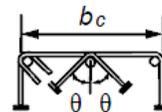
- ii. El elemento de refuerzo extremo tendrá el refuerzo transversal mínimo  $A_{sh}$  (que incluye grapas y estribos) igual a:

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) (f'_c/f_y) s b_c \quad \text{ec. 36}$$

Donde:

$b_c$

Dimensión del núcleo a flexocompresión, normal al refuerzo:



$A_g, A_c$                       área gruesa y área de concreto  
respectivamente

Y la separación de dicho refuerzo transversal será igual al menor de:

- La mitad del espesor del muro
- Seis veces el diámetro de la barra longitudinal más gruesa
- 150mm

c. Si no se requiere refuerzo extremo:

- i. Si la cuantía del refuerzo longitudinal del muro colocado en el entrepiso es mayor que  $\frac{28}{f_y}$ , se deberá colocar refuerzo transversal formado por estribos de diámetro no menor a 9.5mm. Que se extienda a una distancia igual al mayor de  $(c - 0.1L)$  y  $c/2$ . Y cuya separación será menor a 200mm.

3. Revisión por fuerza cortante

a. Resistencia del concreto a la fuerza cortante:

Si la relación  $\frac{H_m}{L} < 1.5$ :

$$V_{CR} = 0.85F_R\sqrt{f^*c} t L \quad \text{ec. 37}$$

b. Acero requerido en la dirección de la fuerza cortante:

$$p_m = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y t L} \quad \text{ec. 38}$$

c. Acero requerido en la dirección perpendicular a la fuerza cortante:

$$p_n = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{H_m}{L}\right)(p_m - 0.0025) \quad \text{ec. 39}$$

d. Separación máxima: 350 mm (y en dos capas si  $t \geq 150$  mm)

e. Fuerza cortante máxima admisible:

$$V_u < 2F_R t L \sqrt{f^* c} \quad \text{ec. 40}$$

4. Revisión por estado límite de servicio:

De conformidad con lo estipulado en las NTC-SISMO en su sección 1.8, se establece el desplazamiento lateral máximo permisible como:

$$\delta_{\text{lateral}} \leq H \times 0.006 \quad \text{ec. 41}$$

Además, se establece que las deformaciones laterales obtenidas con fuerzas sísmicas reducidas, deberán ser multiplicadas por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ .

## CAPÍTULO 3: GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA

### 3.1 GEOMETRÍA Y ESTRUCTURACIÓN

Se trata de un edificio nuevo cuya estructura es a base de muros de concreto reforzado. Dicho edificio tiene una planta rectangular de 60.2 X 25 metros y 5 niveles más un cajón de cimentación. Esta construcción es uno de tres módulos de geometría similar que en su conjunto forman la estructura completa. Sin embargo, los módulos están separados mediante juntas constructivas entre sí, por lo que sólo se analizará el módulo central de los tres existentes.

El uso del edificio será para albergar archivos, aunque su semisótano y algunas partes de los diferentes niveles también serán utilizadas como oficinas administrativas. A partir de la Planta Baja, la superestructura cuenta con una altura de 14.15 metros mientras que el nivel de desplante se ubica a 5.96 metros de profundidad incluyendo un semisótano y el cajón de cimentación.

La fachada estará constituida por elementos prefabricados de concreto armado dispuestos de manera lineal a cada metro de distancia en dos de las caras del edificio. Estos prefabricados estarán ubicados en todos los entrepisos y su altura abarcará toda la altura de los mismos. Dicha fachada generará una carga lineal de 1 tonf/m.

La estructuración principal del edificio está resuelta por medio de marcos planos principales en sus dos direcciones ortogonales, conformados por muros de concreto armado de 25 centímetros de espesor, los cuales se encuentran separados a cada 8.60 metros en el sentido longitudinal (lado largo) y a cada 25.0 metros en el sentido transversal (lado corto).

En las figuras 10 y 11 se ilustran la geometría en planta de los tres módulos juntos y del módulo en estudio únicamente.

REVISIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO A BASE DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL ALMACENAMIENTO DE ARCHIVOS

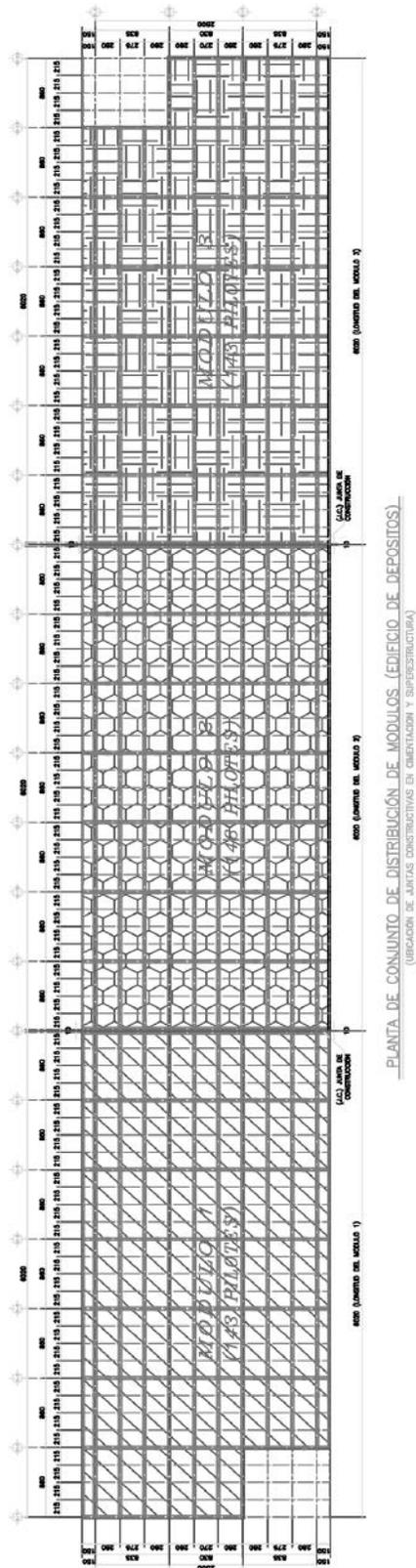


Figura 10: Vista en planta de los tres módulos.

# CAPÍTULO 3: GENERALIDADES DE LA ESTRUCTURA

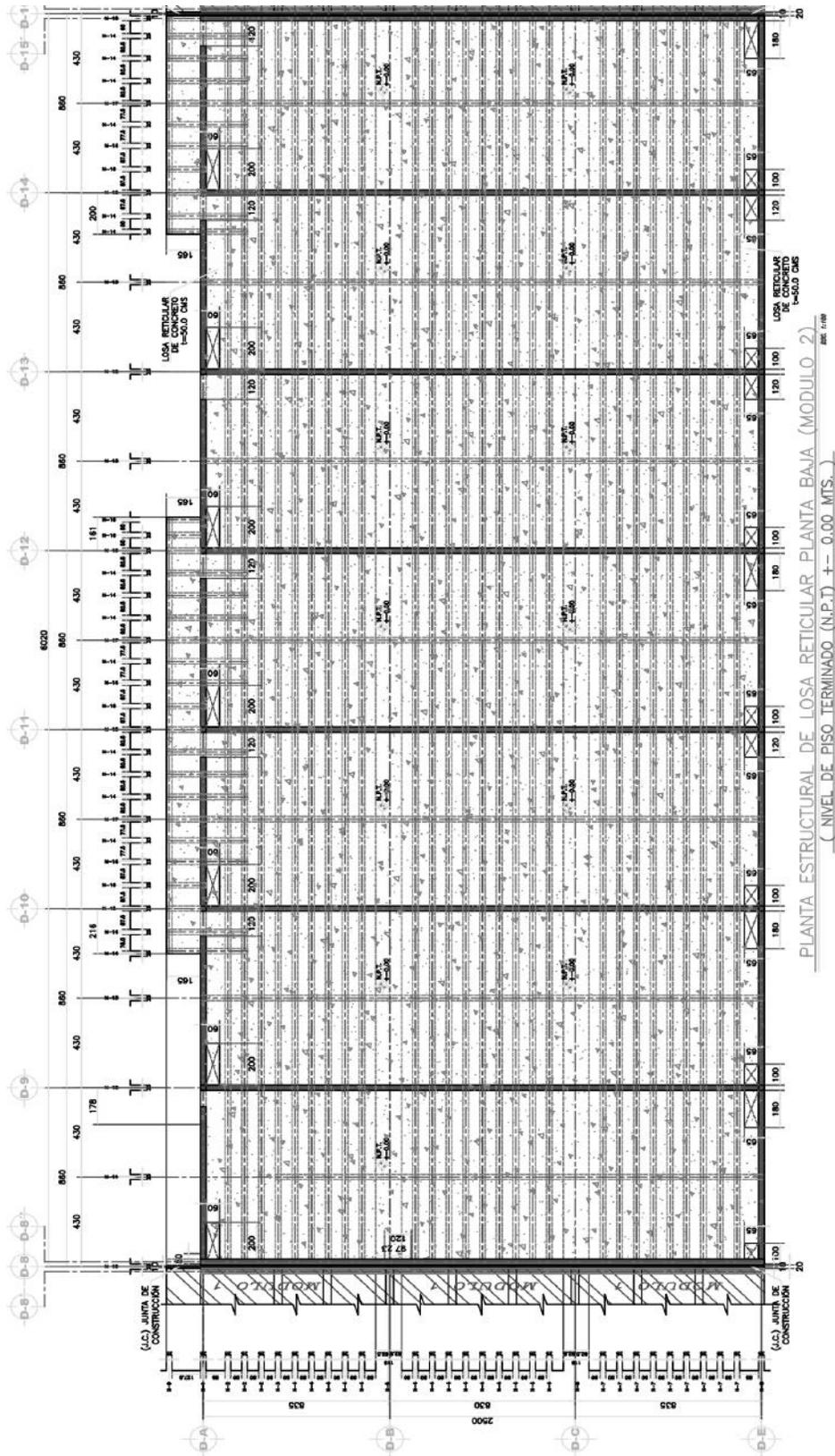


Figura 11: Planta estructural de la losa reticular de la planta baja.

REVISIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO A BASE DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL ALMACENAMIENTO DE ARCHIVOS

Con respecto a los sistemas de entrepiso, están resueltos por medio de una losa maciza de concreto armado de 10.0 centímetros de espesor soportadas por nervaduras longitudinales de 25X50 centímetros de sección separadas a cada 0.75 metros para los cuatro primeros entrepisos, mientras que en el nivel de azotea se dispone una distribución a cada 1.25 metros. Dichas nervaduras de carga se apoyan principalmente en los muros de carga y rigidez de concreto armado dispuestos en el sentido transversal para finalmente descargar a la cimentación. En lo que respecta a la cimentación del edificio esta fue resuelta por medio de un cajón de cimentación parcialmente compensado con una profundidad de 6.0 metros empotrado en el terreno, el cual consiste en una losa fondo y una losa tapa de concreto las cuales se rigidizan por medio de contratraves peraltadas sobre los ejes principales y en sus dos direcciones ortogonales. Dicho cajón de cimentación se complementa con una distribución uniforme de pilotes de fricción en toda el área para contrarrestar los efectos de asentamientos y hundimientos diferenciales a corto y largo plazo durante el periodo de vida útil del edificio. El corte en elevación de la estructura se aprecia en la figura 12.

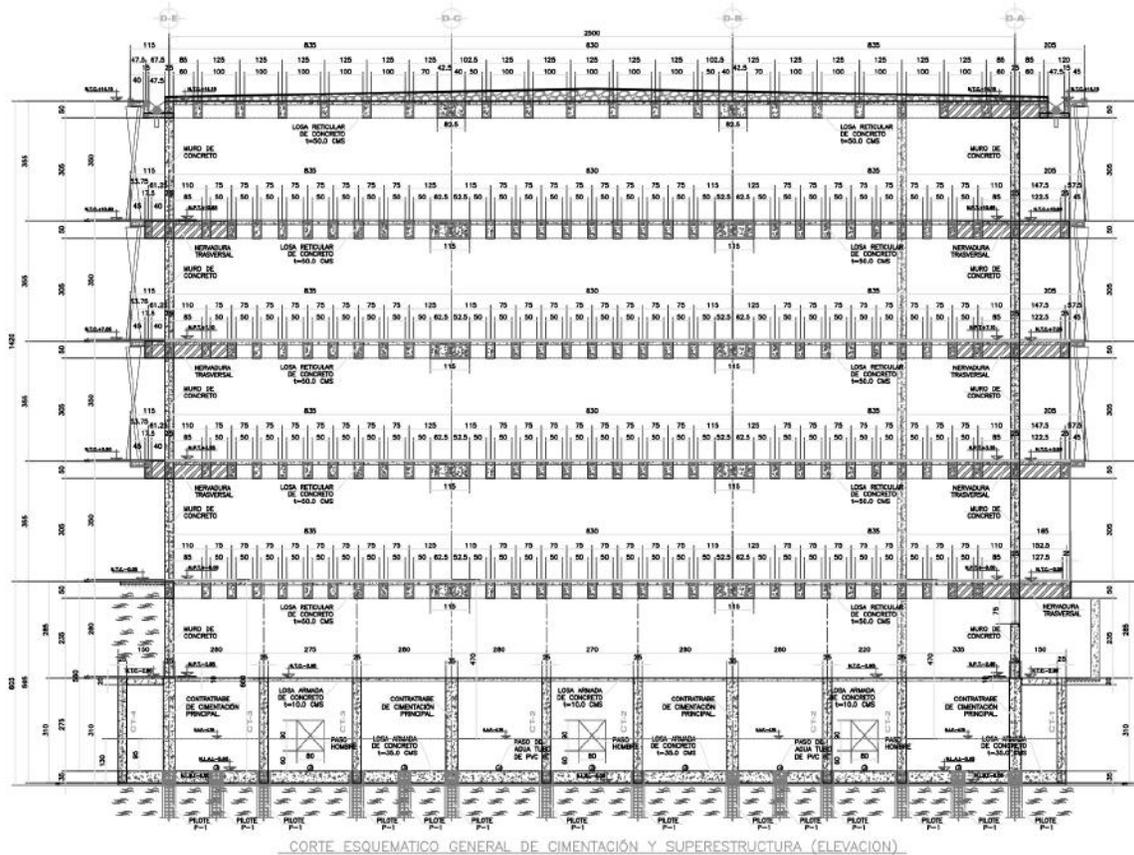


Figura 12: Vista en elevación de la estructura.

### 3.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para hacer una correcta revisión del edificio se requiere conocer las propiedades mecánicas reales de los materiales de construcción. Aunque las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto indican valores aproximados para la resistencia del concreto a la compresión uniaxial y su módulo de elasticidad, se tomó la decisión de obtener los parámetros reales debido a la importancia de la estructura.

En apego a las Normas Mexicanas NMX-C-169 y NMX-C-128 se extrajeron 44 corazones (especímenes) de concreto de 2 pulgadas de diámetro y se ensayaron en el Laboratorio de Estructuras y Materiales del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Las propiedades del concreto fueron obtenidas de esta manera y las del acero se tomaron como aquellas propiedades de diseño reportadas en la bitácora de la obra.

#### 3.2.1 EXTRACCIÓN DE CORAZONES CILÍNDRICOS

Se utilizó una extractora con broca de 2 pulgadas y punta de diamante. Dicha extractora contó con un sistema de lubricación a base de agua. Las características de la extractora permitían la extracción de especímenes tanto en posición vertical como horizontal, por lo que se decidió extraer muestras tanto de la losa como de los muros de concreto. Dichas muestras se espaciaron de tal manera que se obtuvieran el mismo número de muestras en cada uno de los tres módulos, excepto en la planta baja, donde debido a que ya comenzaba la ocupación del edificio fue imposible acceder a ciertas áreas.

En total se extrajeron 44 especímenes de concreto, cada uno con por lo menos 10 centímetros de largo para cuidar que relación altura/diámetro de los mismos fuera 2. De esta manera se minimizan las correcciones de los resultados de la prueba de compresión simple. Sin embargo, en la losa se tuvieron que extraer especímenes de mayor altura debido a que ahí se encuentra un firme de 5 centímetros cubriendo al concreto estructural.

La extracción de los especímenes se llevó a cabo con especial cuidado de no tocar el acero de refuerzo que se encontraba en los muros y nervaduras. Para esto, se utilizaron dos detectores de acero de refuerzo especializado que ayudaron a trazar la ubicación aproximada del refuerzo. Se encontró que el refuerzo estaba espaciado conforme lo estipulado en los planos estructurales. De esta manera se pudo trazar una cuadrícula para colocar la extractora en posición correcta.

Adicionalmente se intentó alternar los sitios de extracción, en ciertos depósitos se tomó una muestra de muro cerca de la entrada, en otros, la muestra del muro se tomó de un punto muy alejado de la entrada. Esto se explica mejor con el apoyo de la figura 13 en donde, con rectángulos se muestra la ubicación de las muestras de muro y con círculos la ubicación de las de losa. Adicionalmente, en la figura 14 se muestra como se colocó la perforadora y su operación.

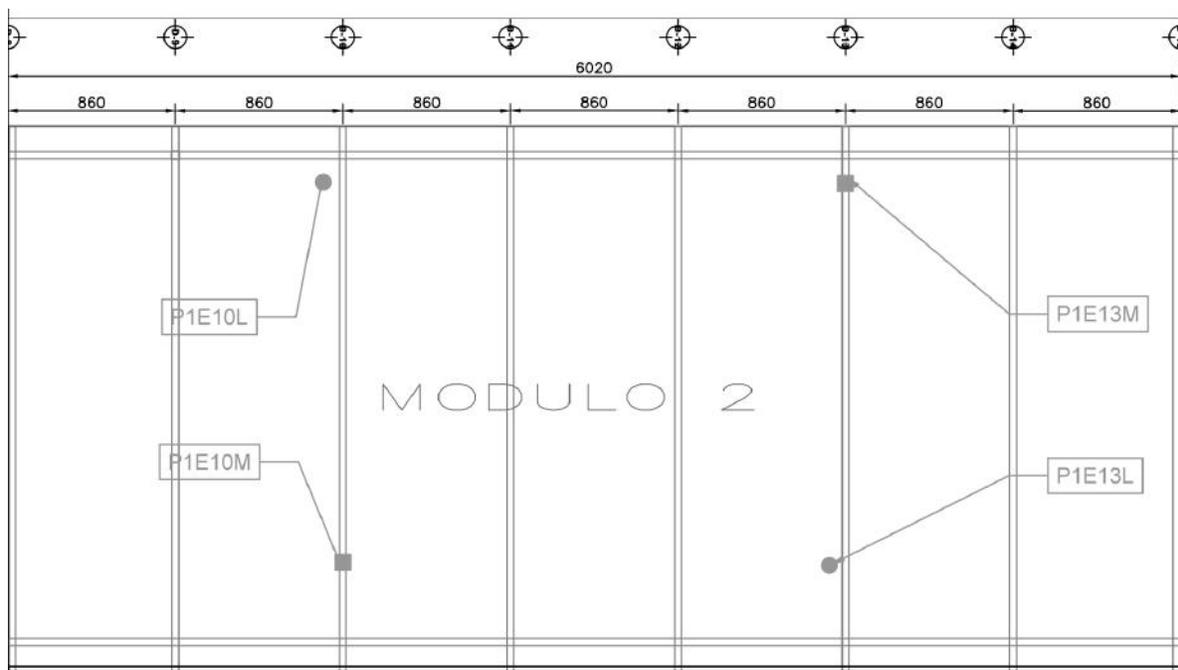


Figura 13: Ejemplo ilustrativo de la ubicación de 4 especímenes extraídos del módulo 2, primer nivel.



*Figura 14: Extractora en operación.*

### 3.2.2 OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD DE LOS CORAZONES CILÍNDRICOS

Una vez obtenidas las 44 muestras, se trasladaron al Laboratorio de Estructuras y Materiales ubicado en el Edificio 3 del Instituto de Ingeniería. Durante el traslado se dañó un espécimen perteneciente a la Planta Baja, por lo que se decidió no utilizarlo en los cálculos. A partir de las 43 muestras restantes se obtuvo el módulo de elasticidad del concreto por cada piso, definido como la relación que existe entre el esfuerzo y la deformación unitaria axial al estar sometido el concreto a esfuerzos de compresión dentro del comportamiento elástico.

Para lograrlo, se utilizó una máquina universal que, conforme a lo dictado por la NMX-X-083, cuenta con dispositivos para aplicar cargas a velocidad constante, con error menor o igual a 1% y que permiten aplicar dicha carga a fracciones de 250 kilogramos fuerza o menores. Durante la prueba, se requiere del uso de deformímetros, mismos que se fijan al núcleo mediante dos anillos metálicos. Los deformímetros, como su nombre lo indica, permiten medir la deformación del espécimen a lo largo de la prueba (Figura 15).

Previo al ensaye, las muestras tienen que ser acondicionadas, para esto se revisa que las bases sean planas y lisas, posteriormente se cabecean con azufre fundido y se miden todas sus dimensiones con una precisión de 0.5 milímetros.



*Figura 15: Espécimen listo para ser ensayado.*

Los datos correspondientes a la carga y deformación son capturados mediante una unidad de adquisición de datos. Con estos datos y con las dimensiones previamente obtenidas de cada uno de los especímenes, se traza la curva esfuerzo-deformación unitaria. Los pasos para obtener el módulo de elasticidad  $E$  a partir de ésta son los siguientes:

1. Se determina el esfuerzo  $S_1$ , en  $\text{kgf/cm}^2$  correspondiente a la deformación unitaria de 0.000 050.
2. Se determina el esfuerzo  $S_2$ , correspondiente al 40% del esfuerzo máximo.
3. Se determina la deformación unitaria  $e_2$  correspondiente al esfuerzo  $S_2$ .
4. Se determina el módulo de elasticidad, en  $\text{kgf/cm}^2$  con la ecuación 42.

$$E = \frac{S_2 - S_1}{e_2 - 0.000\ 050} \quad \text{Ec. 42}$$

De esta manera se obtuvieron el módulo de elasticidad, la resistencia a la compresión simple y el peso volumétrico de cada espécimen. En la figura 16, se muestra una curva típica de un ensaye, en la tabla 3, los resultados que se obtienen de dicha curva y, posteriormente en la tabla 4, un resumen con todos los resultados de las pruebas.

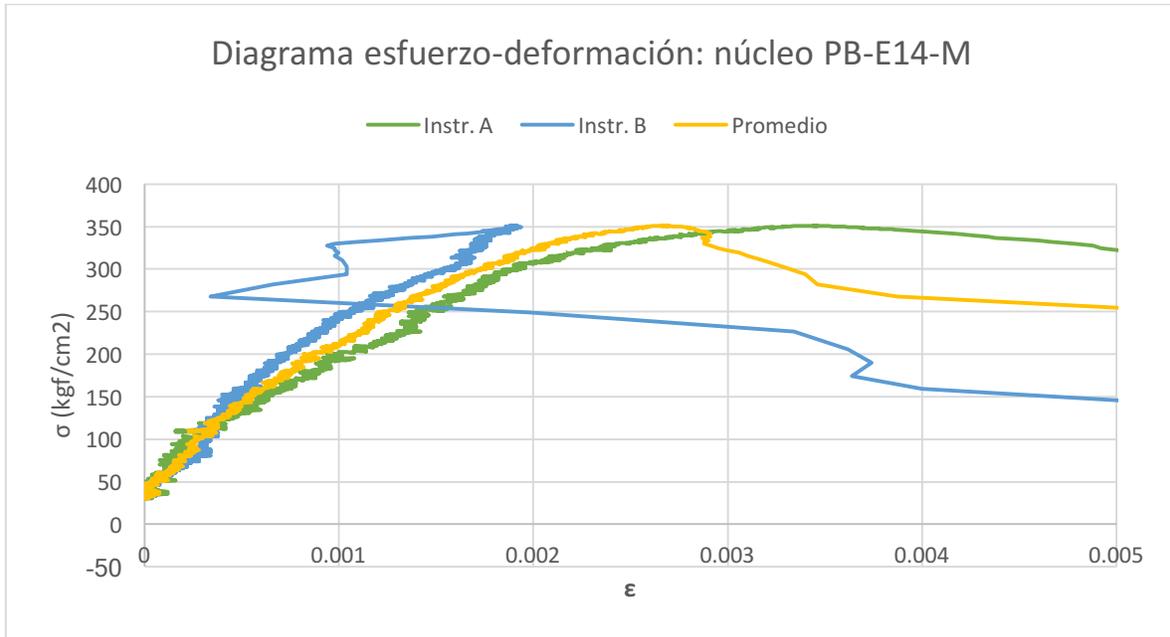


Figura 16: Obtención del módulo de elasticidad para un espécimen de ejemplo: PB-E14-M.

Tabla 3: Parámetros para encontrar el módulo de elasticidad del espécimen PB-E14-M.

		$S_1$	$\epsilon_1$	$S_2$	$\epsilon_2$
E=	216426.4704 kgf/cm <sup>2</sup>	49.50355	0.00005	140.40267	0.00047

REVISIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO A BASE DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL ALMACENAMIENTO DE ARCHIVOS

Tabla 4: Resultados de las pruebas de laboratorio.

	Núcleo	Módulo de elasticidad E (kgf/cm <sup>2</sup> )	Resistencia (kgf/cm <sup>2</sup> )	PESO VOL. (kg/m <sup>3</sup> )
Planta Baja	PB-E9-L	309,446.01	367.07	2234.38
	PB-E9-M	247,966.09	451.44	2236.88
	PB-E14-L	130,332.40	484.07	2326.82
	PB-E14-M	190,987.05	351.01	2183.86
	PB-E16-L	180,921.59	318.51	2207.17
	PB-E16-M	192,474.84	260.76	2102.24
	PB-E21-L	337,033.24	398.57	2209.23
	PB-E21-M			
Primer Piso	P1-E3-L	161,214.34	358.44	2199.66
	P1-E3-M	175,821.85	283.71	2129.35
	P1-E7-L	286,821.43	434.00	2232.38
	P1-E7-M	158,785.14	323.48	2113.09
	P1-E10-L	249,879.53	403.81	2231.62
	P1-E10-M	173,324.01	371.58	2134.46
	P1-E13-L	253,993.11	393.88	2193.34
	P1-E13-M	173,476.01	344.52	2103.03
	P1-E16-L	166,304.60	356.76	2180.11
	P1-E16-M	143,779.87	288.06	2112.84
	P1-E20-L	283,105.76	487.09	2247.52
	P1-E20-M	231,420.20	331.20	2201.75
Segundo Piso	P2-E4-L	163,722.27	458.19	2191.25
	P2-E4-M	250,170.95	353.82	2215.46
	P2-E5-L	287,327.97	472.42	2206.28
	P2-E5-M	175,701.24	268.76	2114.84
	P2-E11-L	212,180.50	333.64	2134.48
	P2-E11-M	169,370.99	333.79	2172.27
	P2-E12-L	218,016.30	389.29	2179.57
	P2-E12-M	162,733.64	269.86	2107.13
	P2-E18-L	227,802.00	347.81	2150.48
	P2-E18-M	167,219.88	296.41	2050.23
	P2-E19-L	177,793.57	260.42	2123.24
P2-E19-M	194,238.63	312.71	2158.30	
Tercer Piso	P3-E4-L	171,655.24	513.51	2225.06
	P3-E4-M	135,510.84	308.28	2095.50
	P3-E8-L	220,419.37	428.38	2119.87
	P3-E8-M	159,061.05	361.29	2123.08
	P3-E9-L	226,798.55	432.19	2215.08
	P3-E9-M	115,731.22	274.09	2123.00
	P3-E13-L	286,863.65	543.52	2283.70
	P3-E13-M	201,086.10	359.61	2121.73
	P3-E16-L	310,142.45	355.01	2211.95
	P3-E16-M	194,954.84	365.08	2153.65
	P3-E19-L	272,309.33	463.60	2199.52
P3-E19-M	157,145.40	332.77	2143.82	

CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### 4.1 GENERACIÓN DEL MODELO

El modelo numérico se realizó empleando el programa de análisis estructural ETABS. En general, el procedimiento que se sigue para diseñar una estructura en este programa consiste en una larga serie de pasos que se pueden resumir de la siguiente manera:

1. Revisión o definición de los materiales. Se busca con esto revisar las propiedades de los materiales más comunes que el programa incluye por defecto o la creación de materiales con características únicas.
2. Revisión o definición de secciones. Se generan las secciones transversales de los diferentes elementos estructurales, por ejemplo, secciones de vigas, columnas o losas.
3. Adición de patrones de carga y casos. Los patrones de carga indican la configuración de los diferentes tipos de acciones sobre la estructura, que pueden ser gravitacionales o accidentales. Los casos de carga son la manera en la que dichos patrones se aplican a la estructura, así, el usuario puede definir una variación lineal o no lineal, por ejemplo: para el presente proyecto, un tipo de caso importante es el de “respuesta espectral”, que simula los efectos un sismo mediante la definición del espectro de diseño de acuerdo a los lineamientos de las NTC-SISMO.
4. Adición de masa y combinaciones de carga. La masa de la estructura puede estar dada por su propio peso o por la combinación de diferentes cargas permanentes. Cualquiera que sea el caso, es importante definir en el programa cuál será la fuente que aporte la masa. Adicionalmente, se pueden definir las combinaciones de carga que se usarán en el diseño, o utilizar algunas preestablecidas por el programa.
5. Definición de la cuadrícula. Una cuadrícula tridimensional ayudará a dibujar la geometría de la estructura. La cuadrícula generalmente es tridimensional y se pueden definir diferentes sistemas para organizar la edición de la geometría del edificio.
6. Trazo de la geometría del modelo. Diferentes herramientas permiten trazar sobre la cuadrícula previamente definida las secciones con los materiales indicados. De esta

manera se pueden incluir trabes, columnas, paredes y losas de manera eficaz. Herramientas más avanzadas permitirán la modificación de los ejes locales de los elementos o la división automática de elementos planos para un análisis más exacto.

7. Asignación de cargas u otras características a los objetos. Los patrones de carga, por ejemplo, se pueden añadir uno a uno a losas, pero también es importante asignar diafragmas rígidos o semi-rígidos, si la modelación lo requiere.

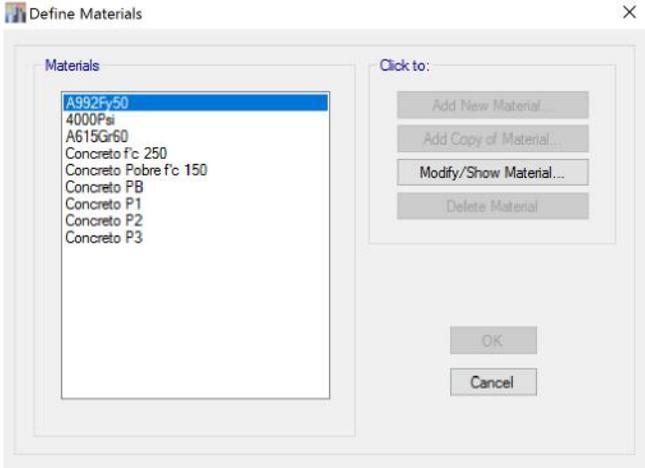
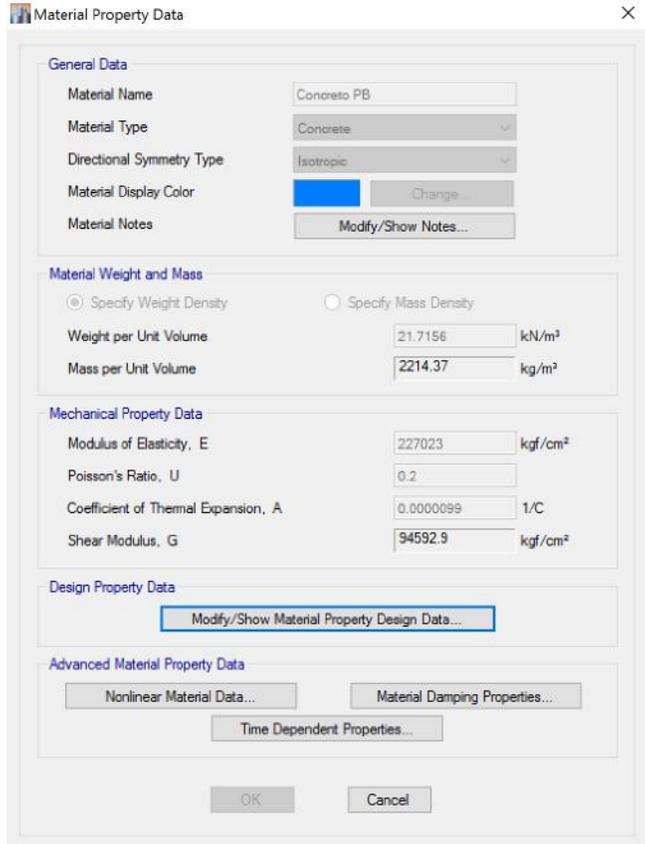
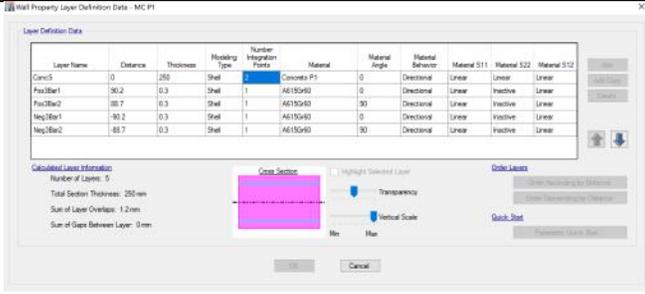
La correcta secuencia de dichos pasos y la constante comparación de la geometría con los planos de la edificación llevarán a un resultado congruente y fidedigno.

Para una comparación completa del comportamiento del edificio se generaron 3 modelos:

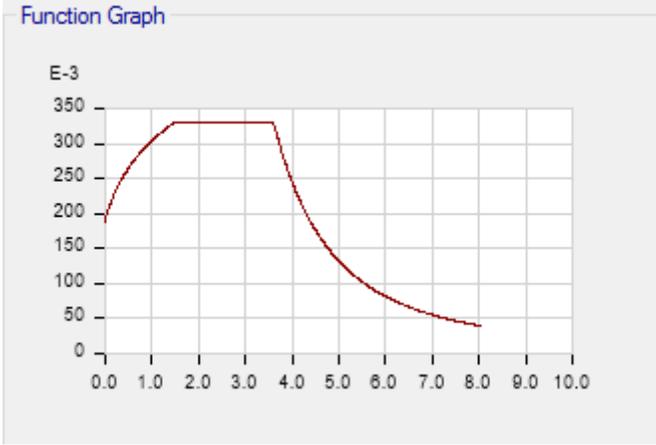
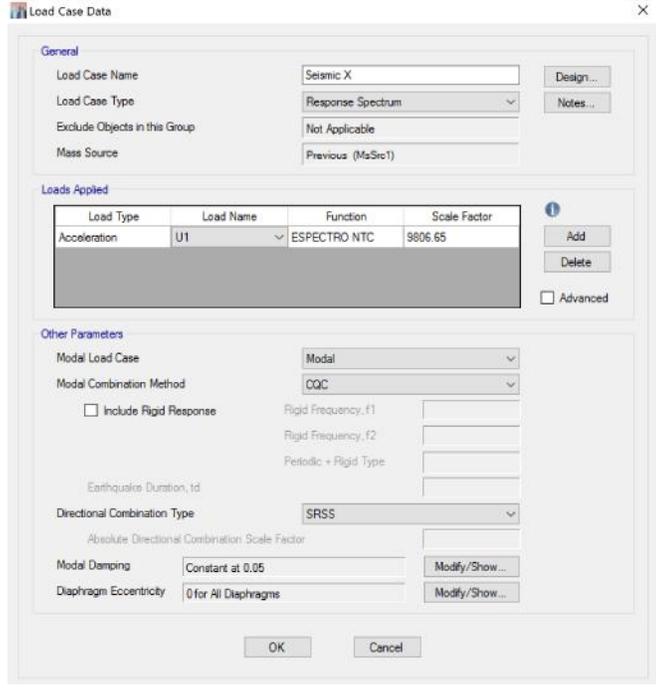
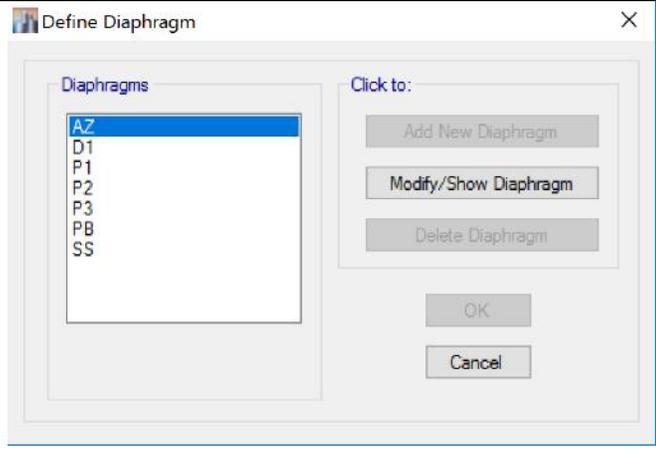
- a) Un modelo con base empotrada con las propiedades mecánicas de diseño teóricas, es decir, con una resistencia a compresión del concreto y un módulo de elasticidad de concreto iguales a los recomendados por las NTC-CONCRETO.
- b) Un modelo empotrado con las propiedades mecánicas reales de la estructura, obtenidas a través de pruebas de laboratorio.
- c) Un modelo con rigideces dinámicas en su base, con la finalidad de simular las propiedades del suelo y analizar los efectos de la interacción suelo-estructura.

El proceso del modelado de la edificación es largo, como se ha comentado, pero es importante hacer algunas aclaraciones específicas al respecto. Para entender mejor el comportamiento del mismo, se presenta una serie de imágenes extraídas del programa con una breve explicación de su importancia. Después, en las figuras 17 y 18 se mostrarán dos vistas tridimensionales del modelo matemático terminado.

REVISIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO A BASE DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL ALMACENAMIENTO DE ARCHIVOS

	<p>Para el modelo que toma en cuenta las diferentes propiedades mecánicas del concreto de cada piso, se incluyen 5 diferentes tipos del mismo: 4 obtenidas del laboratorio y una teórica recomendada por las NTC-CONCRETO. Ésta última es utilizada en los lugares donde no se hicieron extracciones de corazones, como la misma azotea o el semisótano.</p>
	<p>Para definir un concreto (en este caso se ilustra el de la planta baja) se ingresaron manualmente 3 propiedades clave obtenidas del análisis de laboratorio:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>Masa volumétrica</li> <li>Módulo de elasticidad</li> <li>Resistencia a la compresión</li> </ol> <p>Para otras propiedades, como la relación de Poisson o el coeficiente de expansión térmica, se tomaron valores recomendados a falta de datos de laboratorio.</p>
	<p>Tanto las losas como las paredes se modelaron como cascarones (Shell objects) para tomar en cuenta su rigidez fuera del plano, como lo hace un elemento plano en una estructura real.</p>

## CAPÍTULO 4: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

	<p>Los espectros de diseño se generaron de acuerdo a lo establecido por las NTC-SISMO y se importaron como archivos de texto. Aquí se ilustra el utilizado para el modelo con base empotrada.</p>
	<p>Se definen las dos aceleraciones del sismo (X y Y) por separado y se le pide al programa que las combine a través del método de Combinación Cuadrática Completa (CQC, por sus siglas en inglés).</p>
	<p>Se definió un diafragma rígido para cada nivel. Este diafragma se asigna a cada uno de los elementos cascarón que conforman la losa para garantizar que estos tengan un movimiento uniforme.</p>

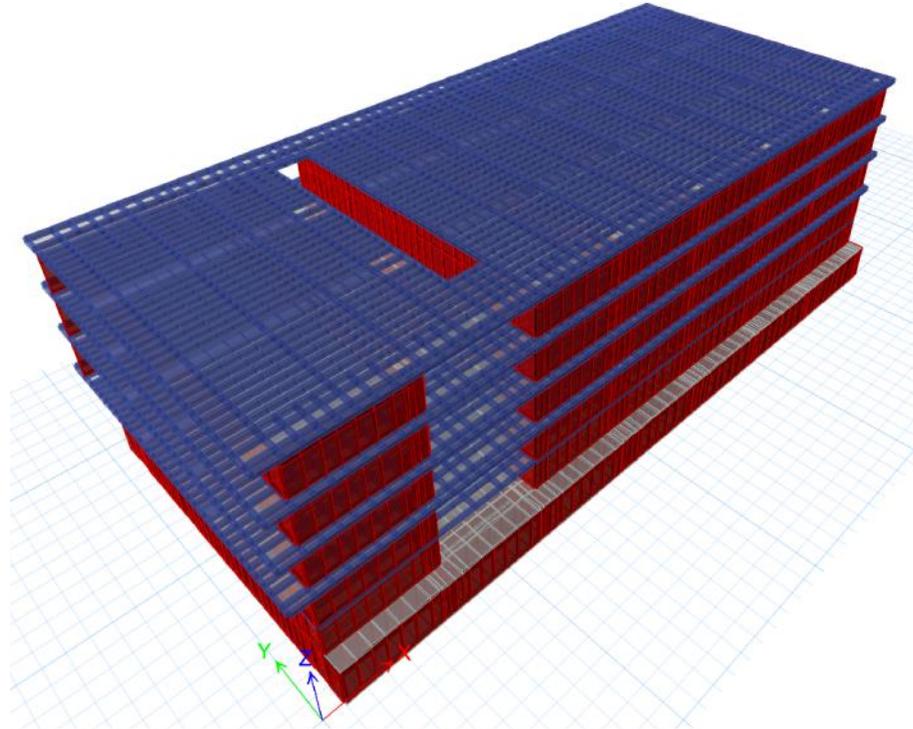


Figura 17: Vista tridimensional extruida del modelo matemático.

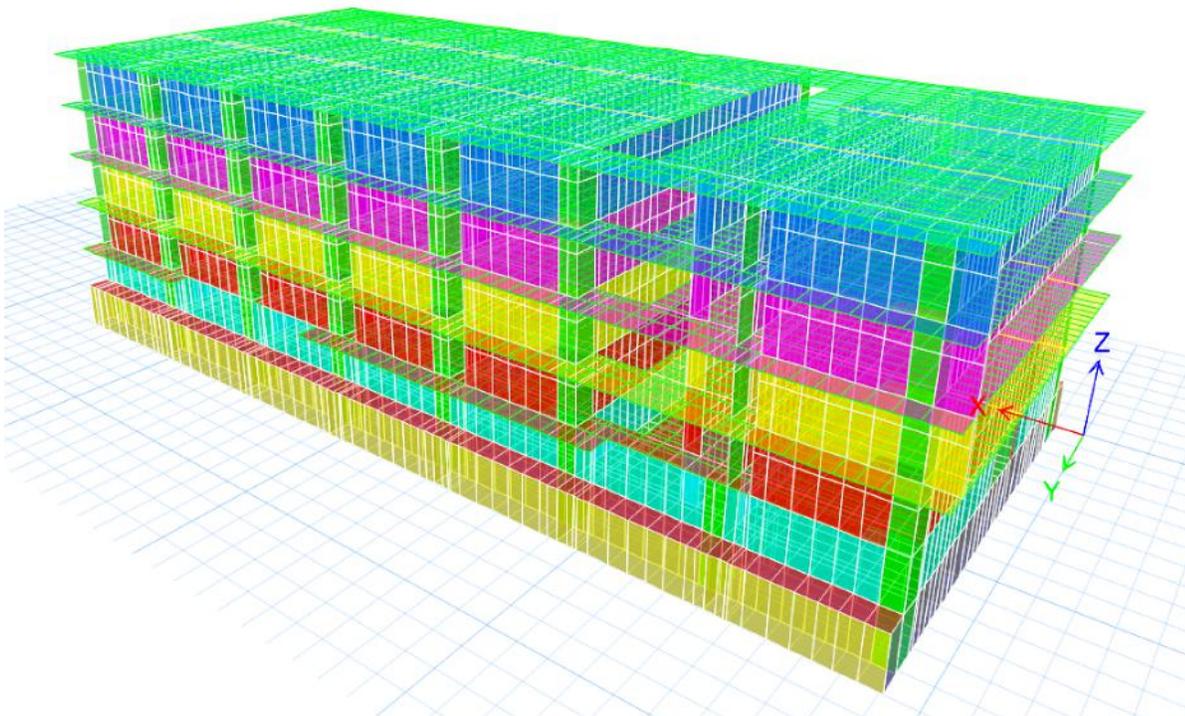


Figura 18: Vista del modelo en donde cada tono representa una sección de concreto diferente.

### 4.2 TIPOS DE CARGA

El Reglamento de Construcciones, en sus Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones contempla 3 categorías de acciones: permanentes, variables y las accidentales. Las permanentes son aquellas que obran de forma continua sobre la estructura. Las variables son las que tendrán una intensidad cambiante y las accidentales aquellas que ocurrirán en situaciones extraordinarias y por un periodo de tiempo muy corto.

Asimismo, se establece que las cargas permanentes se deberán considerar con su valor máximo posible, y las accidentales con un valor que corresponda a un evento con un periodo de retorno de 50 años. Sin embargo, para las acciones variables existen tres intensidades dependiendo del análisis que se pretenda ejecutar. La intensidad máxima se utilizará para el análisis por cargas gravitacionales, la instantánea se define como aquella de valor máximo probable durante un evento extraordinario que genere una acción accidental, la media como la carga promedio que actuará a lo largo de los años y se utilizará para estimar efectos de largo plazo y finalmente, la mínima que se tomará cuando el efecto de una acción variable sea favorable y generalmente se tomará como cero.

#### 4.2.1 ACCIONES PERMANENTES

En este rubro se tomaron en cuenta tanto el peso propio de la estructura y el de los elementos fijos que la acompañan. Sin embargo, solo fue necesario estimar la influencia de los últimos, puesto que el peso propio de los elementos estructurales lo calcula automáticamente el programa de análisis estructural ETABS.

Las cargas que se tienen en un entrepiso tipo se muestran en la tabla 5, mientras que las cargas que actúan sobre la azotea se encuentran en la tabla 6.

Tabla 5: Cargas actuantes en un entrepiso.

Concepto	W (kg/m <sup>2</sup> )
<b>Firme de concreto 5 cm</b>	120
<b>Plafón e instalaciones generales</b>	40
<b>Terminado de piso 5 cm</b>	120
<b>Carga adicional por reglamento</b>	40
<b>Total Carga Muerta</b>	320

Tabla 6: Cargas actuantes en la azotea.

Concepto	W (kg/m <sup>2</sup> )
<b>Entortado e impermeabilizante</b>	70
<b>Plafón e instalaciones generales</b>	40
<b>Relleno para pendiente de tezontle 15cm</b>	150
<b>Bases de concreto para equipos</b>	220
<b>Carga adicional por reglamento</b>	40
<b>Total Carga Muerta</b>	520

Además de estas cargas uniformemente distribuidas, se aplicó una carga lineal de 1 tonelada por metro lineal, en 2 de los bordes de los entrepisos para tomar en cuenta el peso de los elementos que componen a la fachada exterior, hechos de concreto reforzado.

#### 4.2.2 ACCIONES VARIABLES

Las cargas variables son las cargas vivas, mismas que tendrán una cierta variación con respecto al tiempo. En este caso, las acciones variables son principalmente debidas al acervo albergado en cada uno de los depósitos. Es importante observar que estos variarán poco ya que la extracción de documentos generalmente no será simultánea ni de consideración.

Por estas razones se determina que la carga viva accidental variará poco con respecto a la carga viva máxima. Éstas se calcularon tomando en cuenta el número de anaqueles esperados en cada depósito y la cantidad volumétrica de papel de alta densidad que pueden albergar. Ambas cargas vivas se muestran en la tabla 7.

Tabla 7: Cargas vivas actuantes.

<b>Tipo de planta</b>	<b><math>W_a</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>W_m</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
<i>Entrepiso tipo</i>	1350	1500
<i>Azotea</i>	70	100

#### 4.2.3 ACCIONES ACCIDENTALES

De acuerdo a la sección 2.4.1.a del apéndice A de las NTC-SISMO, se generaron los espectros de diseño sísmico reducidos, uno para la condición con base empotrada con un factor de amortiguamiento adicional  $\beta = 1$  y otro con  $\beta = 0.66$ , que considera los efectos de interacción suelo-estructura de acuerdo a la ecuación 43.

$$\beta = \begin{cases} \left( \frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + \left( \left( \frac{\zeta_e}{\tilde{\zeta}_e} \right)^\lambda - 1 \right) \frac{T_b}{\tilde{T}_e}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases} \quad \text{Ec. 43}$$

Donde:

$\zeta_e$	Es el amortiguamiento crítico para la condición de base empotrada igual a 0.05.	$\lambda$	Es un coeficiente que depende de la zona y para la zona 3 es igual a 0.6.
$\tilde{\zeta}_e$	Es el amortiguamiento efectivo del sistema, que	$\tilde{T}_e$	Es el periodo fundamental del sistema suelo-

se calculará a detalle en el capítulo 6.

estructura, calculado a detalle en el capítulo 6.

El cálculo de la obtención de los parámetros arriba mencionados se encuentra desglosado con detalle en el apéndice 1 del presente trabajo. Los espectros resultantes se ilustran en las figuras 19 y 20.

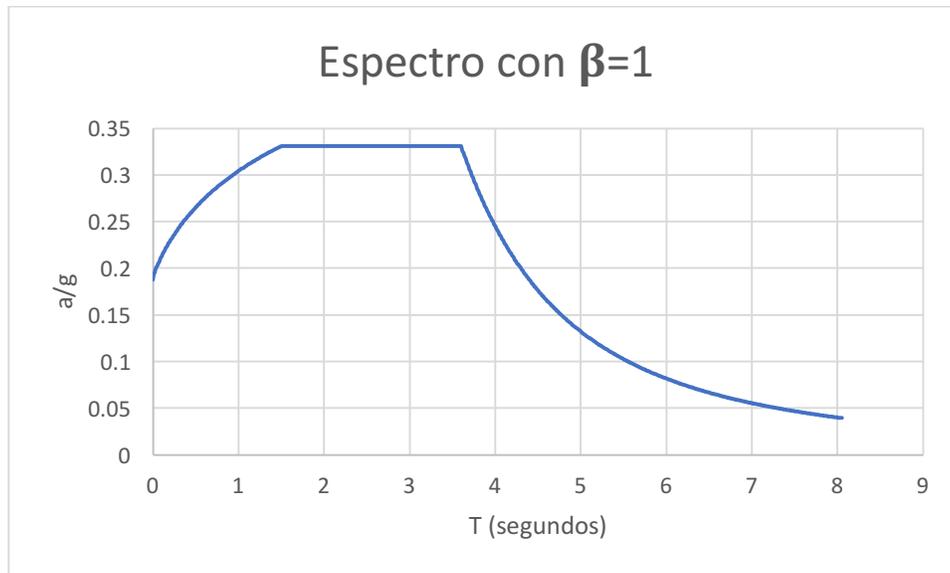


Figura 19: Espectro de diseño utilizado para obtener la respuesta sísmica del modelo con base empotrada.

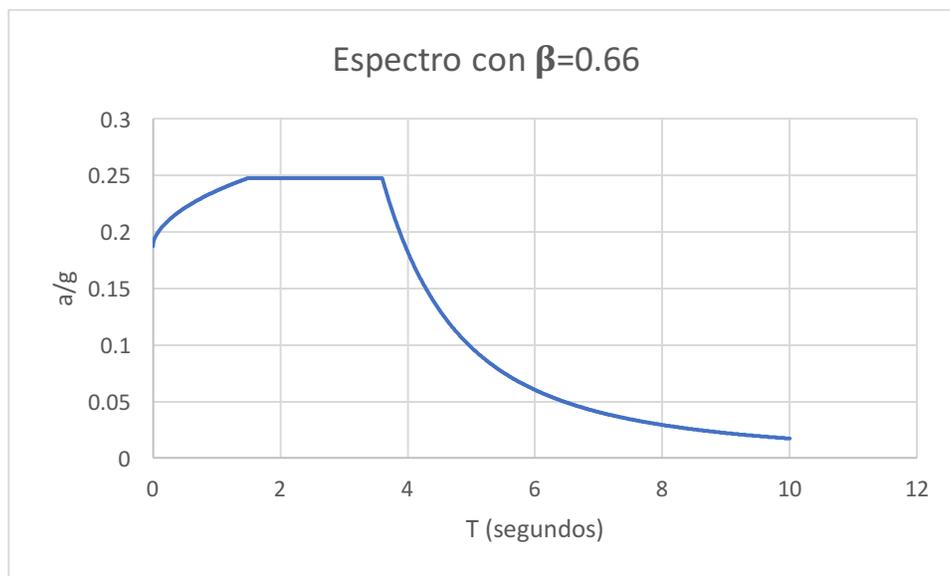


Figura 20: Espectro de diseño utilizado para obtener la respuesta sísmica del modelo con ISE.

4.3 COMBINACIONES DE CARGAS

En apego a lo establecido en las NTC-EDIFICACIONES referente a las diferentes combinaciones de carga que deberían considerarse y apoyándose en las NTC-SISMO que en su capítulo octavo y noveno hacen referencia a las medidas necesarias para tomar en cuenta los efectos bidireccionales, se establecen las combinaciones de carga de la tabla 8.

Tabla 8: Combinaciones de cargas

Combinación	PP	CM	CVa	CVm	SX	SY
Cmb1	1.5	1.5		1.5		
Cmb2	1.1	1.1	1.1		1.1	0.33
Cmb3	1.1	1.1	1.1		1.1	-0.33
Cmb4	1.1	1.1	1.1		-1.1	0.33
Cmb5	1.1	1.1	1.1		-1.1	-0.33
Cmb6	1.1	1.1	1.1		0.33	1.1
Cmb7	1.1	1.1	1.1		-0.33	1.1
Cmb8	1.1	1.1	1.1		0.33	-1.1
Cmb9	1.1	1.1	1.1		-0.33	-1.1

Donde:

PP = Peso Propio

CM = Carga Muerta

CVa = Carga Viva Accidental

CVm = Carga Viva Máxima

SX = Sismo en la dirección X

SY = Sismo en la dirección Y

## CAPÍTULO 5: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CON BASE EMPOTRADA

### 5.1 CRITERIOS GENERALES

Se ejecutó el análisis modal espectral como lo indican las NTC-SISMO con ayuda del programa de cómputo ETABS. Se calcularon los primeros 12 modos de vibrar, sin embargo, la suma de los factores de participación de masa en cada dirección no alcanzó un porcentaje de al menos 90% en la dirección X, por lo que se calcularon un mayor número de nodos para alcanzar este requerimiento.

### 5.2 PERIODOS DE VIBRACIÓN

Los resultados obtenidos se ilustran en la tabla 9.

*Tabla 9: Periodos y factores de participación para el modelo con base empotrada.*

<b>Modo</b>	<b>Periodo</b>	<b>% Part. En X</b>	<b>% Part. En Y</b>	<b>Suma en X</b>	<b>Suma en Y</b>
<b>1</b>	0.206	0.632	0.006	0.632	0.006
<b>2</b>	0.148	0.012	0.751	0.643	0.757
<b>3</b>	0.128	0.020	0.022	0.663	0.779
<b>4</b>	0.068	0.125	0.002	0.789	0.781
<b>5</b>	0.051	0.001	0.121	0.790	0.902
<b>6</b>	0.044	0.004	0.008	0.794	0.911
<b>7</b>	0.040	0.043	0.000	0.837	0.911
<b>8</b>	0.031	0.024	0.000	0.861	0.911
<b>9</b>	0.030	0.000	0.039	0.861	0.950
<b>10</b>	0.027	0.015	0.000	0.876	0.950
<b>11</b>	0.026	0.000	0.006	0.876	0.956
<b>12</b>	0.023	0.000	0.020	0.876	0.975
<b>13</b>	0.020	0.000	0.008	0.876	0.983
<b>14</b>	0.020	0.000	0.002	0.876	0.985
<b>15</b>	0.018	0.000	0.013	0.876	0.998
<b>16</b>	0.017	0.000	0.002	0.876	1.000
<b>17</b>	0.015	0.000	0.000	0.876	1.000
<b>18</b>	0.014	0.124	0.000	1.000	1.000

### 5.3 FORMAS MODALES

En las figuras 21 y 22 se muestran las formas modales de los primeros modos de vibrar en las direcciones X y Y respectivamente, además, en la figura 23 se muestra la forma modal para la torsión.

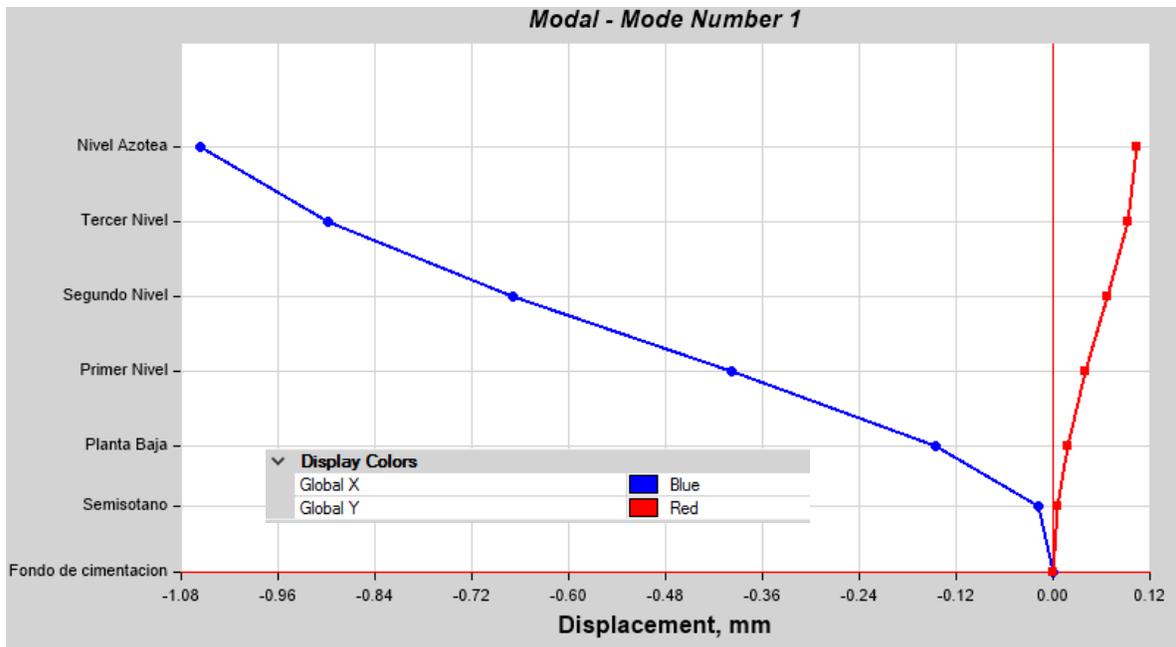


Figura 21: Forma modal para el primer modo de vibrar en la dirección X.

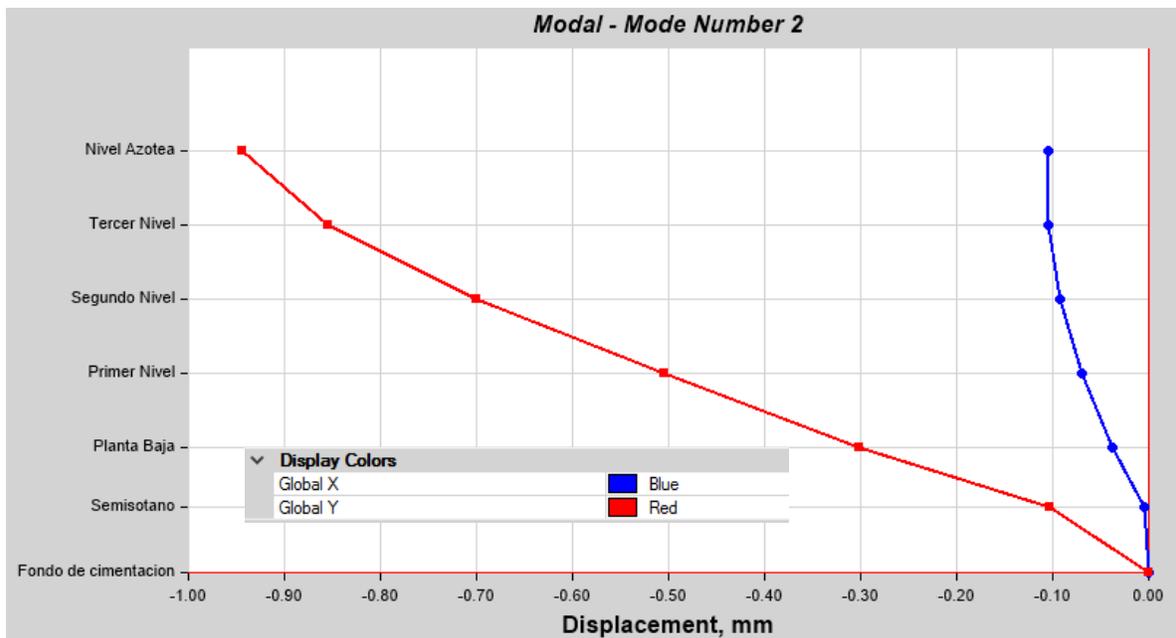


Figura 22: Forma modal para el primer modo de vibrar en la dirección Y.

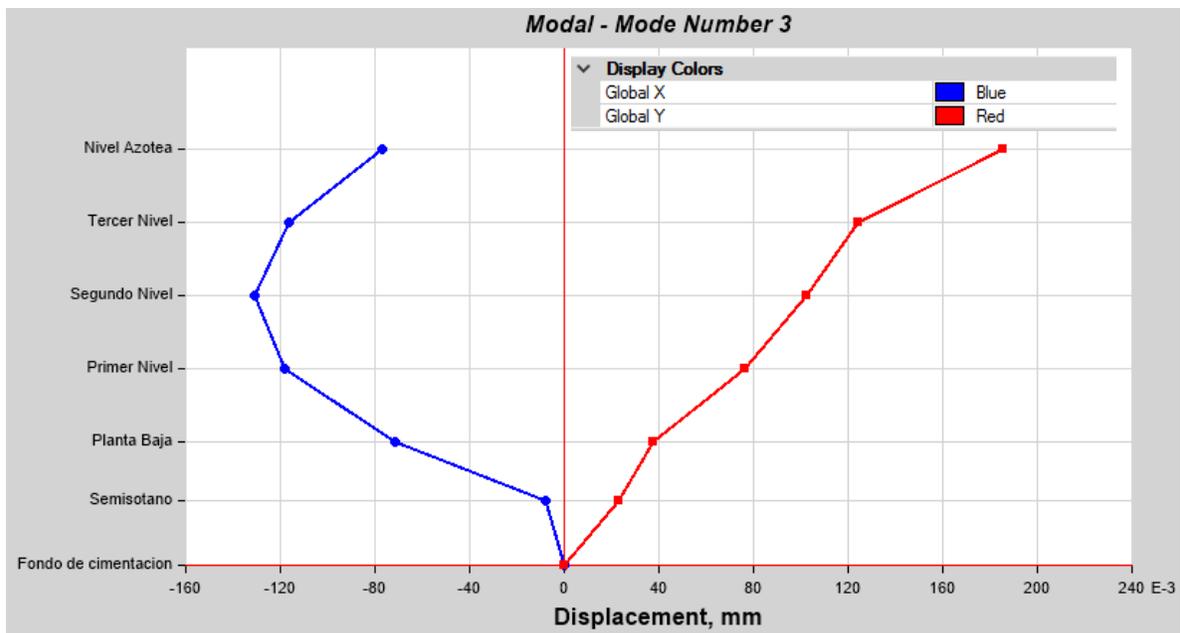


Figura 23: Forma modal para el primer modo de vibrar en torsión.

#### 5.4 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y CORTANTE MÁXIMO

El cortante basal dinámico en las dos direcciones de estudio, fue obtenido a través de ETABS. Para ello se eligieron las combinaciones de cargas número 2 y 6, siendo éstas las más desfavorables para cada dirección, respectivamente. El programa reporta la fuerza cortante acumulada desde la parte superior del edificio hasta la base, tanto para la dirección X y Y, respectivamente. Esto de acuerdo a lo establecido por las NTC-SISMO, que indica que para tomar en cuenta los efectos bidireccionales, se debe agregar un 30% de la fuerza sísmica en la dirección perpendicular al análisis. Es por esto que la fuerza cortante total será una resultante de las dos fuerzas calculadas por el programa. En la tabla 6 se muestran los resultados obtenidos.

REVISIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA CON Y SIN EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA DE UN EDIFICIO A BASE DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO PARA EL ALMACENAMIENTO DE ARCHIVOS

Tabla 10: Fuerzas cortantes en las dos direcciones de estudio. Columnas 2,3,6 y 7: Fuerzas en el entrepiso calculadas por ETABS acumuladas desde la azotea hasta la base. Columnas 4 y 8: Resultantes. Columnas 5 y 9: Fuerza cortante en cada entrepiso individual.

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	VX	VY	Resultante (acumulada)	Relativa (de entre piso)	VX	VY	Resultante (acumulada)	Relativa (de entre piso)
	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
6	1445.2	383.6	1495.2	<b>1495.2</b>	394.1	1406.6	1460.8	<b>1460.8</b>
5	3229.4	844.3	3338.0	<b>1842.8</b>	880.8	3095.7	3218.5	<b>1757.8</b>
4	4025.7	1045.9	4159.4	<b>821.4</b>	1097.9	3834.9	3989.0	<b>770.5</b>
3	4618.7	1196.3	4771.2	<b>611.8</b>	1259.7	4386.5	4563.7	<b>574.7</b>
2	5007.4	1298.2	5172.9	<b>401.8</b>	1365.6	4760.2	4952.2	<b>388.5</b>
1	5200.6	1347.3	5372.3	<b>199.4</b>	1418.4	4940.0	5139.6	<b>187.4</b>
			<b>SUMA=</b>	<b>5372.3</b>			<b>SUMA=</b>	<b>5139.6</b>

La suma de las columnas de fuerza cortante relativa ó de entrepiso, representa el cortante basal en las dos direcciones de estudio ( $V_x$  y  $V_y$ ). Dichas fuerzas cortantes basales tienen que ser mayores a:

$$V_{0x} = 0.8a_x \frac{W_0}{Q'_x} = 5398.45 \text{ tonf}$$

$$V_{0y} = 0.8a_y \frac{W_0}{Q'_y} = 5181.71 \text{ tonf}$$

Donde  $W_0$  es el peso de la estructura y es la suma de los pesos de los entrepisos que se muestran en la tabla 11.

Tabla 11: Obtención del peso total de la estructura.

Nivel	Altura (m)	Peso (tonf)
6	20.15	3384.39
5	16.6	5273.58
4	13.05	5271.44
3	9.5	5281.52
2	5.95	4895.49
1	3.1	5135.17
	$W_0=$	29241.59

CAPÍTULO 5: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CON BASE EMPOTRADA

Los parámetros  $a$  y  $Q'$ , también necesarios para esta revisión, se obtienen del espectro de diseño del apéndice A de las NTC-SISMO con  $\beta = 1$  y se muestran en la tabla 12.

*Tabla 12: Parámetros para la revisión del cortante basal.*

Dirección	T (seg)	a	Q'
<b>X</b>	0.21	0.522	2.262
<b>Y</b>	0.15	0.480	2.167

Se observa que las fuerzas cortantes basales son un poco menores a las recomendadas, por lo que todos los desplazamientos en esas direcciones se multiplican por un factor:

$$\frac{V_{0x}}{V_x} = 1.005$$

$$\frac{V_{0y}}{V_y} = 1.008$$

### 5.5 DISTORSIONES MÁXIMAS

Un parámetro importante para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura, es la medición de la distorsión lateral máxima que se presenta en su punto más alto. Esta distorsión es la diferencia de posición lateral con respecto a la base. Además, es importante obtener el desplazamiento lateral en cada entrepiso. Los resultados calculados por ETABS se encuentran en la tabla 13, tanto para la dirección X como para la dirección Y.

*Tabla 13: Desplazamiento en dirección X y Y calculados por ETABS.*

Nivel	Altura de entrepiso (mm)	Desplazamiento Absoluto en X (mm)	Desplazamiento Relativo en X (mm)	Desplazamiento Absoluto en Y (mm)	Desplazamiento Relativo en Y (mm)
<b>6</b>	3550	4.334	0.629	2.723	0.344
<b>5</b>	3550	3.705	0.740	2.379	0.495
<b>4</b>	3550	2.965	0.971	1.884	0.586
<b>3</b>	3550	1.994	1.379	1.298	0.565
<b>2</b>	2850	0.615	0.528	0.733	0.491
<b>1</b>	3100	0.087	0.087	0.242	0.242
<b>0</b>	0	0	0	0	0

Sin embargo, dichos desplazamientos tienen que ser multiplicados por el factor de comportamiento sísmico utilizado  $Q = 2$  y además por los factores de corrección en ambas direcciones de acuerdo a la subsección anterior (1.005 en la dirección X y 1.008 en la dirección Y). Los desplazamientos finales así como la distorsión de entrepiso, calculada como el desplazamiento de entrepiso dividido entre la altura de dicho entrepiso, se muestran en la tabla 14.

Tabla 14: Desplazamientos y distorsiones de entrepiso máximos en las dos direcciones de estudio.

Nivel	Altura (mm)	Dirección X			Dirección Y		
		Desplazamiento Total (mm)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Distorsión de entrepiso	Desplazamiento Total (mm)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Distorsión de entrepiso
6	3550	8.71134	1.26429	0.000356138	5.489568	0.693504	0.000195353
5	3550	7.44705	1.486998	0.000418873	4.796064	0.99792	0.000281104
4	3550	5.960052	1.951911	0.000549834	3.798144	1.181376	0.000332782
3	3550	4.008141	2.771991	0.000780843	2.616768	1.13904	0.000320856
2	2850	1.23615	1.061481	0.000372449	1.477728	0.989856	0.000347318
1	3100	0.174669	0.174669	5.63448E-05	0.487872	0.487872	0.000157378

Se aprecia que ninguna distorsión de entrepiso llega a la distorsión de 0.002 establecida como el estado límite de falla en el apartado A.4 de las NTC-SISMO. A partir de la última tabla se pueden graficar las distorsiones de entre piso (figura 24) y los desplazamientos máximos (figura 25) en ambas direcciones, donde se observa que las distorsiones y los desplazamientos máximos fueron mayores para la dirección X, correspondiente a la dirección paralela a la cara más alargada del edificio.

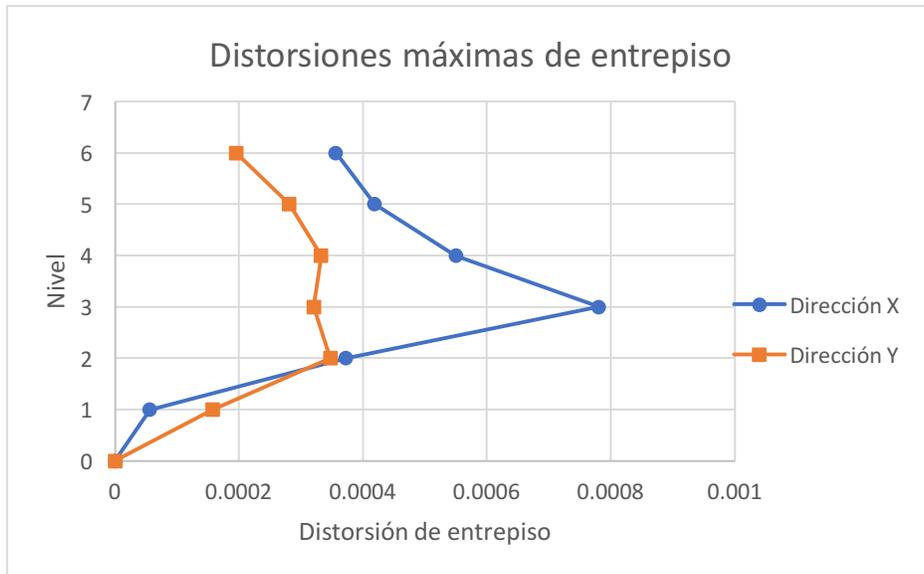


Figura 24: Distorsiones de entrepiso para las dos direcciones en estudio.

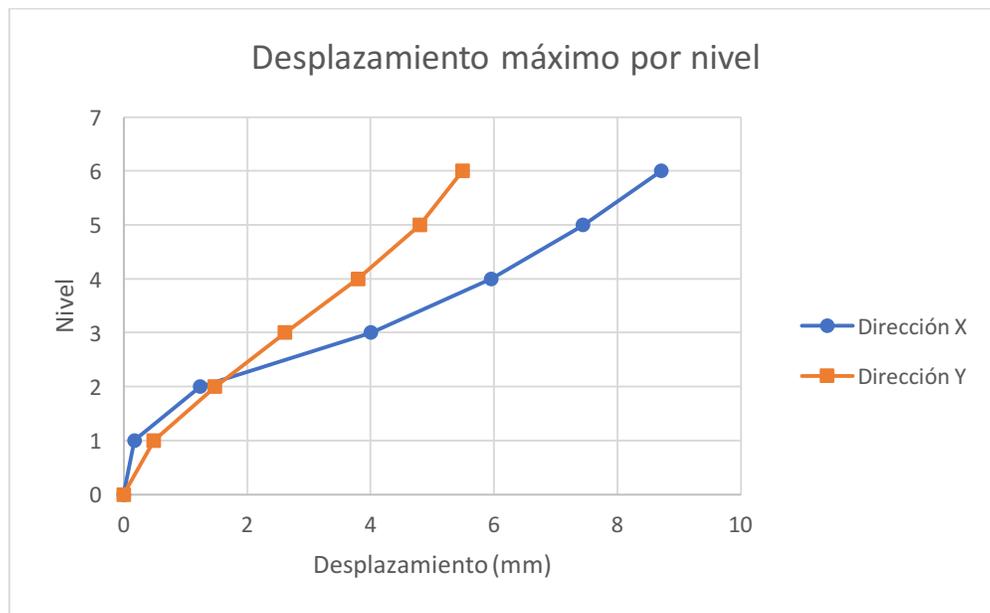


Figura 25: Desplazamientos máximos en ambas direcciones de análisis.

### 5.6 ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS DE DISEÑO

Son de interés las fuerzas cortante y axial y los momentos flexionantes y torsionantes que se presentan en los diferentes elementos de la estructura. A partir del modelo matemático, se determinó que los más desfavorables se presentan en los entrepisos y para ejemplo se tomaron los del primer nivel. En las figuras 26, 27 y 28, se presentan una vistas generales de la distribución de dichos elementos mecánicos.

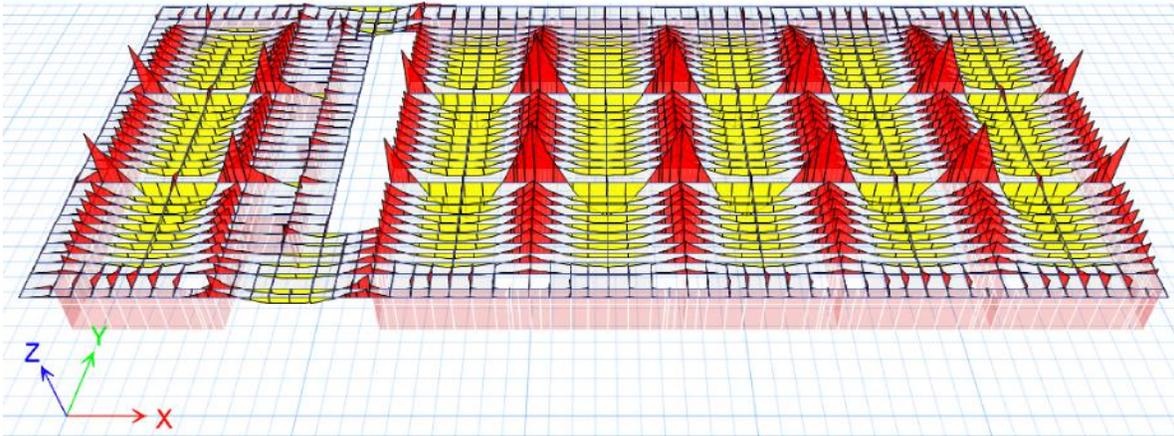


Figura 26: Distribución del momento flexionante en las nervaduras del primer nivel.

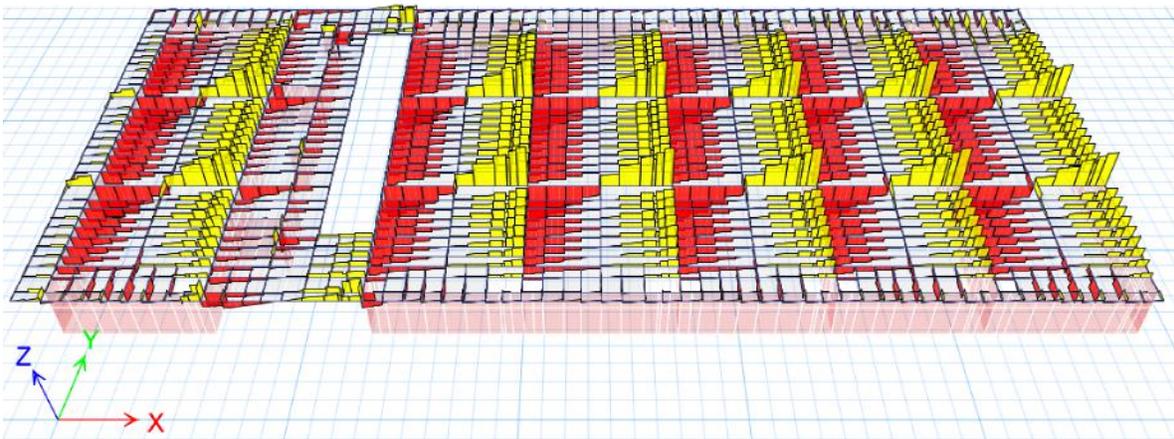


Figura 27: Distribución de la fuerza cortante en las nervaduras del primer nivel.

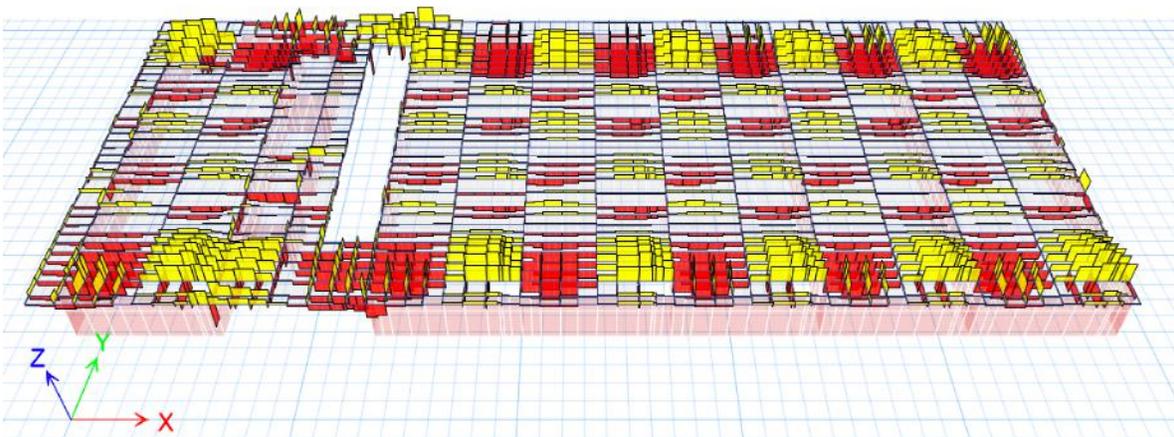


Figura 28: Distribución del momento torsionante en las nervaduras del primer nivel.

CAPÍTULO 5: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CON BASE EMPOTRADA

---

ETABS permite visualizar de forma tabular los elementos mecánicos de cada nervadura principal o secundaria, utilizando esta función, se extrajeron los elementos mecánicos últimos de diseño para las nervaduras, una principal y una secundaria y se muestran en la tabla 15.

*Tabla 15: Elementos mecánicos últimos en nervaduras.*

<b>Tipo de nervadura</b>	<b>Elemento mecánico</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidades</b>
<b>Principal</b>	Momento positivo	32 237	<i>kgf * m</i>
<b>Principal</b>	Momento negativo	54 625.7	<i>kgf * m</i>
<b>Principal</b>	Fuerza cortante	30 924.1	<i>kgf</i>
<b>Principal</b>	Momento torsionante	197.0	<i>kgf * m</i>
<b>Secundaria</b>	Momento positivo	8 973.5	<i>kgf * m</i>
<b>Secundaria</b>	Momento negativo	16 079.7	<i>kgf * m</i>
<b>Secundaria</b>	Fuerza cortante	9 869.3	<i>kgf</i>
<b>Secundaria</b>	Momento torsionante	1 423.5	<i>kgf * m</i>

Adicionalmente, se extrajeron también los elementos mecánicos de dos muros, uno interior y otro exterior. Se reproducen a continuación las distribuciones de la fuerza cortante para dichos muros desde la base hasta el nivel azotea (figuras 29 y 30).

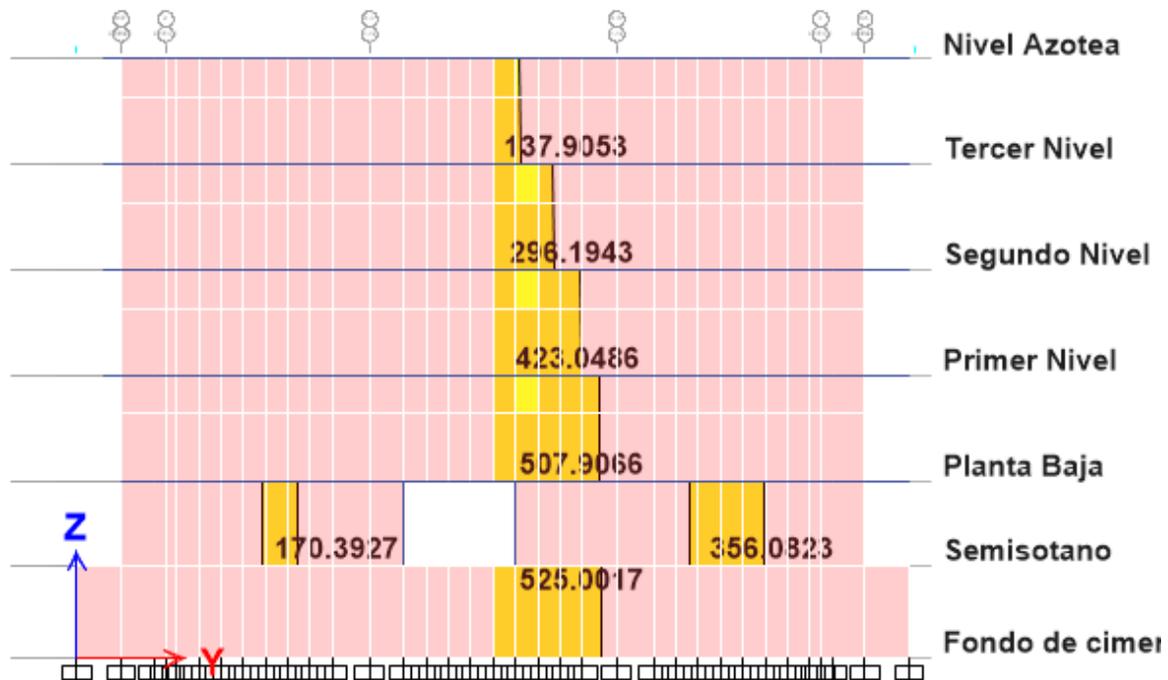


Figura 29: Fuerzas cortantes (tonf) en el muro interior para la condición de base empotrada.

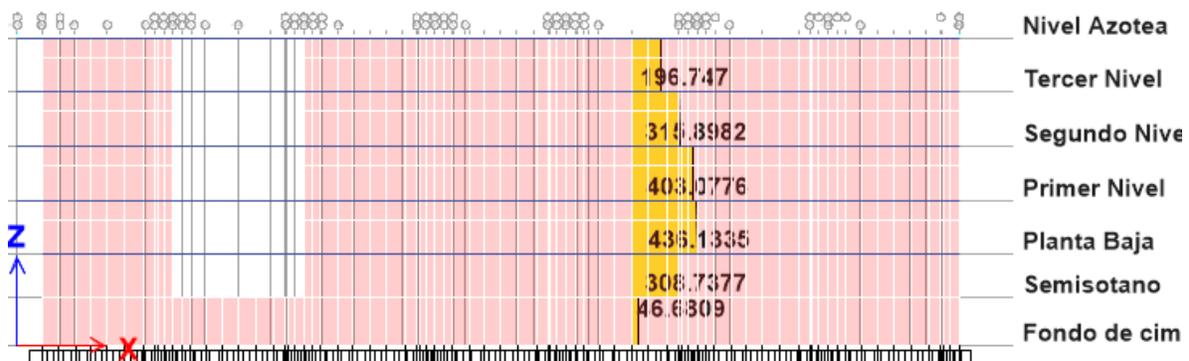


Figura 30: Fuerzas cortantes (tonf) en el muro exterior para la condición de base empotrada.

Los elementos mecánicos últimos de diseño, obtenidos mediante el software de análisis estructural, se muestran en la tabla 16. En este caso se elige el muro interior de la Planta Baja puesto que, aunque hay una contratrabe con mayor cortante, se busca analizar un muro cuyas propiedades mecánicas se conozcan (de la sección 3.2).

*Tabla 16: Elementos mecánicos últimos en los muros.*

MURO	ELEMENTO MECÁNICO	VALOR	UNIDADES
INTERNO	$M_u$	3 233 922.3	$kgf * m$
INTERNO	$P_u$	1 722 077.5	$kgf$
INTERNO	$V_u$	507 906.6	$kgf$
EXTERNO	$M_u$	532 164.9	$kgf * m$
EXTERNO	$P_u$	365 589.2	$kgf$
EXTERNO	$V_u$	436 133.5	$kgf$

### 5.7 REVISIÓN DEL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Conforme a lo establecido en los criterios de diseño, se busca comprobar que tanto las dimensiones de los elementos como el posicionamiento y cuantificación del acero de refuerzo cumplan con lo mínimo requerido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Se seguirán las fórmulas expuestas y métodos recomendados por las NTC-CONCRETO, descritas a detalle previamente en el capítulo 2.

#### 5.7.1 MUROS

Los elementos mecánicos de diseño se encuentran en el mismo nivel para los dos muros, debido a esto, las constantes que se utilizarán son las siguientes:

$f'_{c_{PB}} = 375.92 \frac{kgf}{cm^2}$ $f^*_{c_{PB}} = 0.8 \times f'_{c_{PB}} = 319.5 \frac{kgf}{cm^2}$	<p>Donde:</p> <p><math>f'_{c_{PB}}</math> es la resistencia a compresión del concreto obtenida con pruebas de laboratorio</p> <p><math>f^*_{c_{PB}}</math> es la resistencia nominal que es superada por el 98% del concreto</p>
--	--

$f''_{c_{PB}} = 0.85 \times f^*_{c_{PB}} = 271.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\beta_{1PB} = 0.65$ $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	<p><math>f''_{c_{PB}}</math> es la resistencia a compresión cuando se alcanza la falla en la sección a una distancia <math>\beta_1</math> de su eje neutro</p> <p><math>f_y</math> es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo</p>
---	---

### 5.7.1.a MURO INTERIOR

#### 1. Datos básicos.

$$L = 25m \text{ (longitud del muro)}$$

$$t = 0.25m \text{ (espesor del muro)}$$

$$H_m = 3.55m \text{ (altura del muro)}$$

$$z = 1.2 H_m = 4.26m \text{ (brazo efectivo)}$$

$$A_s = 240.2 \text{ cm}^2 \text{ (Acero en tensión del muro)}^1$$

#### 2. Resistencia a la flexocompresión. Los resultados se muestran en la tabla 17.

Tabla 17: Revisión de la resistencia a la flexión.

<b>Descripción:</b>	<i>Primera condición de aplastamiento</i>	<i>Momento resistente</i>	<i>Colocación de refuerzo vertical</i>
<b>Ecuación:</b>	ec. 32	ec. 33	Sección 2.8.3.b (1-b)
<b>Resultados:</b>	1 722 077.5 < 4 933 950 <i>kgf</i>	3 233 922.3 < 3 867 892.6 <i>kgf * m</i>	Las barras verticales tienen que ir de extremo a extremo a una separación menor a 80 cm
<b>Revisión:</b>	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

<sup>1</sup> En este rubro,  $A_s$  se refiere al acero a tensión, compuesto por la aportación del cabezal, que consta de 14 barras del #6 más el acero longitudinal que no aporta al cortante (316.7-156.3cm<sup>2</sup>)

3. Refuerzo en los extremos.

Utilizando la ecuación 34, se obtiene que  $\frac{P_u}{A} + \frac{6M_u}{tL^2} = 39.97 < 0.2f'c$ , por lo tanto no se requiere refuerzo en los extremos.

Puesto que el porcentaje de acero longitudinal (vertical) es:  $p = \frac{316.7cm^2}{62500cm^2} = 0.0050672 < 0.0066$  tampoco requiere refuerzo transversal.

Sin embargo la estructura si tiene refuerzo en los extremos lo que lo convierte en un muro diseñado conservadoramente.

4. Resistencia a la fuerza cortante.

El cortante que resiste el concreto está dado por la ecuación 37, resultando  $V_{CR} = 759\ 668.9kgf$ . Puesto que es mayor a  $V_u$ , utilizará el acero mínimo (tabla 18).

*Tabla 18: Revisión de la resistencia a la fuerza cortante.*

Dirección	Número de varillas	Acero real colocado <i>cm</i> <sup>2</sup>	Acero requerido (ecs. 38 y 39) <i>cm</i> <sup>2</sup>	Resultado
Paralela (horizontal)	30 #3	22	22	CUMPLE
Perpendicular (vertical)	250 #4	316.7	156.3	CUMPLE

La separación del refuerzo horizontal es de 25 centímetros y el vertical está colocado a cada 20 centímetros, como lo confirma la figura 31, por lo que se confirma que también cumple con la separación máxima de 30 centímetros.

Finalmente, se revisa que la fuerza cortante no exceda el valor máximo siguiente:

$$V_u < 2F_R A_{cm} \sqrt{f^*c} \text{ (ec. 40)}$$

$$507\ 906.6 < 1\ 787\ 456.3 \therefore \text{CUMPLE}$$

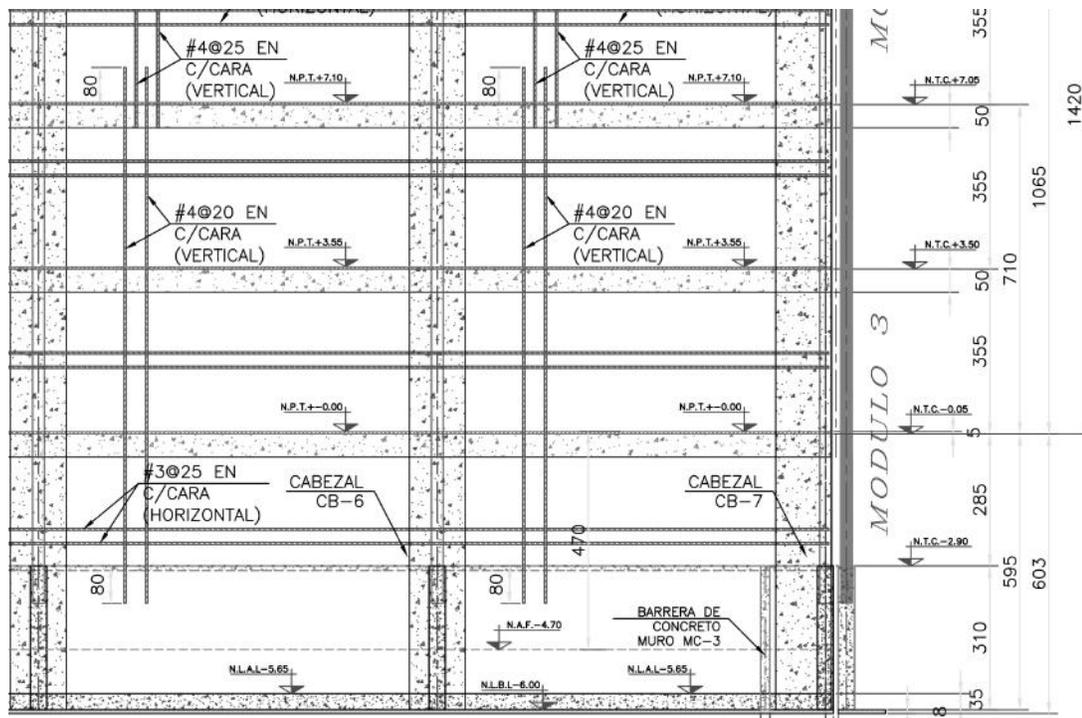


Figura 31: Acero de refuerzo horizontal y vertical en el muro interior.

#### 5.7.1.b MURO EXTERIOR

##### 1. Datos básicos.

$L = 8.6m$  (longitud del muro)

$t = 0.25m$  (espesor del muro)

$H_m = 3.55m$  (altura del muro)

$z = 1.2 H_m = 4.26m$  (brazo efectivo)

$A_s = 89.1cm^2$  (Acero de refuerzo vertical)<sup>2</sup>

##### 2. Resistencia a la flexión. Se resume en la tabla 19.

Tabla 19: Revisión de la resistencia a la flexión.

Descripción:	Primera condición de aplastamiento	Momento resistente	Colocación de refuerzo vertical
Ecuación:	ec. 32	ec. 33	Sección 2.8.3.b (1-b)

<sup>2</sup> En este caso el cabezal aporta 12 barras del #12.

CAPÍTULO 5: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CON BASE EMPOTRADA

<b>Resultados:</b>	365 589.2 < 1 697 278.8 <i>kgf</i>	532 164.9 < 1 434 759.5 <i>kgf * m</i>	Las barras verticales tienen que ir de extremo a extremo
<b>Revisión:</b>	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

3. Refuerzo en los extremos.

Nuevamente la ecuación 34, muestra que  $\frac{P_u}{A} + \frac{6M_u}{tL^2} = 34.3 < 0.2f'c$ , por lo tanto no se requiere refuerzo en los extremos.

Puesto que el porcentaje de acero longitudinal (vertical) es:  $p = \frac{54.47cm^2}{21500m^2} = 0.00253 < 0.0066$  tampoco requiere refuerzo transversal.

4. Resistencia a la fuerza cortante. Los resultados se muestran en la tabla 20.

*Tabla 20: Revisión de la resistencia a la fuerza cortante.*

Fuerza cortante que resiste el concreto	Porcentaje de acero en dirección paralela	Porcentaje de acero en dirección perpendicular	Área de acero mínima en dirección paralela	Área de acero mínima en dirección perpendicular	Área de acero real paralela	Área de acero real perpendicular	Resultado
$V_{CR}$	$p_m$	$p_n$	$A_{sm}$	$A_{sn}$	$A_{rm}$	$A_{rn}$	
ec. 37	ec. 38	ec. 39					
<i>kgf</i>			$cm^2$	$cm^2$	$cm^2$	$cm^2$	
283 462	0.0025	0.0025	22.2	54	44.97	108.9	AMBOS CUMPLEN

La separación del refuerzo horizontal es de 25 centímetros y el vertical está colocado a cada 20 centímetros por lo que se confirma que también cumple con la separación máxima de 30 centímetros. Finalmente, se confirma que la fuerza cortante no exceda el valor máximo siguiente:

$$V_u < 2F_R A_{cm} \sqrt{f^*c} \text{ (ec. 40)}$$

$$436 133.5 < 666 969.8 \therefore \text{CUMPLE}$$

5.7.2 NERVADURAS

Dado que ambas nervaduras se encuentran en el primer nivel, la resistencia del concreto usada es la obtenida con las pruebas experimentales y cuyas propiedades son:

$f'_{c_{P1}} = 364.7 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	<p>Donde:</p> <p><math>f'_{c_{P1}}</math> es la resistencia a compresión del concreto obtenida con pruebas de laboratorio</p> <p><math>f^*_{c_{P1}}</math> es la resistencia nominal que es superada por el 98% del concreto</p> <p><math>f''_{c_{P1}}</math> es la resistencia a compresión cuando se alcanza la falla en la sección a una distancia <math>\beta_1</math> de su eje neutro</p> <p><math>f_y</math> es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo</p>
$f^*_{c_{P1}} = 0.8 \times f'_{c_{PB}} = 291.8 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
$f''_{c_{P1}} = 0.85 \times f^*_{c_{PB}} = 248 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	
$\beta_{1P1} = 0.65$	
$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	

5.7.2.a NERVADURA PRINCIPAL

La nervadura principal a revisar tiene las características que se muestran en la figura 32, de acuerdo con los planos estructurales:

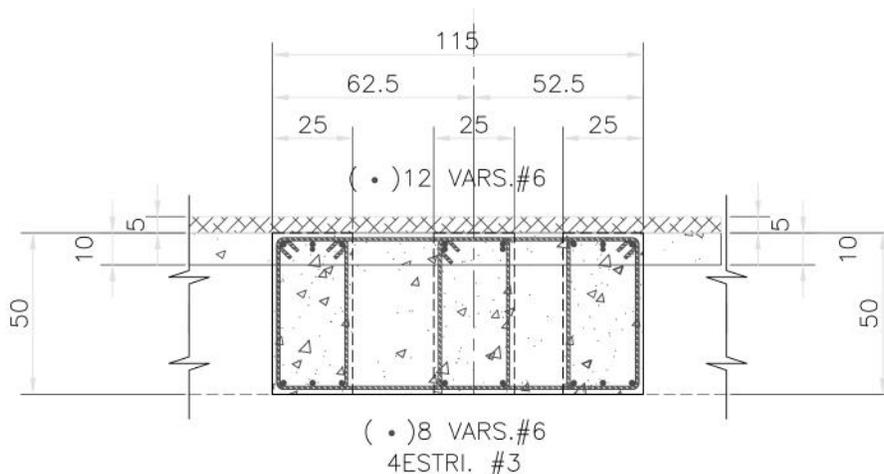


Figura 32: Geometría y armado de la nervadura principal en revisión.

1. Datos básicos

$$b = 115\text{cm} \text{ (ancho de la sección)}$$

$$d = 50\text{cm} \text{ (peralte de la sección)}$$

$$b' = 113\text{cm} \text{ (ancho reducido de la sección)}$$

$$d' = 48\text{cm} \text{ (peralte efectivo de la sección)}$$

2. Refuerzo de acero mínimo y máximo.

En la tabla 22 se muestran los resultados de la revisión de la cantidad de acero que tienen las nervaduras en los puntos de refuerzo positivo y negativo, además se compara si queda dentro de los límites máximo y mínimo, estos límites se obtienen con las ecuaciones 18 y 19 respectivamente y se muestran en la tabla 21.

*Tabla 21: Áreas mínima y máxima de acero.*

$A_{s,min} (cm^2)$	$A_{s,max} (cm^2)$
18.3	122.5

*Tabla 22: Revisión del porcentaje de acero.*

Elemento:	Momento positivo		Momento negativo	
Varillas:	Corridas	Bastones	Corridas	Bastones
Número:	6#6	2#6	6#6	6#6
$A_s$ :	39.9 $cm^2$		51.3 $cm^2$	
Resultado:	CUMPLE		CUMPLE	

3. Resistencia a flexión

En una sección con acero de compresión se utiliza la ecuación 20 para revisar el momento resistente de la sección, los resultados se resumen en la tabla 23.

Tabla 23: Revisión de la resistencia a la flexión.

Para el $M_u$ positivo	Para el $M_u$ negativo
$A_s = 8\#6 = 22.8cm^2; A'_s = 6\#6 = 17.1cm^2$  $M_u = 32\ 237\ kgf \cdot m$  $d_1 = 3\ cm$	$A_s = 12\#6 = 34.2cm^2; A'_s = 17.1cm^2$  $M_u = 54\ 6250.7\ kgf \cdot m$  $d_1 = 3\ cm$
$M_R = 38\ 045.9\ kgf \cdot m$	$M_R = 59\ 289.8\ kgf \cdot m$
CUMPLE	CUMPLE

#### 4. Resistencia a la fuerza cortante

La resistencia a la fuerza cortante está dada por la suma de la contribución de las resistencias del concreto y el acero.

Relación claro a peralte total:

$$\frac{L}{h} = 17.2$$

Porcentaje de acero:

$$p = \frac{A_s}{bd} = 0.0089$$

Por lo tanto, se utiliza la ecuación 21 para obtener la fuerza cortante que admite el concreto:

$$V_{CR} = 28\ 018.45\ kgf$$

Es decir, se requiere refuerzo para resistir la  $V_u = 30\ 924.1\ kgf$ . La separación de dicho refuerzo se obtiene con la ecuación 23, utilizando  $A_v = 4\ estribos\ \#3 = 4 \times 2 \times 0.71 = 5.68cm^2$ .

$$s = 316.8 \text{ cm}$$

Pero la separación en ningún caso podrá ser menor que la mitad del peralte efectivo por lo que se utilizará  $s = 0.5d' = 24 \text{ cm}$

Ahora se obtiene el refuerzo mínimo con la ecuación 24:

$$A_{s,min} = 3.3 \text{ cm}^2$$

*Tabla 24: Revisión del acero de refuerzo para cortante y su separación.*

Concepto:	En obra	Requerido	Resultado
Acero mínimo $A_v \text{ (cm}^2\text{)}$	5.68	3.3	CUMPLE
Separación $s \text{ (cm)}$	20	24	CUMPLE

Finalmente se revisa que la fuerza cortante de diseño sea menor a:

$$V_u < 0.8F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u < 59\,298.3 \therefore \text{CUMPLE}$$

#### 5. Resistencia a la torsión

De acuerdo a los resultados del programa de cómputo estructural, la máxima torsión, bajo la primera combinación de cargas es:

$$T_u = 19\,700 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Por otro lado, las NTC-CONCRETO recomiendan no tomar en cuenta los efectos de torsión en los elementos estructurales si la torsión de diseño no supera el siguiente valor:

$$T_u < 0.27 F_R \sqrt{f_c^*} \frac{A_g^2}{p_{cp}}$$

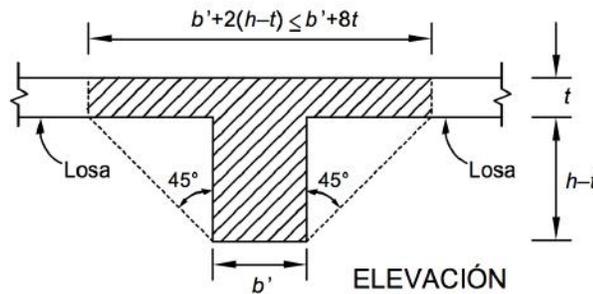


Figura 33: Dimensiones para diseño por torsión.

Definiendo a  $p_{cp}$  como el perímetro exterior del elemento de concreto que incluye a la porción de losa indicada en la figura, y que es igual a  $490 \text{ cm}$ , y a  $A_g$  como el área contenida en dicho perímetro igual a  $6550 \text{ cm}^2$ , se obtiene que:

$$T_u < 323\,059.8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$19\,700 < 323\,059.8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

Por lo tanto, no es necesario revisar el elemento por torsión.

##### 5. Estado límite de servicio.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones, la flecha en las trabes permisible es de:

$$\delta_v = \frac{L}{240} + 5 \text{ mm}$$

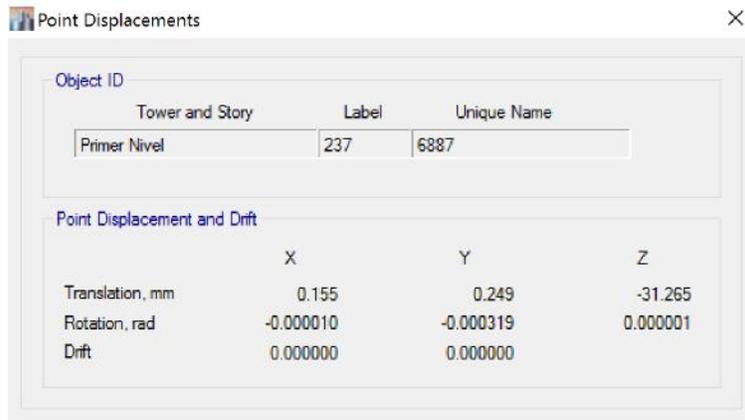
Donde  $L$  es el claro de la trabe.

## CAPÍTULO 5: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CON BASE EMPOTRADA

En el caso del edificio en estudio, se encontró la mayor deflexión en los claros de los depósitos que albergan al acervo mismo. Es decir, en las nervaduras principales que libran un claro de 8.6 metros. Entonces:

$$\delta_v = 40.83 \text{ mm}$$

La deflexión máxima, tomada de ETABS, se muestra en la figura 34.



Object ID			
Tower and Story	Label	Unique Name	
Primer Nivel	237	6887	

Point Displacement and Drift			
	X	Y	Z
Translation, mm	0.155	0.249	-31.265
Rotation, rad	-0.000010	-0.000319	0.000001
Drift	0.000000	0.000000	

Figura 34: Deflexión máxima en nervadura principal.

Se aprecia que la mayor deflexión, igual a 31.265 mm, es menor a la deflexión permisible, por lo tanto, cumple con lo dispuesto en las normas.

5.7.2.b NERVADURA SECUNDARIA

En la figura 35 se muestra la geometría de una nervadura secundaria tipo y la disposición del acero estructural.

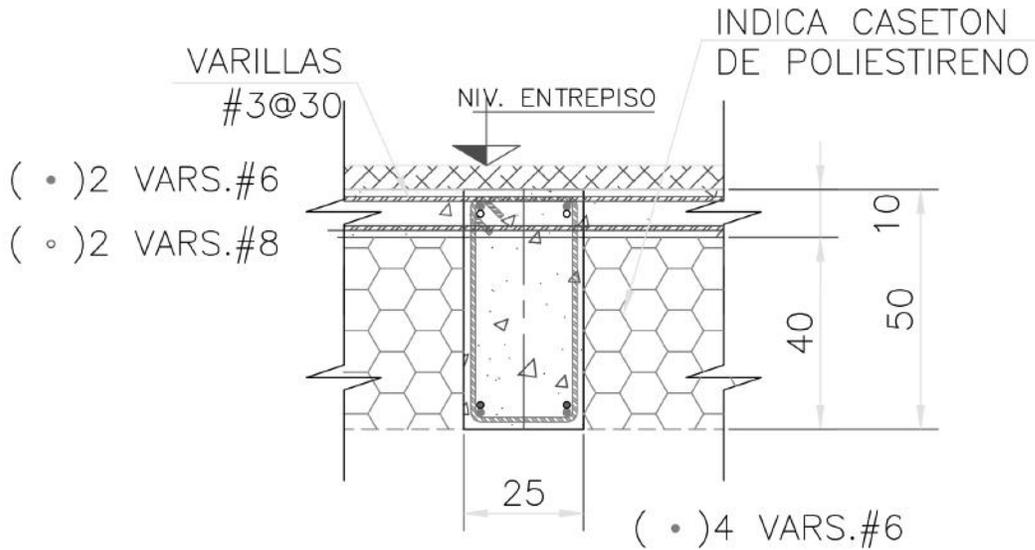


Figura 35: Geometría y armado de nervadura secundaria.

Utilizando los mismos conceptos que para la nervadura principal, y utilizando los elementos mecánicos mostrados en la sección 5.5 se llega a los siguientes resultados:

1. Acero mínimo y máximo. Se resume en la tabla 25.

Tabla 25: Revisión del porcentaje de acero mínimo y máximo.

Acero mínimo	Acero máximo	Acero colocado (área de momento positivo)	Acero colocado (área de momento negativo)	Resultado
$A_{s,min} (cm^2)$	$A_{s,max} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	
3.97	24.93	17.1	21.5	AMBOS CUMPLEN
		(6#6)	(2#8 + 4#6)	

2. Resistencia a la flexión: Los resultados se ilustran en la tabla 26.

*Tabla 26: Revisión de la resistencia a la flexión.*

Para el $M_u$ positivo	Para el $M_u$ negativo
$A_s = 4\#6 = 11.4\text{cm}^2; A'_s = 2\#6$ $= 5.7\text{cm}^2$	$A_s = 2\#6 + 2\#8 = 15.83\text{cm}^2; A'_s$ $= 5.7\text{cm}^2$
$M_u = 8\,973.5\text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_u = 16\,079.4\text{ kgf} \cdot \text{m}$
$d_1 = 3\text{ cm}$	$d_1 = 3\text{ cm}$
$M_R = 10\,859.5\text{ kgf} \cdot \text{m}$	$M_R = 26\,647.5\text{ kgf} \cdot \text{m}$
CUMPLE	CUMPLE

3. Resistencia a la fuerza cortante:

Puesto que el porcentaje de acero  $p = \frac{21.5}{25 \times 50} = 0.0172 > 0.015$ , se usará, a diferencia de la nervadura principal, la ecuación 22 para calcular la fuerza cortante que resiste el concreto:

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} = 8541.1\text{ kgf}$$

Puesto que  $V_u = 9\,869.3\text{ kgf}$ , se necesita acero de refuerzo para resistir esta fuerza cortante última, mismo que se determina utilizando las mismas fórmulas que se emplean en el análisis de la nervadura principal (ecuaciones 23 y 24), sólo se aclara aquí que los estribos ya colocados en obra en el área de cortante están a una separación de 15 centímetros formando un ángulo de 90 grados con el eje longitudinal de la nervadura y están formados por una sola rama de varilla del número 3. Los resultados de la revisión se resumen en la tabla 27.

*Tabla 27: Revisión del acero de refuerzo para fuerza cortante y su separación.*

Concepto:	En obra	Requerido	Resultado
Acero mínimo $A_v$ ( $\text{cm}^2$ )	1.42	0.73	CUMPLE
Separación $s$ ( $\text{cm}$ )	15	24	CUMPLE

Se confirma además que la fuerza cortante quede dentro de los límites establecidos:

$$V_u < 0.8F_Rbd\sqrt{f_c^*}$$

$$V_u < 13\,119.1 \therefore \text{CUMPLE}$$

#### 4. Torsión

Se definió en la sección anterior el término  $p_{cp}$  como el perímetro exterior del elemento de concreto que incluye a la porción de losa indicada en la ilustración 13, y en este caso, para una nervadura secundaria cualquiera, vale 310 centímetros. Además, el área que encierra dicho perímetro, es  $A_g = 2050\text{ cm}^2$ , y con estos datos se revisa si es necesario tomar en cuenta la torsión en el elemento:

$$T_u = 1\,423.5\text{ kgf} \cdot \text{m} > 0.27F_R\sqrt{f_c^*}\frac{A_g^2}{p_{cp}} = 500.2\text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Cómo el momento torsionante de diseño es mayor al límite establecido por las NTC-CONCRETO, se tendrá que revisar el elemento por torsión. Ahora, es necesario definir dos variables adicionales:

$p_h$ , es el perímetro, medido en el eje, del estribo de refuerzo por torsión más alejado

$A_{oh}$ , área encerrada por  $p_h$

En el caso de la nervadura secundaria,  $p_h = 130\text{ cm}$  y  $A_{oh} = 900\text{ cm}^2$ .

La primera revisión para torsión consiste en verificar que se cumpla la siguiente condición con las dimensiones de la nervadura:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{bd}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 \times A_{oh}^2}\right)^2} \leq F_R \left(\frac{V_{CR}}{bd} + 2\sqrt{f_c^*}\right)$$

$$7.89 \leq 32.8 \therefore \text{CUMPLE}$$

El área de refuerzo transversal por torsión, de una sola rama de estribo, habrá de ser:

$$A_t = \frac{T_u s}{F_R \times 2 \times 0.85 \times A_{oh} \times f_y \times \cot(45^\circ)} = 0.0072 \text{ cm}^2$$

Pero nunca menor al máximo valor de:

$$A_t = \frac{0.3 \times \sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y} - A_v}{2}$$

ó

$$A_t = \frac{3.5bs}{f_y}$$

Donde  $A_v = 2 \times 0.7125 = 1.425 \text{ cm}^2$ , que corresponde a el área de dos ramas de estribo de varilla del #3. De las expresiones anteriores, obtenemos que el acero mínimo por torsión es  $A_t = 0.416 \text{ cm}^2$ , y el colocado en la obra es el correspondiente a dos ramas de estribos del #3, por lo que cumple con esta revisión.

En seguida, se revisa el acero longitudinal que debe tener la sección para resistir la torsión:

$$A_{st} = \frac{A_t}{s} \times p_h \times \frac{f_{yv}}{f_y} \times \cot^2(45^\circ) = 2.7 \text{ cm}^2$$

Donde  $f_{yv}$  es el esfuerzo de fluencia del acero de los estribos. Pero no deberá ser menor a:

$$A_{st,min} = \frac{1.3\sqrt{f_c^*}A_g}{f_y} - \frac{A_t}{s} p_h \frac{f_{yv}}{f_y} = 8 \text{ cm}^2$$

Las NTC-CONCRETO dictan que éste acero longitudinal tiene que ser adicional al utilizado para resistir la tensión en un elemento sujeto también a momento flexionante. Para determinar si se cumple con este requisito, es necesario analizar la nervadura secundaria en cuestión a detalle.

Según los planos estructurales, dicha nervadura cuenta con el acero de refuerzo que se muestra en la figura 36.

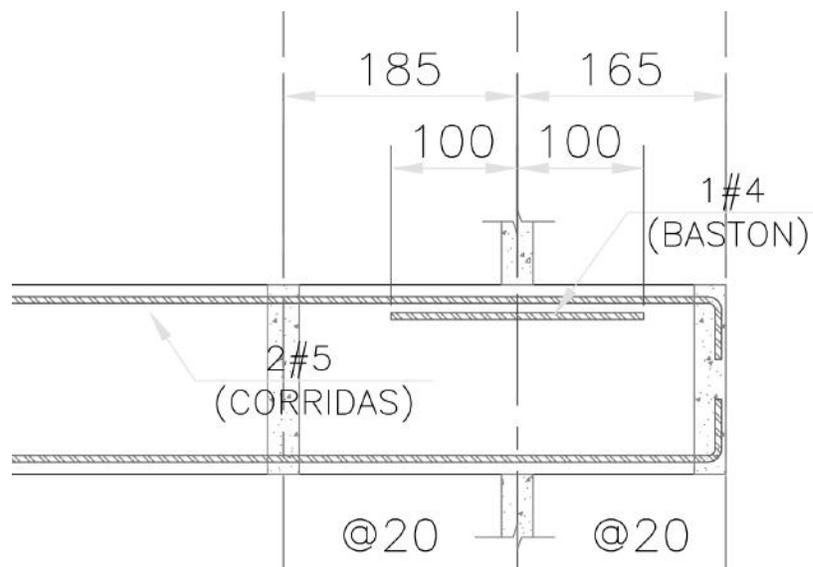


Figura 36: Refuerzo de la nervadura secundaria sujeta a torsión.

Además, el análisis indica que, bajo la combinación más desfavorable de cargas gravitacionales, el momento flexionante en dicha nervadura es de  $1.3 \text{ tonf} \cdot \text{m}$ .

Siguiendo los lineamientos de las NTC-CONCRETO que se han utilizado previamente para revisar las nervaduras por flexión, se observa que el momento resistente de la sección, con dos varillas del #5 y un bastón del #4, es:

$$M_R = 9.4 \text{ tonf} \cdot m$$

Que es mucho mayor a lo que se le solicita a la nervadura, por lo que si reanalizamos con una sola varilla del #4, el momento resistente es:

$$M_R = 2.3 \text{ tonf} \cdot m$$

Vemos entonces que le es posible resistir el momento flexionante con una sola de las varillas, la del #4, dejando cuatro varillas del #5, disponibles para resistir el momento torsionante, cuya área combinada es de  $A_{st} = 8 \text{ cm}^2$  igual a lo mínimo establecido por el reglamento  $A_{st,min} = 8 \text{ cm}^2$ . Se deduce entonces que la sección cumple con el reglamento.

Adicionalmente, se revisa la separación de los estribos, cuya separación máxima será la menor entre 30cm y  $\frac{p_h}{8} = 16.25 \text{ cm}$ . Dado que en la edificación la separación real es de 20cm, se concluye entonces que la separación no cumple con los requisitos mínimos del reglamento. Sin embargo, es improbable que la combinación de acciones máxima se presente en el mismo instante para dicha nervadura, además, de que tiene el acero necesario para resistir la torsión, por lo que no tendrá problemas en su resistencia ante la falla.

##### 5. Estado límite de servicio.

El claro de dicha nervadura es de 8.6 metros, por la tanto, de acuerdo a los lineamientos establecidos por las NTCDE 2004 expuestos en la subsección anterior, la deflexión máxima admisible será  $\delta_v = 40.83 \text{ mm}$ . Dado que la nervadura más desfavorable presenta una flecha de 35.14 milímetros, se concluye que las nervaduras de la construcción cumplen con lo establecido en las NTCDE.

CAPÍTULO 6: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL  
MODELO CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO  
ESTRUCTURA

### 6.1 CRITERIOS GENERALES

Al igual que en la sección anterior, se ejecutará un análisis sísmico modal espectral con ayuda del programa ETABS. Sin embargo, en esta ocasión se simularán las propiedades del suelo subyacente por medio de amortiguadores viscosos y resortes. Los amortiguadores viscosos simularán la absorción de energía por el suelo y los resortes simularán la rigidez del mismo. El cálculo de las propiedades del suelo se hizo con apego a lo recomendado por las NTC-SISMO y los resultados resumidos se muestran en las siguientes páginas. El cálculo completo de cada parámetro se podrá encontrar en el apéndice 1 del presente trabajo.

Las NTC-SISMO contemplan la posibilidad de incluir los efectos de la interacción suelo-estructura (ISE) ante movimientos de traslación y de rotación. La rotación alrededor de los ejes X y Y se denomina cabeceo en la dirección X y Y respectivamente. Para determinar si pueden despreciarse los efectos ISE, las mismas normas indican que se tiene que cumplir la siguiente desigualdad:

$$\frac{T_e}{T_s} \times \frac{H_s}{H_e} > 2.5$$

Donde:

$T_e$             Periodo de la estructura con base empotrada (=0.21 s)

$T_s$             Periodo predominante del suelo (=3s)

$H_e$             Altura efectiva de la estructura

$$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i} = 9.7 \text{ m}$$

$H_s$             Profundidad de los depósitos firmes (=45m)

Entonces la primera parte de la desigualdad  $\frac{T_e}{T_s} \times \frac{H_s}{H_e} = 0.02$  y se recomienda tomar en cuenta los efectos ISE. Los resultados de la aplicación de la tabla A.2 de las NTC-SISMO reproducida en la sección 2.7.2.a del presente trabajo se simplificará en la forma de una tabla con los principales resultados, para obtenerlos se han utilizado los parámetros indicados en la tabla 28.

Tabla 28: Parámetros para obtención de las propiedades dinámicas del suelo.

Símbolo	Valor	Unidades	Descripción	Observaciones
$\nu =$	0.45		Módulo de Poisson	Valor recomendado en la sección A.6.4 de las NTC-SISMO
$G=$	4.51	MPa	Módulo de cortante o rigidez del suelo	$G = \frac{16\gamma}{g} \left(\frac{H_s}{T_s}\right)^2$
$\gamma =$	12.3	kN/m <sup>3</sup>	Peso volumétrico del suelo	Valor recomendado en la sección A.6.4 de las NTC-SISMO
$H_s=$	45	m	Profundidad de los depósitos firmes	Valor obtenido de la figura A.2 de las NTC-SISMO
$g=$	9.81	m/s <sup>2</sup>	Aceleración de la gravedad	
$D=$	5.95	m	Profundidad de desplante	
$E_s=$	13.08	MPa	Módulo de elasticidad del suelo	$E_s = 2G(1 + \nu)$
$E_p=$	21787.8	MPa	Módulo de elasticidad de los pilotes	Obtenido como el módulo de elasticidad del concreto estructural según las NTC-CONCRETO
$d=$	0.4	m	Diámetro de un pilote	
$L=$	25	m	Longitud de un pilote	
$\zeta =$	0.03		Amortiguamiento histerético	Valor recomendado en la sección A.6.4 de las NTC-SISMO
$R_x=$	21.8873566	m	Radio del círculo equivalente a la traslación	Ec. A.26 de las NTC-SISMO
$I=$	78125	m <sup>4</sup>	Momento de inercia de la superficie de la cimentación	
$R_r=$	17.759267	m	Radio del círculo equivalente a la rotación	Ec. A.27 de las NTC-SISMO
$T_s=$	3	s	Periodo predominante del suelo	Figura A.1 de las NTC-SISMO
$T_e=$	0.206	s	Periodo de la estructura con base empotrada	Obtenida en el capítulo 5
$\omega_e =$	24.8347245	rad/seg	Frecuencia fundamental de la estructura	$\omega = 2\pi/T_e$
$V_s=$	60	m/s	Velocidad de propagación de ondas en el suelo	$V_s = \frac{4H_s}{T_s}$

**CAPÍTULO 6: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CONSIDERANDO LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

Tabla 29: Amortiguadores y resortes equivalentes del suelo.

<b>PILOTES</b>				<b>CAJÓN</b>			
$K_m = K_m^o k_m$				$K_m = K_m^o (k_m - 2\xi \eta_m c_m)$			
Parámetros de frecuencia				Parámetros de frecuencia			
$\eta = \omega d / V_s$	$k_s = 1 + \sqrt{\eta}$	$\eta_p = \pi d / 2H_s$	$k_p = 1$	$\eta = \omega d / 2H_s$	$\eta_p = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)} \pi R_s / 2H_s$		
0.20333933	1.45093162	0.013962634	0.027474747	0.76401287	2.056026666		
$K_x^o = d E_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$				$K_v^o = 1.9 d E_s \left( \frac{L}{d} \right)^{0.67}$			
$K_x^o = 24843.1 \text{ kN/m}$				$K_v^o = 158730.706 \text{ kN/m}$			
Número de pilotes: 146							
$K_{x,y} = 3627085.35 \text{ kN/m}$				$K_m = 33624880.57 \text{ kN/m}$			
HORIZONTAL (X Y Y)				VERTICAL			

**RIGIDEZES**

$K_x = 4,163,670.85 \text{ kN/m}$   
 $K_y = 4,038,513.56 \text{ kN/m}$   
 $K_{xx} = 230,385,174.26 \text{ kN * m}$   
 $K_{yy} = 405,724,222.06 \text{ kN * m}$   
 $K_{xy} = 34,160,764.13 \text{ kN/m}$

Suma de aportaciones de los pilotes y cajón de cimentación

Parámetro	CAJÓN DE CIMENTACIÓN			PILOTES		
	X	Y	Vertical	Cabeceo X	Cabeceo Y	Vertical
$K_m^o$	871828.2439	871828.2439	1479209.13	238466527	238466527.3	3627085.35
$\eta_m$	11.12640108	15.28025749	11.1264011	9.02789366	12.39830729	0.20333933
$c_m$	0.576	0.576	0.95526984	0.29636376	0.298060989	0.64160529
$k_m$	1	1	1	-0.8055787	-1.479661459	1
T de interés	0.206	0.15	0.206	0.206	0.15	0.206
$\omega$ de interés	30.50089955	41.88790205	30.5008995	30.5008995	41.88790205	30.5008995
$C_M$	184902.3717	184436.1523	518373.085	20540399	20532672.08	152595.968
						238622.38

**AMORTIGUAMIENTOS**

$C_x = 337,498.34 \text{ kNs/m}$   
 $C_y = 295,549.72 \text{ kNs/m}$   
 $C_{Rx} = 20,540,398.98 \text{ kNsm}$   
 $C_{Ry} = 20,532,672.08 \text{ kNsm}$   
 $C_{xy} = 756,995.46 \text{ kNs/m}$

Suma de aportaciones de los pilotes y cajón de cimentación

Es importante notar de los resultados anteriores que la rigidez dinámica para el cabeceo parecería ser negativa. Sin embargo, esto se debe a una diferencia de fase de  $180^\circ$  y se recomienda usar el valor absoluto de dichas rigideces (Gazetas, 1991).

Obtenidas las rigideces y amortiguamientos (tabla 29) se puede obtener el espectro de diseño sísmico con  $\beta = 0.66$ , cuyo cálculo se muestra en el apéndice 1.

## 6.2 PERIODOS DE VIBRACIÓN

Los periodos se modificaron con respecto a los periodos obtenidos con el modelo con base empotrada, los resultados se muestran en la tabla 30.

Tabla 30: Periodos y factores de participación para el modelo con ISE.

Modo	Periodo	% Part. En X	% Part. En Y	Suma en X	Suma en Y
1	0.86	0.9992	1.80E-06	0.9992	1.80E-06
2	0.239	3.41E-05	0.0107	0.9992	0.0107
3	0.227	3.56E-06	0.9371	0.9992	0.9478
4	0.137	0.0007	0.0021	1	0.95
5	0.078	1.68E-06	0.0442	1	0.9942
6	0.072	4.64E-06	0.0017	1	0.9958
7	0.058	1.37E-05	0.0001	1	0.9959
8	0.04	0	0.0031	1	0.999
9	0.038	1.29E-06	0.0002	1	0.9992
10	0.036	0	0.0001	1	0.9993
11	0.03	0	0	1	0.9993
12	0.027	0	0.0004	1	0.9997

Se aprecia que fue suficiente con los primeros 12 modos de vibrar para obtener una participación de masas mayor al 90%, por lo que no fue necesario calcular los modos superiores.

## 6.3 FORMAS MODALES

Las figuras 37, 38 y 39 muestran las formas modales en los tres primeros modos de vibrar de la estructura, respectivamente.

CAPÍTULO 6: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CONSIDERANDO  
LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

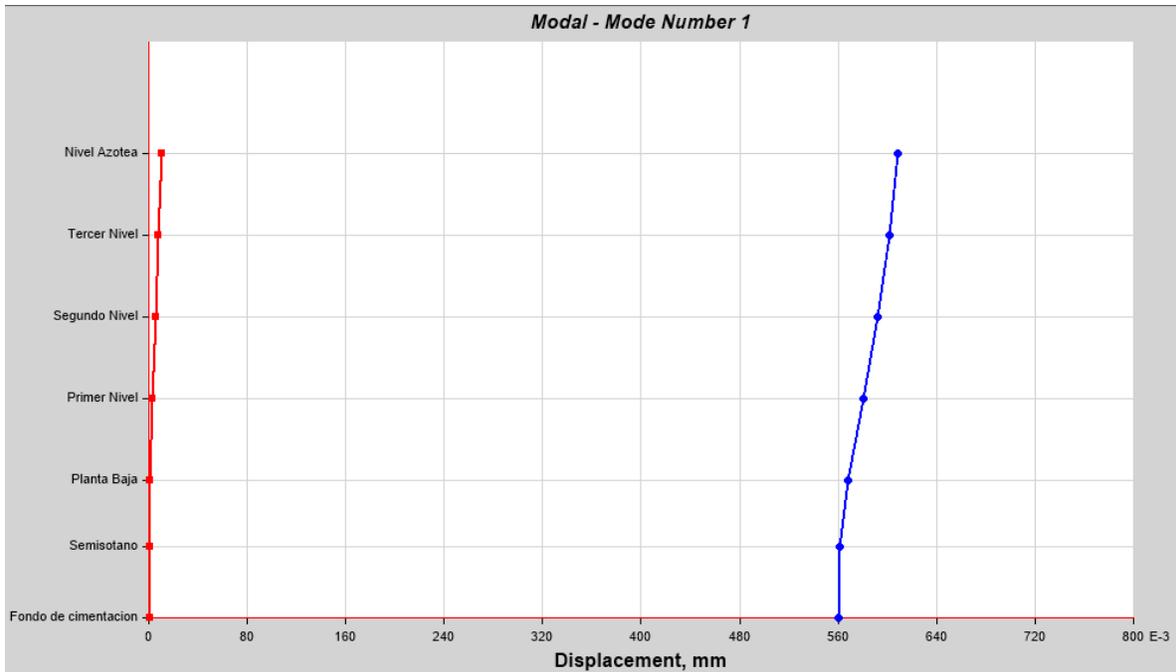


Figura 37: Forma modal para el primer modo de vibrar en la dirección X.

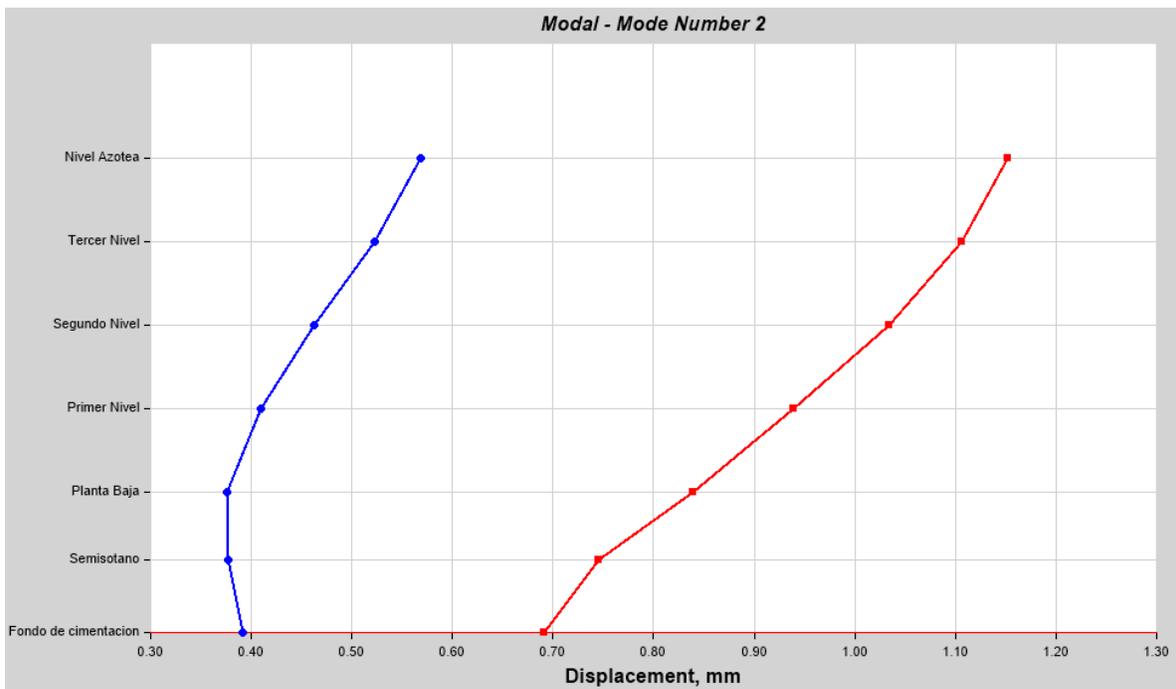


Figura 38: Forma modal para el primer modo de vibrar en torsión.

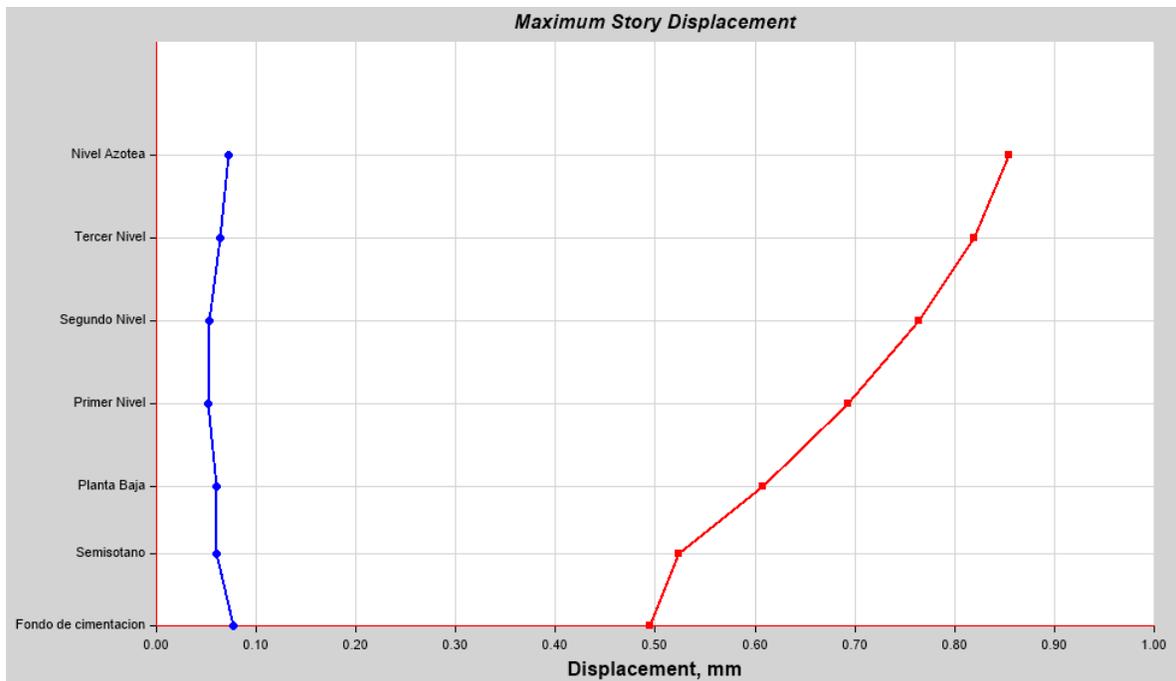


Figura 39: Forma modal para el primer modo de vibrar en la dirección Y.

#### 6.4 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO Y CORTANTE MÁXIMO

Nuevamente se utilizaron las combinaciones de carga 2 y 6 para obtener los cortantes máximos en los entrepisos. Los resultados se muestran en la tabla 31, en donde se tomó la resultante de los resultados calculados por ETABS para obtener el cortante máximo al igual que en capítulo 5. Las sumas de las columnas de fuerza cortante relativa representan el cortante basal en las direcciones X y Y.

**CAPÍTULO 6: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CONSIDERANDO  
LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

*Tabla 31: Fuerzas cortantes en las dos direcciones de estudio. Columnas 2,3,6 y 7: Fuerzas en el entrepiso calculadas por ETABS acumuladas desde la azotea hasta la base. Columnas 4 y 8: Resultantes. Columnas 5 y 9: Fuerza cortante en cada entrepiso individual.*

Nivel	Dirección X				Dirección Y			
	VX	VY	Resultante (acumulada)	Relativa (de entre piso)	VX	VY	Resultante (acumulada)	Relativa (de entre piso)
	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf	tonf
<b>6</b>	478.5	167.9	507.1	507.1	165.51	553.40	577.62	577.62
<b>5</b>	1283.2	441.0	1356.8	849.7	423.59	1454.18	1514.62	937.00
<b>4</b>	2068.0	692.3	2180.8	824.0	652.79	2285.46	2376.86	862.24
<b>3</b>	2832.2	918.7	2977.5	796.7	852.53	3035.80	3153.23	776.37
<b>2</b>	3512.5	1101.6	3681.2	703.8	1013.95	3642.28	3780.78	627.54
<b>1</b>	4221.6	1269.0	4408.2	727.0	1176.74	4197.06	4358.90	578.12
			<b>SUMA=</b>	<b>4408.2</b>			<b>SUMA=</b>	<b>4358.90</b>

Dichas fuerzas cortantes tienen que ser mayores a:

$$V_{0x} = 0.8a_x \frac{W_0}{Q'_x} = 5380.45 \text{ tonf}$$

$$V_{0y} = 0.8a_y \frac{W_0}{Q'_y} = 4218.18 \text{ tonf}$$

Donde  $W_0 = 29241.59$  tonf y los otros parámetros, obtenidos del espectro de diseño del apéndice A de las NTC-SISMO se muestran en la tabla 32.

*Tabla 32: Parámetros para la revisión del cortante basal.*

Dirección	T (seg)	a	Q'
<b>X</b>	0.86	0.69	3
<b>Y</b>	0.23	0.4	2.2

Puesto que el cortante basal en X es un poco menor que el recomendado, se multiplican los desplazamientos en esa dirección por el factor:

$$\frac{V_{0x}}{V_x} = 1.22$$

## 6.5 DISTORSIONES MÁXIMAS

Los resultados obtenidos del modelo se muestran en la tabla 33.

Tabla 33: Desplazamiento en dirección X y Y calculados por ETABS.

Nivel	Altura de entrepiso (mm)	Desplazamiento Absoluto en X (mm)	Desplazamiento Relativo en X (mm)	Desplazamiento Absoluto en Y (mm)	Desplazamiento Relativo en Y (mm)
6	3550	24.923	0.224	2.982	0.194
5	3550	24.699	0.273	2.757	0.260
4	3550	24.426	0.437	2.456	0.229
3	3550	23.989	0.793	2.190	0.283
2	2850	23.196	0.384	1.862	0.203
1	3100	22.812	0.016	1.626	0.047
0	0	22.796	0	1.572	0

Sin embargo, dichos desplazamientos tienen que ser multiplicados por el factor de comportamiento sísmico utilizado  $Q = 2$  y además por el factor de corrección de acuerdo a la subsección anterior (1.22 en la dirección X). Los desplazamientos finales, así como la distorsión de entrepiso, calculada como el desplazamiento de entrepiso dividido entre la altura de dicho entrepiso, se muestran en la tabla 34.

Tabla 34: Desplazamientos y distorsiones de entrepiso máximos en las dos direcciones de estudio.

Nivel	Altura (mm)	Dirección X			Dirección Y		
		Desplazamiento Total (mm)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Distorsión de entrepiso	Desplazamiento Total (mm)	Desplazamiento de entrepiso (mm)	Distorsión de entrepiso
6	3550	60.81212	0.54656	0.000153961	5.96472	0.45008	0.000126783
5	3550	60.26556	0.66612	0.000187639	5.51464	0.6032	0.000169915
4	3550	59.59944	1.06628	0.000300361	4.91144	0.53128	0.000149656
3	3550	58.53316	1.93492	0.000545048	4.38016	0.65656	0.000184946
2	2850	56.59824	0.93696	0.000328758	3.7236	0.47096	0.000165249
1	3100	55.66128	0.03904	1.25935E-05	3.25264	0.10904	3.51742E-05

Al igual en el caso del modelo con base empotrada, las distorsiones de entrepiso quedan lejos del límite permisible de 0.002 (estado límite de servicio), lo que hace aparente la rigidez de la estructura. En las figuras 40 y 41 se ilustra lo anterior gráficamente.

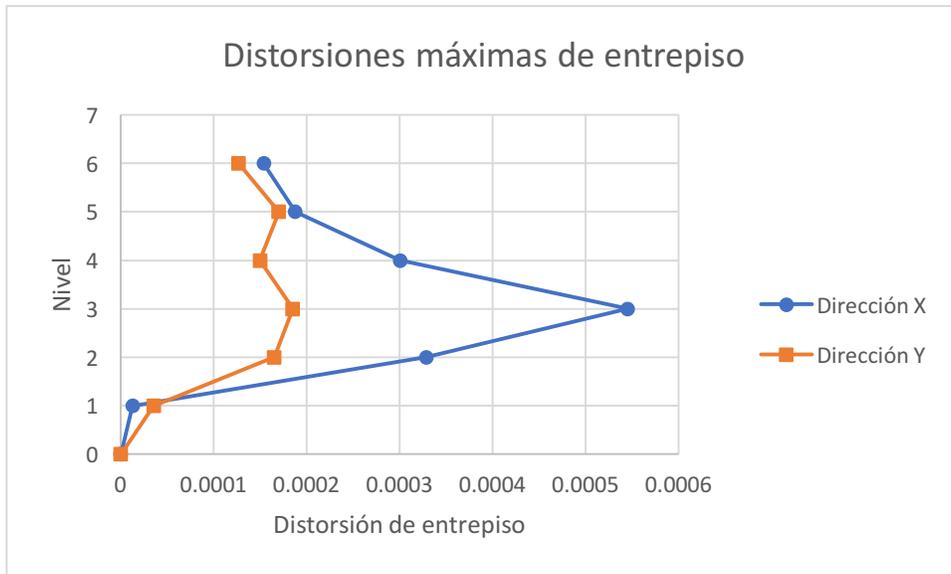


Figura 40: Distorsiones de entrepiso para las dos direcciones en estudio.

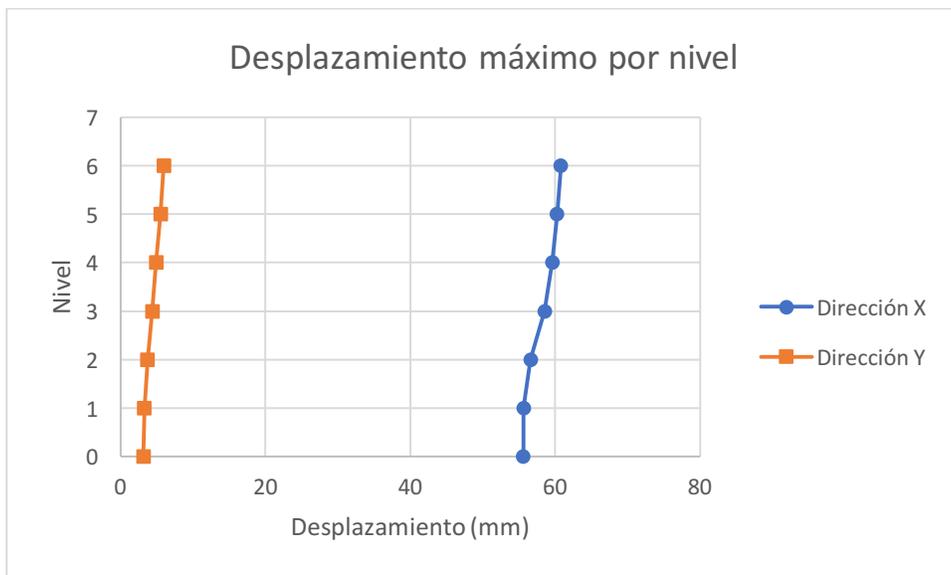


Figura 41: Desplazamientos máximos en ambas direcciones de análisis.

## 6.6 ELEMENTOS MECÁNICOS MÁXIMOS DE DISEÑO

Los elementos mecánicos en las nervaduras han sido obtenidos bajo la acción de cargas gravitacionales, debido a que estas cargas son precisamente las que ejercen mayor demanda sobre éstas. Al ser esta combinación una del tipo estático, donde no se ven involucradas las fuerzas sísmicas, y por tanto no están involucradas las rigideces dinámicas,

dichos elementos no se modificaron. Por lo tanto se omitirá lo que sería una reproducción exacta del análisis de las nervaduras que ya se realizó en el capítulo 5.

Sin embargo, interesa saber las consecuencias que tuvo la interacción suelo-estructura en los elementos mecánicos presentes en los muros puesto que éstos dependen directamente de las fuerzas sísmicas, las fuerzas cortantes se muestran en las figuras 42 y 43.

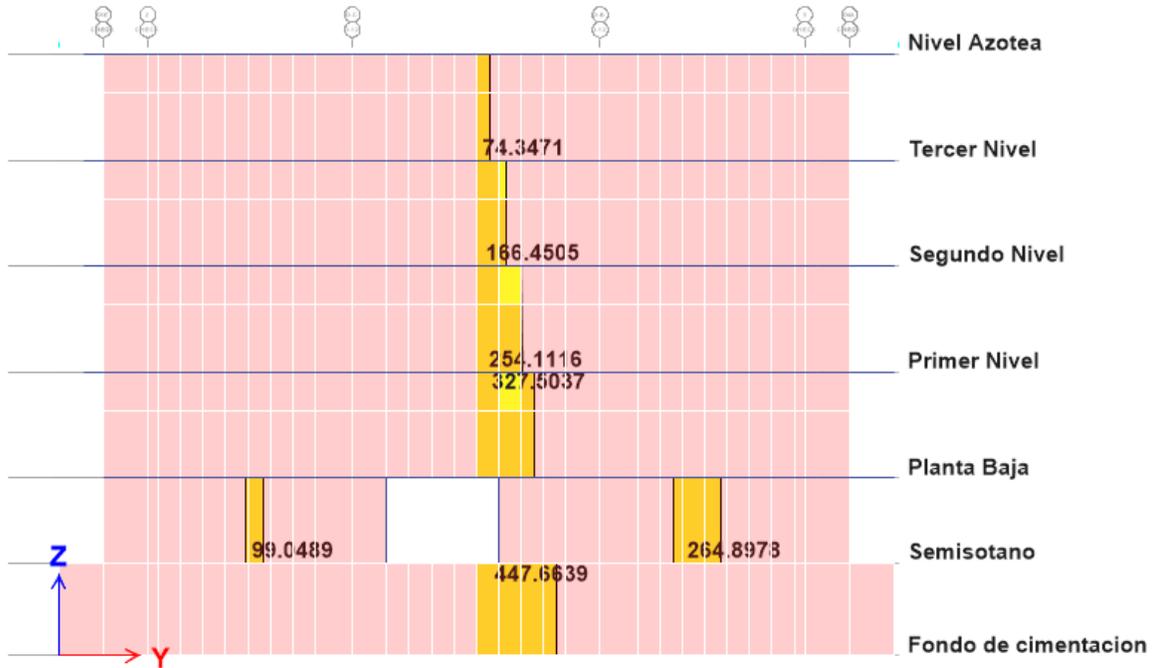


Figura 42: Fuerzas cortantes (tonf) en el muro interior para la condición de base con efectos ISE.

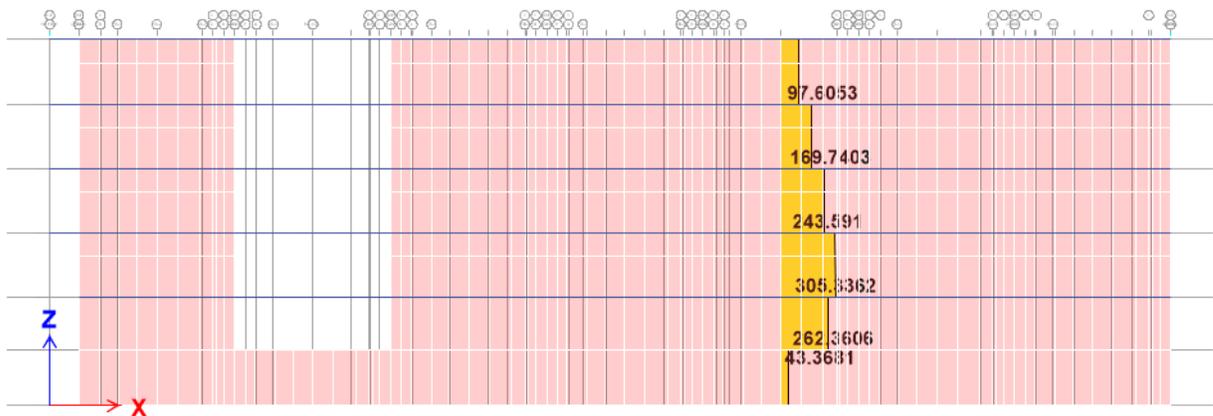


Figura 43: Fuerzas cortantes (tonf) en el muro exterior para la condición de base con efectos ISE.

**CAPÍTULO 6: RESPUESTA ELÁSTICA Y REVISIÓN DEL DISEÑO DEL MODELO CONSIDERANDO  
LOS EFECTOS DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

---

Las fuerzas axiales y momentos flexionantes finales se muestran en la tabla 35. En este caso se elige el muro interior de la Planta Baja puesto que aunque hay una contratrabe con mayor cortante, se busca analizar un muro cuyas propiedades mecánicas se conozcan (de la sección 3.2).

*Tabla 35: Elementos mecánicos más desfavorables en los muros con efectos ISE.*

<b>MURO</b>	<b>ELEMENTO MECÁNICO</b>	<b>VALOR</b>	<b>UNIDADES</b>
<b>INTERNO</b>	$M_u$	2 279 207.7	$kgf * m$
<b>INTERNO</b>	$P_u$	1 721 133.6	$kgf$
<b>INTERNO</b>	$V_u$	327 503.7	$kgf$
<b>EXTERNO</b>	$M_u$	365 692.7	$kgf * m$
<b>EXTERNO</b>	$P_u$	375 965	$kgf$
<b>EXTERNO</b>	$V_u$	305 336.2	$kgf$

### 6.7 REVISIÓN DEL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En el capítulo 5 se revisaron estos mismos muros con los elementos mecánicos presentes en el modelo con base empotrada, éstos elementos son mayores a los obtenidos en este capítulo, por esa misma razón sería redundante volver a analizarlos ya que esta vez también cumplirán con los límites establecidos en las NTC-CONCRETO al tener menores sollicitaciones.

Es por esto que en esta sección, en vez de repetir la revisión, se determinarán cuáles habrán de ser las medidas geométricas y la disposición del acero estructural mínimas para resistir estos elementos mecánicos con la finalidad de concluir al respecto.

#### 6.7.1 DISEÑO DE UN MURO

Se ejecutará el diseño de un muro de cortante interno con una longitud  $L = 25 m$  y una altura  $H_m = 3.55 m$ , los elementos mecánicos de diseño son los ya expuestos en la

subsección anterior. Nuevamente al igual que en el capítulo 5, se usan las siguientes constantes de diseño:

$f'_{c_{PB}} = 375.92 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f^*_{c_{PB}} = 0.8 \times f'_{c_{PB}} = 319.5 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f''_{c_{PB}} = 0.85 \times f^*_{c_{PB}} = 271.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $\beta_{1PB} = 0.65$ $f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	<p>Donde:</p> <p><math>f'_{c_{PB}}</math> es la resistencia a compresión del concreto obtenida con pruebas de laboratorio</p> <p><math>f^*_{c_{PB}}</math> es la resistencia nominal que es superada por el 98% del concreto</p> <p><math>f''_{c_{PB}}</math> es la resistencia a compresión cuando se alcanza la falla en la sección a una distancia <math>\beta_1</math> de su eje neutro</p> <p><math>f_y</math> es el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo</p>
--	--

1. De la ecuación 32, dada la fuerza axial última y el largo del muro (25 metros), se obtiene el ancho requerido para cumplir la condición que dicta dicha ecuación y poder utilizar las ecuaciones utilizadas en el capítulo 5:

$$t = \frac{1\,721\,133.6}{0.3 \times 0.7 \times 2500 \times 375.92} = 8.72 \text{ cm}$$

De esta manera se aprecia que un muro con 9 centímetros de espesor sería suficiente para resistir el peso de los niveles superiores, sin embargo, en la sección 6.5.2.1 de las NTC-CONCRETO se indica que el espesor del muro no será menor que la mayor de las siguientes dimensiones:

$$t \geq \left\{ \begin{array}{c} 130 \text{ mm} \\ \text{ó} \\ 0.06 H_m \end{array} \right\}$$

Dado que  $H_m = 3.55m$ , el espesor mínimo sería  $t = 21.3 \approx 22 \text{ cm}$ . Y el muro por lo tanto no podría ser de los 9 centímetros calculados anteriormente.

2. De la ecuación 33, el área de acero para resistir la flexión sería:

$$A_s = \frac{2\,279\,207.7}{0.9 \times 4200 \times 4.26} = 141.35 \text{ cm}^2$$

3. El refuerzo en los extremos no se requeriría puesto que la ecuación 34 indica:

$$\frac{P_u}{A} + \frac{6M_u}{tL^2} = 41.24 \text{ kg/cm}^2 < 0.2 f'c.$$

4. La fuerza cortante que resiste el muro con la geometría dada, se obtendría a través de la ecuación 37.

$$V_{CR} = 668\,508.7 \text{ kgf}$$

Debido a que dicha fuerza resistente sería mayor que la solicitada, únicamente se utilizarían los porcentajes de acero mínimos  $p_{n,m} = 0.0025$ .

$$p_m = 355 \times 22 \times 0.0025 = 19.525 \text{ cm}^2$$

Mismo que podría ser colocado como 14 varillas del #3 en cada cara, separadas a 25 cm.

Y el acero longitudinal sería:

$$p_n = 2500 \times 22 \times 0.0025 = 137.5 \text{ cm}^2$$

Mismo que es adicional acero de flexión, por ende, la sección tendría un total de  $278.9 \text{ cm}^2$ . De esta manera, finalmente el muro requeriría un acero formado por varillas del #4 a cada 20 centímetros.

Ahora es posible hacer una comparación con el muro real ya construido. Se aprecia que se pudo haber construido el mismo edificio con muros de 22 centímetros de espesor pudiéndose ahorrar aproximadamente un 12% en volumen de concreto para los muros. También se observa que el refuerzo vertical y horizontal terminaría siendo igual, debido a los requisitos mínimos de refuerzo en el alma del muro. Sin embargo, en realidad los elementos mecánicos si disminuyen y probablemente en otros casos de aplicación pudiera darse un ahorro considerable en la cantidad de acero colocado.

## CAPÍTULO 7: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

7.1 PERIODOS DE LA ESTRUCTURA

En la tabla 36 se encuentran los periodos de la estructura con y sin efectos ISE.

Tabla 36: Comparación de los periodos de la estructura con y sin ISE.

Dirección	Con base empotrada $T$ (seg)	Con ISE $\tilde{T}$ (seg)
X	0.21	0.86
Y	0.15	0.23

De acuerdo con autores como Dowrick (2009) el aumento del periodo es una característica común en el estudio de los efectos ISE, puesto que el desplazamiento total es mayor al incorporarse al sistema el amortiguamiento y rigidez del suelo. En este caso la relación entre el período fundamental en la dirección X con base flexible comparado con el periodo con base empotrada fue:

$$\frac{\tilde{T}_x}{T} = 4$$

Además, en la dirección Y se encontró:

$$\frac{\tilde{T}_y}{T} = 1.6$$

Cabe recordar que, en la estructura en estudio, la dirección X se refiere a la dirección longitudinal paralela al lado largo del edificio y la dirección Y es la transversal, paralela al lado corto de la estructura. Puesto que el periodo del primer modo de vibrar se puede tomar como el periodo fundamental de la estructura (Meli, 2002), se puede comparar directamente con trabajos como el de Mylonakis & Gazetas (2000) donde indica que es común observar amplificaciones  $\frac{\tilde{T}_y}{T} \geq 1.2$  y dependiendo de las características dinámicas del suelo puede ser mucho más grande. Además, la razón por la que el periodo sufre un incremento mayor en la dirección X es porque la estructura es más rígida en la dirección Y y por lo tanto los parámetros dinámicos del suelo, al depender de la frecuencia, son diferentes.

## 7.2 FUERZAS CORTANTES

Las fuerzas cortantes en los entresijos en la dirección X se muestran en la tabla 37.

Tabla 37: Comparación de cortante basal y de entresijo para la dirección X.

Nivel	Con base empotrada (tonf)	Con interacción suelo-estructura (tonf)
6	1495.20	507.14
5	1842.78	849.70
4	821.40	823.97
3	611.78	796.68
2	401.76	703.75
1	199.41	726.98
<b>SUMA (CORTANTE BASAL)</b>	<b>5372.33</b>	<b>4408.22</b>

Se aprecia una disminución del cortante basal de 17.94%, mientras que para la dirección Y los resultados se muestran en la tabla 38.

Tabla 38: Comparación de cortante basal y de entresijo para la dirección Y.

Nivel	Con base empotrada (tonf)	Con interacción suelo-estructura (tonf)
6	1460.75	577.62
5	1757.78	937.00
4	770.49	862.24
3	574.72	776.37
2	388.50	627.54
1	187.39	578.12
<b>SUMA (CORTANTE BASAL)</b>	<b>5139.63</b>	<b>4358.90</b>

En la dirección Y el cortante disminuyó 15%. La presencia de un suelo deformable bajo la estructura afecta su respuesta en formas diferentes. En primer lugar, la estructura con cimentación flexible tiene diferentes características de vibración, la más notoria es un periodo fundamental mayor que la estructura con cimentación empotrada. En segundo lugar, en ocasiones parte de la energía de la vibración en la estructura con cimentación flexible se disipa en el suelo a través de ondas de radiación. Esta última característica no está presente en una estructura empotrada y generalmente provoca un porcentaje del amortiguamiento crítico mayor. Esto ha provocado que tradicionalmente se piense que el efecto de la ISE es beneficioso, al analizar modelos simplificados donde la ordenada espectral es menor conforme aumenta el periodo fundamental de la estructura, como se muestra en la figura 44 (Mylonakis & Gazetas, 2000).

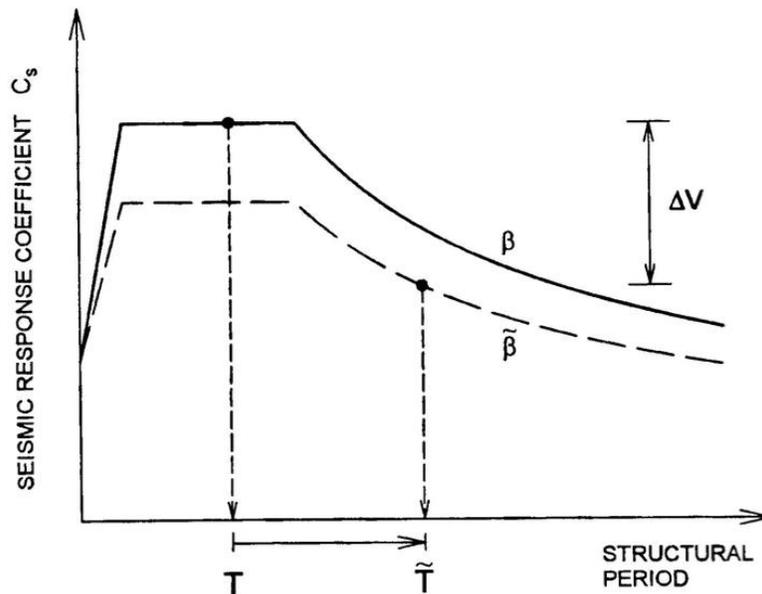


Figura 44: Principio básico de la modificación del cortante basal con la variación del periodo y del amortiguamiento, tomado de Mylonakis & Gazetas, 2000.

Sin embargo, de la misma gráfica se puede deducir que habrá un rango de periodos donde el efecto ISE será perjudicial a las fuerzas desarrolladas en la estructura, correspondiente a la curva de incremento de ordenadas espectrales que aplica para periodos estructurales muy cortos, es decir estructuras rígidas con frecuencias muy altas.

En el caso del edificio en estudio, se ha utilizado el espectro de diseño del apéndice A de las NTC-SISMO, lo que significa que debido al efecto de amortiguamiento adicional existan dos espectros diferentes para el caso de la estructura con base empotrada (espectro A) y para el caso de base con ISE (espectro B). Para mayor claridad, en la figura 45 se ilustran los espectros mencionados.

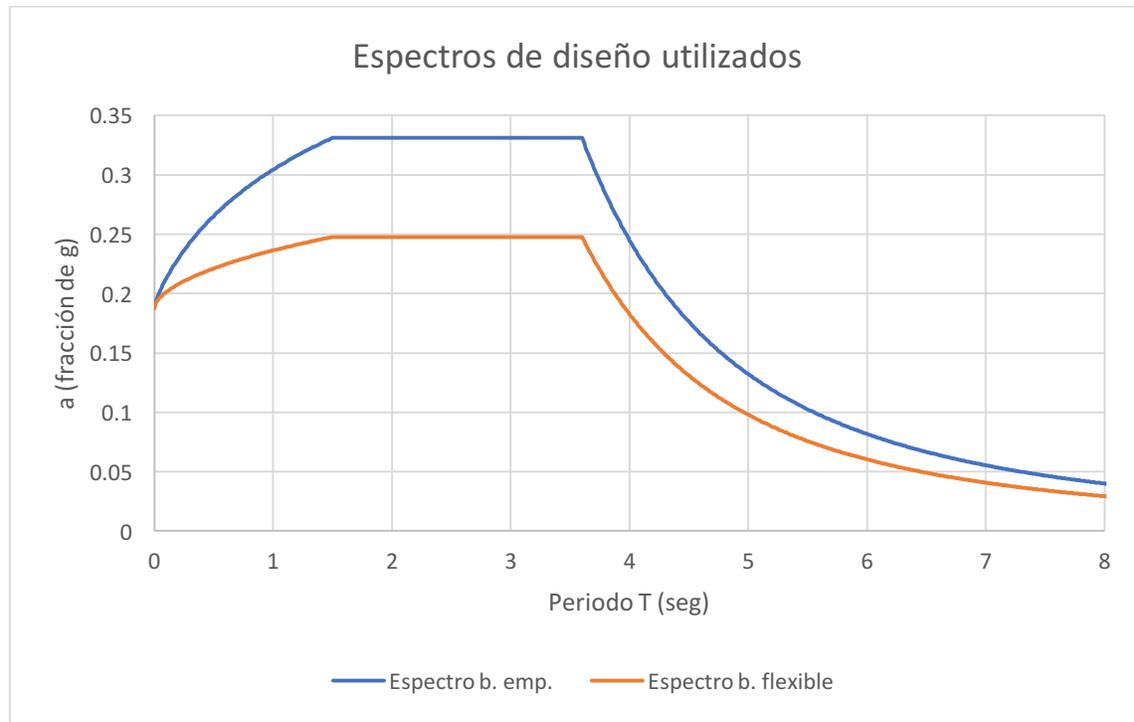


Figura 45: Comparativa de los espectros de diseño utilizados.

Dado que las ordenadas espectrales se encuentran en la rama ascendente de ambos espectros para los periodos de la estructura en las dos direcciones de análisis, se podría esperar un aumento en la fuerza cortante basal, sin embargo, no fue así puesto que las ramas de ambos espectros se separan en la medida que aumenta el período T. De esta manera y de acuerdo a las ramas iniciales de ambos espectros, se esperaría reducción en el cortante de la estructura, y dicha reducción sería más pronunciada en la dirección X que en la dirección Y. Dado que la reducción del cortante fue de 17% en la dirección X y de 15% en la dirección Y, se confirma la coherencia de los resultados.

### 7.3 DISTORSIONES MÁXIMAS

Las distorsiones máximas (adimensionales) que se presentaron en la estructura tanto en el modelo con base empotrada como en el modelo con ISE, además, de la comparación entre ellas, se muestra en la tabla 36.

Tabla 39: Distorsiones máximas en ambos modelos y para las dos direcciones de estudio.

Dirección	Con base empotrada	Con efectos ISE	$\Delta d$
X	0.0008	0.00055	-31%
Y	0.00035	0.0002	-43%

La distribución de todas las distorsiones en las dos direcciones con y sin efectos de ISE, se pueden visualizar gráficamente en la figura 46.

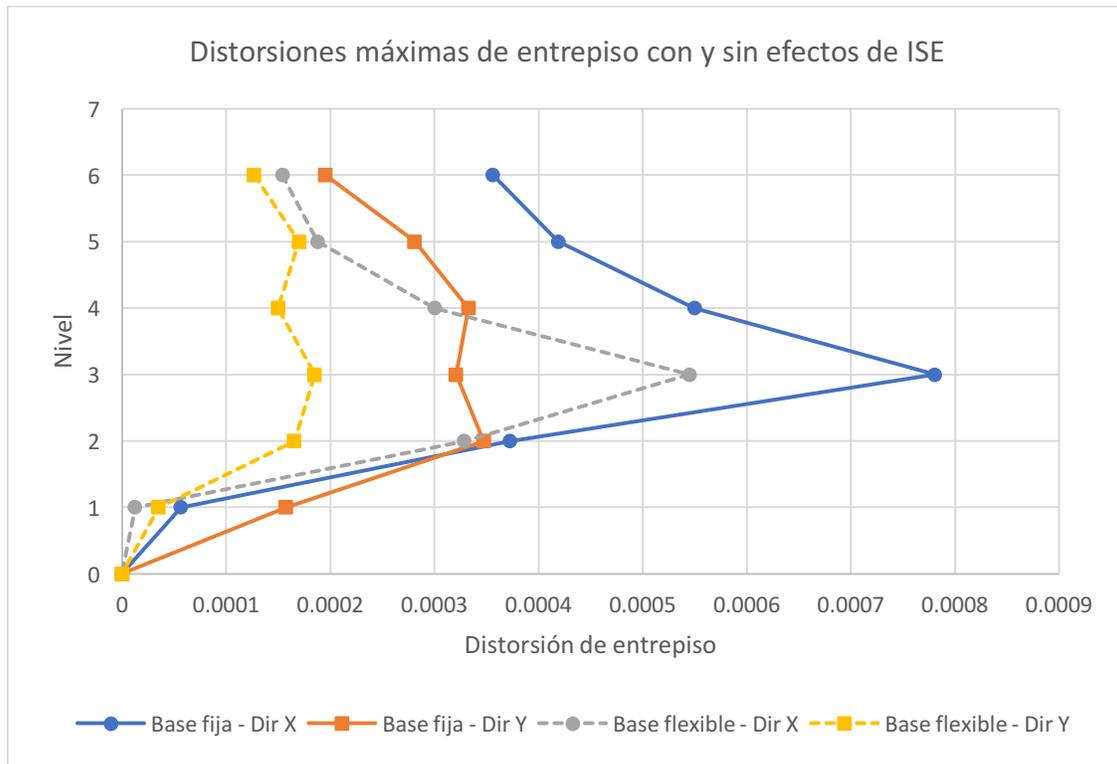


Figura 46: Comparación gráfica de las distorsiones encontradas en todos los niveles.

Puesto que las rigideces dinámicas dependen de la frecuencia de vibrar de la estructura, se encuentran diferentes niveles de reducción en la distorsión de la estructura, sin embargo, ambas direcciones presentan una tendencia decreciente y su posición lejana del estado límite de falla de 0.006 dan cuenta de la rigidez de la estructura, lo cual es congruente con el corto periodo de vibrar de la estructura, tanto con base empotrada como con efectos de interacción suelo-estructura.

#### 7.4 ELEMENTOS MECÁNICOS EN LOS MUROS

Los muros del edificio son estructurales, diseñados para resistir las fuerzas laterales, además, de transmitir las cargas gravitacionales a la cimentación, por esta razón, es de suma importancia analizar los elementos mecánicos que se desarrollan al interior de ellos y que se reproducen en la tabla 40. La segunda combinación de cargas es la que provoca los mayores elementos mecánicos en los muros exteriores y la sexta combinación es la que provoca dichos elementos en los muros interiores.

Tabla 40: Comparación de los elementos mecánicos encontrados en los muros con y sin efectos de ISE.

Elemento	Con base empotrada		Con efectos de ISE	
	Muro Interior Dirección X	Muro Exterior Dirección Y	Muro Interior Dirección X	Muro Exterior Dirección Y
<b>Momento flexionante</b> $M_u(kgf * m)$	3 233 922.3	532 164.9	2 279 207.7	365 692.7
<b>Carga axial</b> $P_u(kgf)$	1 722 077.5	365 589.2	1 721 133.6	375 965
<b>Fuerza cortante</b> $V_u(kgf)$	507 906.6	436 133.5	327 503.7	305 336.2

## CAPÍTULO 7: COMPARACIÓN DE RESULTADOS

---

Se aprecia una disminución en general de las solicitaciones en la estructura. Esto es congruente con las distorsiones cuya magnitud también decreció. El efecto de la rigidez dinámica y los amortiguamientos viscosos influyó en estas respuestas sísmicas y en general se puede apreciar que los momentos flexionantes y fuerzas cortantes en los muros del modelo con base flexible, disminuyeron con respecto al modelo con base empotrada en la siguiente medida:

$M_u$	$V_u$
-29 %	-33 %

## CAPÍTULO 8: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### CONCLUSIONES

- Las estructuras flexibles (con un periodo fundamental mayor al periodo característico  $T_a$  del suelo) tienden a beneficiarse de la interacción suelo estructura puesto que si se analizan con el espectro de diseño recomendado por el cuerpo principal de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, la respuesta sísmica muchas veces será menor al disminuir la ordenada espectral conforme aumenta el periodo fundamental de la estructura.
- Las estructuras rígidas no siempre se benefician con la ISE, puesto que si se toma el espectro de diseño del cuerpo principal de las NTC-SISMO, la ordenada espectral aumentará en la medida en que aumente su periodo fundamental de vibración. Este efecto ha sido notado por investigadores como Mylonakis & Gazetas (2000), Meli (2002) y Mazars (2004) donde todos concluyen que la omisión de la ISE podría ser un error, en ocasiones grave, cuando se trabaja con estructuras rígidas.
- La inclusión de los efectos del periodo dominante más largo del terreno en el espectro de diseño, como lo permite el apéndice A de las NTC-SISMO, permitió que disminuyeran las fuerzas cortantes, las distorsiones y los elementos mecánicos del edificio analizado; aún cuando la estructura es rígida. Sin embargo, para otros suelos con diferentes características dinámicas, podría no resultar así, puesto que  $\beta$  varía con respecto a éste valor y las ordenadas espectrales tienden a subir conforme aumenta  $\beta$ .
- Como se vió a lo largo de este trabajo, son muchos los factores que influyen en la respuesta final de un edificio modelado con efectos de interacción suelo-estructura. Los amortiguamientos y rigideces, por un lado, dependen de las características de la cimentación y del suelo pero también del periodo fundamental de la estructura con base empotrada. Además, el periodo fundamental de la estructura con efectos ISE depende de dichos amortiguamientos y rigideces. Finalmente, el espectro de diseño dependerá también de dichos factores puesto que el porcentaje de amortiguamiento del crítico es diferente para cada estructura. De esta manera, se

evidencia la importancia de analizar toda estructura individualmente puesto que la importancia de los efectos ISE en ella no es siempre evidente.

- México ha visto de primera mano los efectos de la interacción suelo-estructura puesto que, en el terremoto de 1985, los edificios de 10 a 12 niveles aproximadamente aumentaron su periodo fundamental de vibración desde 1.0 segundos a 2.0 segundos y fueron particularmente afectados por el sismo (Mylonakis & Gazetas, 2000). Es por esto que también en edificios relativamente altos pero rígidos, es crucial incluir los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis de la respuesta sísmica.
- El suelo también absorbe energía, es por esto que una modelación básica pero completa del suelo se hace a través de una combinación de resortes y amortiguadores viscosos (Dowrick, 2009). Los efectos de éstos se han hecho evidentes en este trabajo a través de la comparación de los elementos mecánicos en los muros de cortante, donde para la condición de base empotrada, se encontraron mayores solicitaciones en la estructura y los efectos de ISE efectivamente redujeron dichos elementos mecánicos.
- La interacción suelo-estructura puede ayudar a economizar el diseño de estructuras de concreto reforzado puesto que los elementos de diseño suelen ser menores cuando se toman en cuenta las características del suelo. En el caso del presente proyecto dichos elementos disminuyeron alrededor de 30%. Sin embargo, estos beneficios pudieron ser mayores si se hubiera tratado de una estructura flexible.
- La interacción de un grupo de pilotes es mucho más compleja que la aquí tratada (Cruz, 2007). Sin embargo, las NTC-SISMO admiten la suma algebraica de los efectos de cada pilote y la suma de dichos efectos con los del cajón de cimentación. Para un análisis más detallado, habrían que calcularse una impedancia con interacciones complejas, sin embargo, dicho problema queda fuera del alcance de este trabajo.

### RECOMENDACIONES

1. Aunque casi todos los elementos estructurales fueron diseñados correctamente, el presente trabajo no puede concluir al respecto de si se consideraron o no los efectos de interacción suelo estructura en la edificación, de no ser así se recomienda tomarse en cuenta siempre ya sea para economizar el diseño o para encontrar solicitaciones adversas en las estructuras, tanto en estructuras flexibles como en estructuras rígidas.
2. El único elemento estructural que presenta una falla en el diseño es la nervadura secundaria bajo los efectos de torsión, donde, aunque el acero es suficiente para resistir los efectos, la separación de los estribos es un poco mayor a la permitida. Se recomienda no dejar de tomar en cuenta los efectos de torsión, sobre todo, en los lugares cercanos a la abertura de piso donde la concentración de dichos efectos aumenta.
3. La rigidez del edificio es adecuada para mantener el periodo de la estructura por debajo del pico del espectro de diseño y lejos del periodo dominante más largo del terreno que es alrededor de los 3 segundos. Aun cuando se toman en cuenta los efectos ISE, la estructura presenta una respuesta favorable, sin embargo, como no se tiene conocimiento de si se tomaron en cuenta o no los efectos ISE en el diseño y las características del suelo, es muy importante recalcar nuevamente que deben tomarse en cuenta dichos efectos siempre que sea posible ya que para otras condiciones la respuesta pudo ser adversa.
4. Las suposiciones respecto a las propiedades del suelo, como su módulo de cortante, peso volumétrico, módulo de Poisson y periodo característico, son una aproximación que aunque están en completo apego a lo establecido por la legislación vigente, deberían investigarse directamente con estudios del subsuelo para un análisis más refinado. Incluso, otros métodos de modelación de los efectos ISE como por ejemplo, el método del elemento finito, podrían acercarse más a la realidad. Las NTC en su apéndice A permiten utilizar este u otro método más

refinado que el utilizado aquí. Se recomendaría su uso siempre que la inversión o las características del sistema suelo-estructura lo ameriten.

5. Los asentamientos diferenciales que se presenten en el edificio podrían provocar solicitaciones permanentes en la estructura, que habrán de ser sumadas a las provocadas por las combinaciones de carga estudiadas en el presente trabajo. Su importancia podría ser alta puesto que el suelo donde se encuentra es muy compresible. Aunque dichos efectos quedaron fuera del presente proyecto, se recomienda tomarlos en cuenta.

## BIBLIOGRAFÍA

- ASCE. (2002). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE.
- Bazan, E., & Meli, R. (n.d.). *Diseño sísmico de edificios*. Mexico, DF: LIMUSA.
- Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations*. NJ, NJ, USA: John Wiley & Sons.
- Bungale, S. (2005). *Wind and Earthquake Resistant Buildings*. New York.
- Cruz, C. N. (2007). *Procedimiento simplificado para calcular rigideces y amortiguamientos en edificios cimentados con pilotes de fricción*. Ciudad de México: Tesis de Maestría, IIUNAM.
- Demeneghi, A. C. (1991). Interacción Estática Suelo-Estructura. *Reunión Conjunta SMMS, SMIS, SMIE: Interacción Suelo Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones* (pp. 19-46). Ciudad de México: SMMS.
- Dowrick, D. (2009). *Earthquake resistant design and risk reduction*. Singapur: Wiley.
- Gazetas, G. (1991, Septiembre). Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117.
- González, Ó. (2005). *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*. Ciudad de México: Limusa.
- Hatzikonstantinou, E. (1989). Rocking stiffness of arbitrarily shaped embed-ded foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*.
- Mazars, J. (2004). *Dynamic behavior of concrete and seismic engineering*. Londres: Wiley.
- McCormac, J. (2014). *Design of reinforced concrete*. NJ, USA: Wiley.
- Meli, R. (2002). *Diseño Estructural*. Ciudad de México, México: LIMUSA.
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000, Marzo). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*.
- Pais, A. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Dpt. of Civil Engineering*.
- Romo, M. O. (1991). Interacción dinámica suelo estructura en suelos blandos. *Reunión conjunta SMMS, SMIS, SMIE: Interacción Suelo-Estructura y Diseño Estructural de Cimentaciones* (pp. 129-150). Ciudad de México: SMMS.

Soriano, A. (1989). Interacción suelo estructura. Modificación del movimiento. *Física de la Tierra*, 287-308.

Wight, J. (2016). *Reinforced concrete*. New Jersey, NJ, USA: Pearson.

## APÉNDICE 1: CÁLCULOS PARA OBTENER LOS PARÁMETROS DINÁMICOS DEL SUELO

El objetivo del presente apéndice es demostrar la obtención paso a paso de los parámetros dinámicos (amortiguamientos y rigideces) del suelo, además del amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura.

### RIGIDECES DINÁMICAS

#### PILOTES

##### DIRECCIÓN HORIZONTAL

La fórmula para obtener la rigidez estática en la dirección horizontal de cada pilote es la siguiente:

$$K_x^0 = d E_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$$

Donde:

- $d = \text{diámetro del pilote} = 0.4 \text{ m}$
- $E_s = \text{módulo de elasticidad del suelo} = 2G (1 + \nu)$ 
  - $G = \text{módulo de cortante o rigidez del suelo, en MPa}$
  - $\nu = \text{relación de Poisson} = 0.45 \text{ recomendado por NTCS}$
- $E_p = \text{módulo de elasticidad del pilote}$

Pero:

$$G = \frac{16\gamma}{g} \left( \frac{H_s}{T_s} \right)^2 = \frac{16 \times 12.3 \left( \frac{kN}{m^3} \right)}{9.81 \left( \frac{m}{s^2} \right)} \times \left( \frac{45m}{3s} \right)^2 = 4513.76 \text{ kPa} = 4.51 \text{ MPa}$$

Donde:

- $H_s = \text{profundidad de los depósitos firmes profundos en el sitio} = 45m$
- $T_s = \text{periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés} = 3s$
- $\gamma = 12.3kN/m^3$  a falta de datos exactos (recomendado en las NTCS)

- ( $H_s$  y  $T_s$  se toman de las figuras A.1 y A.2 de las NTCS respectivamente)

Ahora sustituyendo:

$$E_s = 2G(1 + \nu) = 2(4.51MPa)(1 + 0.45) = 13.08 MPa$$

Tanto el módulo de elasticidad E como el de cortante G del suelo, tienen valores que quedan dentro de los rangos establecidos por métodos experimentales para arcillas blandas (Budhu, 2011). Finalmente, para obtener el módulo de elasticidad del pilote,  $E_p$ , se utilizará el módulo de elasticidad del concreto del que están hechos, el cual es un concreto del tipo 1 estructural con una resistencia a compresión  $f'c = 250 \frac{kg}{cm^2} = 24.52 MPa$ . Para esto utilizaremos la fórmula recomendada en las NTC-CONCRETO en su sección 1.5.1.4:

$$E_p = 4400\sqrt{f'c} = 21787.78 MPa$$

De esta manera, la rigidez estática en la dirección horizontal para un solo pilote de fricción es:

$$\begin{aligned} K_x^0 &= 0.4 E_s \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21} = 0.4 m \times 13.08 MPa \times \left( \frac{21787.78}{13.08} \right)^{0.21} = 24.84 MPa * m \\ &= 24,843.1 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

La rigidez dinámica para un solo pilote está dada por:

$$K_x^1 = K_x^0 \times k_x = 24,843.1 \frac{kN}{m}$$

Donde:

- $k_m = \text{factor de rigidez dinámica} = 1.0$

Y finalmente, la rigidez dinámica en dirección horizontal para el grupo de pilotes es:

$$K_x = K_x^1 \times \text{número de pilotes} = 24,843.1 \frac{kN}{m} \times 146 = 3\,627\,085.35 \frac{kN}{m}$$

*DIRECCIÓN VERTICAL*

La fórmula proporcionada por las NTCS para calcular la rigidez dinámica de los pilotes en sentido vertical es la siguiente:

$$K_v^0 = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67} = 158.73 \text{ MPa} * m = 158\,730.706 \frac{kN}{m}$$

Donde:

- $d = \text{diámetro del pilote} = 0.4 \text{ m}$
- $L = \text{longitud del pilote} = 25 \text{ m}$
- $E_s = \text{módulo de elasticidad del suelo} = 13.08 \text{ MPa}$

La rigidez dinámica vertical para un solo pilote será:

$$K_v = K_v^0 \times k_v = 158\,730 \frac{kN}{m} \times 1.45 = 230\,307.4 \frac{kN}{m}$$

Donde:

- $k_v = 1 + \sqrt{\eta} = 1.41$ 
  - $\eta = \frac{\omega \times d}{V_s} = \frac{\left(\frac{2\pi}{T_e}\right) \times d}{\left(\frac{4H_s}{T_s}\right)} = \frac{\left(\frac{2\pi}{0.206}\right) \times 0.4}{\left(\frac{4 \times 45}{3.0}\right)} = 0.203$

Finalmente, la rigidez dinámica vertical para el grupo de pilotes es:

$$K_z = K_z^1 \times \text{número de pilotes} = 230\,307.4 \frac{kN}{m} \times 146 = 33\,624\,880.57 \frac{kN}{m}$$

CAJÓN DE CIMENTACIÓN

DIRECCIÓN HORIZONTAL

En este caso la rigidez estática será:

$$\begin{aligned}
 K_m^0 &= \frac{8GR_m}{2-\nu} \left(1 + \frac{R_m}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_m}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right) \\
 &= (509.543) \times (1.2432) \times (1.1812) \times (1.1653) = 871.83 \text{ MPa} \cdot \text{m} \\
 &= 871\,828.244 \frac{\text{kN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

Donde:

- $R_m = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{1500 \text{ m}^2}{\pi}} = 21.89 \text{ m}$
- $G = 4.51 \text{ Mpa}$
- $\nu = 0.45$
- $H_s = 45 \text{ m}$
- $D = \text{profundidad de desplante} = 5.95 \text{ m}$

Y la rigidez dinámica será:

$$K_m = K_m^0 (k_m - 2\zeta\eta_m c_m)$$

Donde:

- $k_m = \text{factor de rigidez dinámica} = 1.0$
- $\eta_m = \text{parámetro de frecuencia} = \frac{\omega \times R_m}{V_s} = \frac{\left(\frac{2\pi}{T_e}\right) \times R_s}{\left(\frac{4H_s}{T_s}\right)}$ 
  - $\eta_x = 11.126 ; \eta_y = 15.28$
- $\zeta = \text{amortiguamiento histerético del suelo} = 0.03$
- $c_m = \text{coeficiente de amortiguamiento} = 0.576$

Por lo tanto se tienen dos rigideces dinámicas en la dirección horizontal, una en el sentido longitudinal (X) y otra en el sentido transversal (Y):

$$K_x = 871\,828.244 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times (1 - 2 \times 0.03 \times 11.126 \times 0.576) = 536\,585.506 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_y = 871\,828.244 \frac{kN}{m} \times (1 - 2 \times 0.03 \times 15.28 \times 0.576) = 411\,428.217 \frac{kN}{m}$$

*DIRECCIÓN VERTICAL*

Las NTCS proponen la siguiente fórmula para encontrar la rigidez estática de un cajón de cimentación en la dirección vertical:

$$K_v^0 = \frac{4GR_v}{1-\nu} \left(1 + 1.28 \left(\frac{R_v}{H_s}\right)\right) \left(1 + 0.5 \left(\frac{D}{R_v}\right)\right) \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \left(\frac{D}{R_v}\right)\right) \times \left(\frac{\frac{D}{H_s}}{1 - \frac{D}{H_s}}\right)\right]$$

$$= (717.992) \times (1.62265) \times (1.1359) \times [1 + (0.77389 \times 0.15237)] =$$

$$K_v^0 = 1479.209 \text{ MPa} \cdot m = 1\,479\,209.13 \frac{kN}{m}$$

Donde:

- $R_v = R_m = \sqrt{\frac{A}{\pi}} = \sqrt{\frac{1500 \text{ m}^2}{\pi}} = 21.89 \text{ m}$
- $G = 4.51 \text{ Mpa}$
- $\nu = 0.45$
- $H_s = 45 \text{ m}$
- $D = \text{profundidad de desplante} = 5.95 \text{ m}$

La rigidez dinámica está dada por:

$$K_v = K_v^0 (k_v - 2\zeta\eta_v c_v) = 535\,883.564 \frac{kN}{m}$$

Donde:

- $k_v = \text{factor de rigidez dinámica} = 1.0$
- $\eta_v = \eta_x = 11.126$
- $\zeta = 0.03$
- $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1-\nu)\left(\frac{D}{R_v}\right)}{1 + 0.5\left(\frac{D}{R_v}\right)} = 0.955$

*DIRECCIÓN DE CABECEO*

La rigidez estática de cabeceo será:

$$\begin{aligned}
 K_r^0 &= \frac{8GR_r^3}{3(1-\nu)} \times \left(1 + \left(\frac{R_r}{6H_s}\right)\right) \times \left(1 + \left(\frac{2D}{R_r}\right)\right) \times \left(1 + 0.71\left(\frac{D}{H_s}\right)\right) \\
 &= (122\,477.89) \times (1.066) \times (1.67) \times (1.094) = 238\,533.123 \text{ MPa} \cdot \text{m}^3 \\
 &= 238\,533\,122.7 \text{ kN} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

Donde:

- $R_r = \sqrt[4]{\frac{4I}{\pi}} = 17.76 \text{ m}$
- $G = 4.51 \text{ Mpa}$
- $\nu = 0.45$
- $H_s = 45 \text{ m}$
- $D = \text{profundidad de desplante} = 5.95 \text{ m}$

Mientras que la dinámica está dada por:

$$K_r = |K_r^0(k_r - 2\zeta\eta_r c_r)|$$

Donde:

$$\eta_s = \frac{\pi R_r}{2 H_s} = 0.62$$

$$\eta_{rX} = \left(\frac{\omega R_r}{V_s}\right) = 9.028$$

$$\eta_{rY} = \left(\frac{\omega R_r}{V_s}\right) = 12.4$$

$$c_{rX} = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2} = 0.2964$$

$$c_{rY} = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2} = 0.298$$

$$k_{rX} = 1 - 0.2\eta_{rX} = -0.8056$$

$$k_{rY} = 1 - 0.2\eta_{rY} = -1.48$$

Entonces habrá dos rigideces de cabeceo, una para el cabeceo alrededor del eje X y otra alrededor del eje Y:

$$K_{rX} = |K_r^0(k_{rX} - 2\zeta\eta_{rX}c_{rX})| = |238\,533\,122.7 \cdot -0.966| = 230\,385\,174 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$K_{rU} = |K_r^0(k_{rU} - 2\zeta\eta_{rY}c_{rY})| = |238\,533\,122.7 \cdot -1.7| = 405\,724\,222 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## BIBLIOGRAFÍA

### RIGIDECES DINÁMICAS FINALES

Las 5 rigideces dinámicas finales, una para cada dirección de análisis, corresponden a la suma de las aportaciones del cajón y los pilotes en cada una de estas direcciones, siendo los resultado finales los siguientes:

	$K_x =$	<b>4,163,670.85 kN/m</b>
Suma de aportaciones de los	$K_y =$	<b>4,038,513.56 kN/m</b>
pilotes y cajón de	$K_{rx} =$	<b>230,385,174.26 kN * m</b>
cimentación	$K_{ry} =$	<b>405,724,222.06 kN * m</b>
	$K_v =$	<b>34,160,764.13 kN/m</b>

### AMORTIGUAMIENTOS DINÁMICOS

#### PILOTES

#### DIRECCIÓN HORIZONTAL

El amortiguamiento dinámica estará dado por:

$$C_{x,y} = \frac{2K_x^0 c_x}{\omega_{x,y}}$$

Por lo que habrá dos amortiguamientos diferentes al tener dos frecuencias distintas en las dos direcciones de estudio:

$\omega_x = 30.5$	$\omega_y = 41.89$
$c_x$	$c_y$
$= 0.8\zeta$	$= 0.8\zeta$
$+ 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17}$	$+ 0.175 \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.17}$
$= 0.6416$	$= 0.6416$

Finalmente:

$$C_x = 152\,595.97 \text{ kN} * \text{s/m}$$

$$C_y = 111\,113.569 \text{ kN} * \text{s/m}$$

DIRECCIÓN VERTICAL

Se requieren los siguientes parámetros:

$$\eta = \frac{\omega d}{V_s} = 0.2033$$

$$c_v = \frac{0.416}{1 + \nu} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-\left(\frac{E_p}{E_s}\right)\left(\frac{L}{d}\right)^{-2}}\right) \eta^{0.8} = 1.1229 \times 0.3471 \times 0.2033^{0.8} = 0.1082$$

Y finalmente el amortiguamiento dinámico en la dirección vertical será:

$$C_v = \frac{2K_v^0 c_v}{\omega_v} = 238\,622.38 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$$

CAJÓN DE CIMENTACIÓN

DIRECCIÓN HORIZONTAL

$$C_{x,y} = \frac{K_x^0 (\eta_{x,y} c_{x,y} + 2\zeta k_{x,y})}{\omega_{x,y}}$$

Donde:

Dirección X	Dirección Y
$\eta_x = \frac{\omega_x R_x}{V_s} = 11.1264$	$\eta_y = \frac{\omega_y R_y}{V_s} = 15.28$
$c_x = 0.576$	$c_y = 0.576$
$k_x = 1$	$k_y = 1$

Finalmente:

$$C_x = \frac{871\,828.244 \times [(11.1264 \times 0.576) + (2 \times 0.03 \times 1)]}{30.5} = 184\,902.3717 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$$

$$C_y = \frac{871\,828.244 \times [(15.2802 \times 0.576) + (2 \times 0.03 \times 1)]}{41.88} = 184\,470.3045 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$$

DIRECCIÓN VERTICAL

Los parámetros que se requieren son:

$$k_v = 1$$

$$\eta_v = \eta_x = 11.1264$$

$$c_v = 0.85 \times \frac{1 + \left[ 1.85(1 - \nu) \times \left( \frac{D}{R_v} \right) \right]}{1 + 0.5 \frac{D}{R_v}} = 0.85 \times \frac{1.2766}{1.1359} = 0.955$$

Entonces:

$$C_v = \frac{K_v^0(\eta_v c_v + 2\zeta k_v)}{\omega_v} = \frac{1\,479\,209.13(11.1264 \times 0.955 + 2 \times 0.03 \times 1)}{30.5} = 518\,373.085 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$$

*DIRECCIÓN DE CABECEO*

Los parámetros requeridos ya se habían calculado en la sección de rigideces de cabeceo, y son:

Dirección X	Dirección Y
$\eta_{rx} = 9.027$	$\eta_{ry} = 12.4$
$c_{rx} = 0.2963$	$c_{ry} = 0.2986$
$k_{rx} = -0.8$	$k_{ry} = -1.4797$

Finalmente los amortiguamientos en las direcciones de cabeceo son:

$$C_{rx} = \frac{K_{rx}^0(\eta_{rx} c_{rx} + 2\zeta k_{rx})}{\omega_{rx}} = \frac{238\,466\,527(9.027 \times 0.2963 + 2 \times 0.03 \times (-0.8))}{30.5} = 20\,540\,399 \text{ kN} \cdot \text{s} \cdot \text{m}$$

$$C_{ry} = \frac{K_{ry}^0(\eta_{ry} c_{ry} + 2\zeta k_{ry})}{\omega_{ry}} = \frac{238\,466\,527(12.4 \times 0.2986 + 2 \times 0.03 \times (-1.4797))}{41.89} = 20\,532\,672.1 \text{ kN} \cdot \text{s} \cdot \text{m}$$

AMORTIGUAMIENTOS DINÁMICOS FINALES

Los amortiguamientos finales serán la suma de las aportaciones en cada dirección:

	$C_X =$	337,498.34 kNs/m
Suma de aportaciones de los	$C_Y =$	295,549.72 kNs/m
pilotes y cajón de	$C_{RX} =$	20,540,398.98 kNsm
cimentación	$C_{RY} =$	20,532,672.08 kNsm
	$C_V =$	756,995.46 kNs/m

PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA CON ISE

Las NTC-SISMO proveen una metodología para obtener el período efectivo del sistema suelo estructura, con las siguientes fórmulas:

Altura efectiva	Peso efectivo de la estructura	Periodo natural si solo pudiera trasladarse	Período natural si solo pudiera girar
$H_e = \frac{\sum W_i \phi_i h_i}{\sum W_i \phi_i}$	$W_e = \frac{(\sum W_i \phi_i)^2}{\sum W_i \phi_i^2}$	$T_x = \frac{2 \pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_x}}$	$T_r = \frac{2 \pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}}$
$H_e = 9.67 \text{ m}$	$W_e = 24\,441.1 \text{ tonf}$	$T_x = 0.48 \text{ s}$	$T_r = 0.99 \text{ s}$

Y el periodo del sistema acoplado (ecuación A.20 de las NTC-SISMO) es:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_x^2 + T_r^2} = 1.1 \text{ s}$$

Para la obtención del amortiguamiento efectivo se requieren los amortiguamientos del suelo en los modos de traslación y rotación, que se calculan con las ecuaciones A.24 y A.25 del mencionado apéndice de las NTC-SISMO y cuyos valores son, respectivamente:

$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x}$	$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r}$
$\zeta_x = 0.2$	$\zeta_r = 0.1$

El amortiguamiento efectivo será (ecuación A.23 de las NTC-SISMO):

$$\tilde{\zeta}_e = 0.05 \left( \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1 + 2\zeta_x^2} \left( \frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 = 0.1$$

GENERACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

De acuerdo con la ecuación A.16 del apéndice A de las NTC-SISMO, habrán dos espectros diferentes, uno con  $\beta = 1$  para el caso de base empotrada y otro con:

$$\beta = \frac{\tilde{\zeta}_e^{0.6}}{\zeta_e} = 0.66$$

## BIBLIOGRAFÍA

Las ordenadas espectrales representan una fracción de la gravedad y para formar los espectros se han tomado en cuenta el factor de irregularidad y el hecho de que la estructura pertenezca al grupo A.

