



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO EN
ESTRUCTURAS CON IRREGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. DANIEL ALBERTO VELASCO MONTES

DIRECTOR DE TESINA: DR. GUSTAVO AYALA MILIÁN

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD MX

SEPTIEMBRE 2018

JURADO ASIGNADO

Presidente: Ing. Félix Serralde González

Secretario: M.I. Julio César Manzano Ortíz

Vocal 1: Dr. Amado Gustavo Ayala Milián

Vocal 2: Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro

Vocal 3: M.I. Leonardo Flores Corona

Lugar donde se realizó la tesina: Instituto de Ingeniería, UNAM.

Director de Tesina:

Dr. Amado Gustavo Ayala Milián

DEDICATORIAS

- A mis padres Carlos Alberto Velasco Álvarez e Irma Montes López por su paciencia, cariño, educación y apoyo incondicional que siempre me han brindado, haciendo de mí la persona que soy hoy en día. Mi gratitud eterna para ellos.
- A mi hermana Karen Giselle Velasco Montes por estar siempre ahí en los momentos indicados y hacer más ameno este recorrido.
- A mis amigos Jorge Enrique Díaz de León Gutiérrez, José Eduardo Leandro Vital y Francisco Javier Montes Mora por todos los momentos en los que crecimos juntos, siendo un gran apoyo en mi vida tanto profesional como privada.
- A toda mi familia, por los aprendizajes y experiencias adquiridos de cada uno de ellos.

AGRADECIMIENTOS

- A mi alma mater la Universidad Autónoma de Aguascalientes por mi formación como ingeniero civil.
- A la Universidad Nacional Autónoma de México y su Facultad de Ingeniería por hacerme parte de sus filas pudiendo así cumplir una meta más en mi vida.
- A mis colegas y amigos Agustín Mendez Marquez y Jorge Díaz de León por compartir la experiencia de hacer esta especialidad y toda la ayuda recibida por su parte.
- Al Doctor Gustavo Ayala Milián y Marco Antonio Escamilla García por su ayuda en la elaboración de este proyecto y aceptarme dentro de su equipo de trabajo.
- Al Instituto de Ingeniería de la UNAM por permitirme ser parte de esta honorable institución.
- Se agradece el apoyo otorgado para la realización de esta tesina a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM mediante el proyecto PAPIIT No. IN106917, "Formulación e implementación de un nuevo modelo de elementos finitos y su aplicación al análisis no lineal de estructuras de mampostería".
- A mis Sinodales Ing. Félix Serralde González, Julio César Manzano Ortíz, Dr. Mauro Pompeyo Niño Lazaro, M.I. Leonardo Flores Corona por su tiempo y comentarios para hacer un mejor trabajo.

ÍNDICE

i Resumen	6
ii Abstract.....	6
iii Contenido general por capítulo	7
1. Introducción	7
1.1 Definición del problema.....	7
1.2 Objetivo	8
1.3 Alcances de la Tesina.....	8
2. Evaluación sísmica de acuerdo a los métodos basados en fuerzas, propuestos por los códigos de diseño sísmico actuales.....	9
2.1 Métodos de análisis sísmico propuesto por las NTC-2017	13
2.1.1 Condiciones de regularidad	15
2.1.2 Torsión	15
2.1.3 Efectos bidireccionales	17
2.1.4 Efectos de segundo orden	17
2.2 Análisis estático.....	18
2.3 Análisis modal espectral.....	19
3. Análisis dinámico no lineal	21
3.1 Análisis dinámico no lineal paso a paso.....	22
3.2 Análisis dinámico incremental.....	24
4. Caso de estudio.....	26
4.1 Descripción del edificio en estudio	26
4.2 Demanda sísmica.....	38
4.2.1 Demanda para el análisis modal espectral	38
4.2.2 Demanda para el análisis no lineal paso a paso	40
4.3 Resultados del análisis modal espectral	41
4.4 Resultados del análisis dinámico no lineal paso a paso	46
4.5 Comparación de resultados utilizando un método basado en fuerzas propuesto por las Normas Técnicas Complementarias y un análisis dinámico no lineal paso a paso	48
5. Análisis de resultados	51
6. Conclusiones y recomendaciones	53
7. Referencias.....	54

I RESUMEN

En esta tesina se pretende evaluar el comportamiento que tienen las estructuras irregulares ante la acción sísmica bajo las condiciones de diseño del Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) en las actualizaciones que se hicieron el pasado 15 de diciembre de 2017. Para esto se modelará una estructura irregular en planta y elevación con los parámetros y criterios establecidos por las normas antes nombradas y con ello realizar un diseño de tal manera que se pueda valorar qué tan eficiente puede llegar a ser este tipo de proyectos.

Para efectuar el diseño se utilizará una demanda sísmica, modelando con ayuda de software especializados, aplicando distintos métodos como son el modal espectral y el no lineal paso a paso.

II ABSTRACT

This thesis aims to evaluate the behavior of irregular structures against seismic action under the design conditions of the Building Code of Mexico City and Complementary Technical Norms, that were update on December 15th 2017. For this, an irregular structure in plan and elevation will be modeled with the parameters and conditions established by the aforementioned standards and with this design will be made in order to assess how efficient this type of project can be.

To carry out the design, a seismic demand will be used, modeling with the use of specialized software; applying different methods such as the spectral modal and the non-linear step by step.

III CONTENIDO GENERAL POR CAPÍTULO

El presente trabajo a partir del capítulo dos se organiza de la siguiente manera:

Capítulo 1 presenta las problemáticas, objetivos y alcances de esta tesina.

Capítulo 2 describe de manera breve los procesos de evaluación sísmica para edificaciones y los métodos de análisis propuestos en las normas técnicas complementarias.

Capítulo 3 se presentan dos tipos de análisis no lineal, como son, el paso a paso y el incremental.

Capítulo 4 se describe el caso de estudio y se presentan las demandas a las que va estar sometida la estructura, así como los resultados obtenidos de cada análisis.

Capítulo 5 se revisan, analizan y discuten los resultados obtenidos en el capítulo anterior.

Capítulo 6 de presentan las conclusiones y recomendaciones generales.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Definición del problema

Los reglamentos de diseño sísmico actuales exigen que las estructuras deban ser capaces de disipar la energía que les induce un sismo, de manera eficiente mediante un comportamiento inelástico, teniendo daños en la estructura pero sin llegar al colapso; sin embargo, se ha demostrado que algunos de los métodos propuestos por la mayoría de los códigos de diseño sísmico actuales no ofrecen resultados congruentes con el desempeño que fue supuesto en el diseño original. En muchos casos esto ha sido atribuido a la irregularidad estructural en planta y/o elevación, por tal motivo, algunas investigaciones dan a entender los efectos de la irregularidad en el desempeño sísmico. Particularmente los reglamentos que tratan el comportamiento sísmico proponen realizar diseños conservadores mediante la aplicación de factores que reducen la ductilidad de la estructura, sin embargo, estudios han demostrado que la aplicación de estos factores de regularidad no siempre garantizan que las secciones de los elementos estructurales sean las más eficientes u óptimas ya que los reglamentos de construcción, para hacer cumplir sus límites, proponen dimensiones de sección un tanto más grandes, esto no quiere decir que no se cumpla con el comportamiento esperado de la estructura, sino

que afecta a la hora de la ejecución o construcción al requerir mayor cantidad de material mano de obra, etc.

Con los acontecimientos ocurridos en México debido a los sismos anteriores, como lo fue el del 19 de septiembre de 1985 y los antecedentes que se tienen como referencia del sismo de 1957, en adición a la localización y tipo de terreno con el que se cuenta en la Ciudad de México, normas y reglamentos se han adecuados y actualizados con base a investigaciones, siendo más estrictas en lo que al diseño se refiere, con nuevos parámetros en cuanto a control de daños y colapso.

Para poder observar el comportamiento de las estructuras con base en lo que se establece en los reglamentos se cuenta, en la actualidad, con múltiples software especializados en el modelado y análisis estructural, ayudando a reducir el tiempo que se emplea para realizar dichas actividades; por tal motivo y para el caso de estudio que se representa en este trabajo más adelante se hará uso de algunas de estas herramientas.

1.2 Objetivo

Debido a lo anterior el presente trabajo tiene como objetivo fundamental entender y discutir el comportamiento sísmico de edificios, irregulares en planta y elevación, a base de marcos de concreto reforzado, realizando un estudio comparativo sobre la aproximación de los resultados obtenidos manejando diferentes filosofías de diseño. Particularmente se estudiarán los métodos basados en fuerzas, presentados por el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias NTC-2017 y el Análisis dinámico no lineal paso a paso.

1.3 Alcances de la Tesina

En esta tesina se evaluará el comportamiento de estructuras irregulares con base en lo establecido en el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y las Normas Técnicas Complementaria en su versión más actual (2017), revisando los métodos ahí descritos como lo son el análisis estático, el modal espectral y el no lineal paso a paso; tomando en cuenta todos los factores de reducción que se emplean en estas normas, así como los efectos de torsión que se puedan generar en la edificación que se pretende estudiar.

2. EVALUACIÓN SÍSMICA DE ACUERDO A LOS MÉTODOS BASADOS EN FUERZAS, PROPUESTOS POR LOS CÓDIGOS DE DISEÑO SÍSMICO ACTUALES

En la actualidad existen gran cantidad de métodos para analizar estructuras, algunos de ellos son más o menos robustos dependiendo de lo que se quiera analizar o diseñar. Con la cantidad de métodos que se conocen hoy en día, gran parte de los ingenieros dedicados al área de estructuras prefiere emplear métodos simplificados los cuales procuran incluir el comportamiento dúctil, en medida de lo posible, pero aun así estos tienen muchas incertidumbres respecto al comportamiento real de la estructura ya que recurren a la aplicación de factores para intentar normalizar la respuesta.

Los códigos han ido evolucionando de acuerdo a las demandas que se generan con el paso del tiempo, originalmente se tenían análisis de fuerzas muy simplificados y estos eran válidos para cualquier construcción, pero hoy en día ese tipo de análisis no siempre es congruente para construir o representar el comportamiento que tienen las edificaciones; por lo tanto estos métodos se han quedado rezagados, con la aparición de nuevos métodos como los basados en desempeño como pueden ser el propuesto por Kappos (Kappos, A. J. & Stefanidou, S., 2010), el espectral evolutivo propuesto por Ayala y Alba (Alba, F. & Ayala, A. G., 2005) o el paso a paso se amplía y perfecciona cada vez más la modelación y análisis de estructuras trayendo consigo métodos más complejos pero que ofrecen resultados un poco más apegados a la realidad.

Este trabajo solo se limita a presentar el método estático, modal espectral y no lineal paso a paso como lo establece la normativa de la Ciudad de México siguiendo los pasos y requerimientos que se presenten en dicha normativa.

La respuesta que ofrece una estructura ante las diferentes sollicitaciones para las cuales se va a diseñar depende mucho del tipo de estructuración, los materiales con los que se va a trabajar, la geometría, el uso que se le dará, el grado de importancia, el tipo de demanda sísmica, entre otras cosas; por lo tanto las normas técnicas (NTC) ofrecen diversas salidas para resolver cada estructura particularmente.

Con lo anterior debemos tener en cuenta qué es una sollicitación o demanda sísmica, para ello primeramente se describirá lo que es un sismo y cómo es que puede presentarse.

Sismo: deriva, como tal, del griego “seismós” que significa sacudida o agitación. Por lo que se usa este término para referirse al movimiento de la tierra o superficie.

Un sismo resulta del movimiento súbito de la corteza terrestre, teniendo como consecuencia la liberación de energía acumulada, ya sea por el desplazamiento de las placas tectónicas, la actividad volcánica, hundimientos, deslizamientos o

explosiones atómicas; son de corta duración y su intensidad es variable, la energía que se libera es transmitida a la tierra en forma de ondas, siendo estas las que producen el movimiento del terreno.

Los sismos originados de forma natural liberan cantidades mucho mayores de energía en comparación con los que se generan de forma sintética, como ya se mencionó estos pueden originarse de la siguiente manera:

- Tectónicamente. Son los ocasionados por el movimiento de las placas tectónicas de la corteza, con un rompimiento o choque de las mismas. Cabe mencionar que éstos son los que generan la mayor cantidad de sismos y los de mayor intensidad.
- Volcánicamente. Son provocados por erupciones volcánicas muy violentas, generando grandes sacudidas en los lugares cercanos, pero son poco frecuentes.
- Hundimiento. Se producen cuando al interior de la corteza se crea una acción erosiva debido a las aguas subterráneas, dejando un vacío que termina por ceder ante el peso de material que sostiene en la parte superior. Son poco frecuentes y de corta extensión.
- Deslizamientos. Por el propio peso de las montañas se tiende a aplanar el terreno generando fallas en el terreno que generan movimientos o sismos pequeños.
- Explosiones atómicas. Estos son realizados por la acción del hombre.

Hay dos tipos básicos de ondas que se producen al ocurrir un sismo, sea cual sea su origen, las ondas de cuerpo y superficiales, a su vez las ondas de cuerpo se dividen en dos tipos, la onda primaria o P y la onda secundaria o S.

Las ondas primarias u ondas P pueden alcanzar grandes velocidades aunque varían dependiendo del tipo de terreno sobre el que actúen y se caracterizan por comprimir y descomprimir el terreno en la misma dirección de su trayectoria.

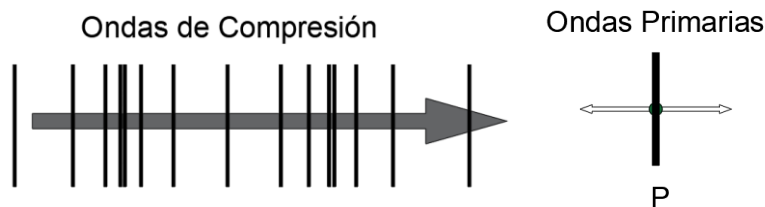


FIG. 2.0.1 ONDAS PRIMARIAS

Las secundarias o S viajan a menor velocidad que la anterior, provoca deformaciones en el material lateralmente a su trayectoria siendo ondas de cortante, por tal motivo no se transmite en fluidos.

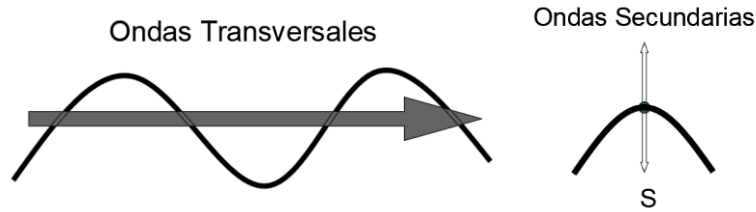


FIG. 2.0.2 ONDAS SECUNDARIAS

Las ondas superficiales, como su nombre lo indica, se propagan por la parte más superficial de la corteza. Estas ondas pueden clasificarse en dos, ondas Love (L) y ondas Rayleigh (R), nombradas así en honor a sus descubridores, A. E. H. Love y Lord Rayleigh.

Las ondas Love generan un movimiento similar a las ondas S pero solamente en dirección horizontal.

Las ondas Rayleigh causan un movimiento vertical similar a las olas del mar.

Ondas Love y Rayleigh

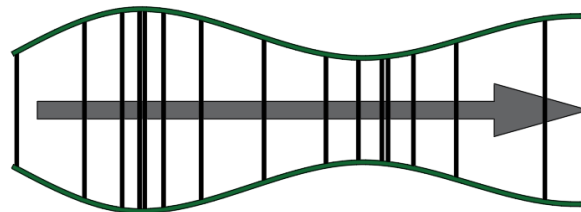


FIG. 2.0.3 ONDAS SUPERFICIALES

En este trabajo solo se presentan ondas generadas por movimientos tectónicos.

De acuerdo con lo anterior se sabe que las ondas son transmitidas de una u otra forma dependiendo del material sobre el cual estén actuando, por tal motivo el reglamento de la Ciudad de México (GCDMX, 2017) cuenta con una zonificación sísmica para su extensión territorial, dependiendo del tipo de terreno en el que se pretenda construir, esto puede ser consultado en el apartado "2.2 Reconocimiento del sitio" de las NTC para Cimentaciones 2017 (NTC-Cimentaciones, 2017), pudiendo así obtener la información necesaria y los valores que resulten seguros a la hora de hacer un diseño estructural ver figura 2.0.4. Según lo que indica el apartado antes mencionado se tienen tres zonas:

- **Zona I – 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, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos artificiales no controlados.

- **Zona II – 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 limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
- **Zona III – Lacustre.** integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son en general medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50m.

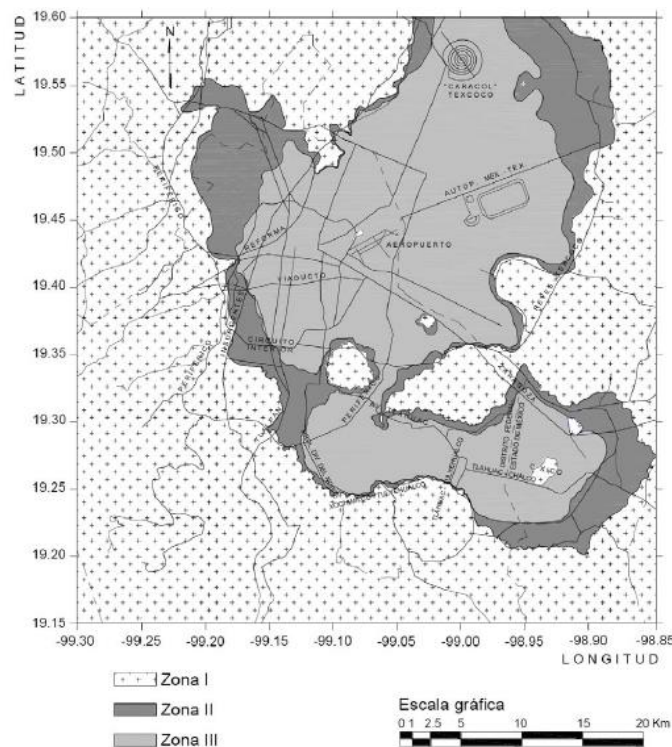


FIG. 2.0.4 ZONIFICACIÓN DEL TERRENO. (NTC-Sismo, 2017)

Al conocer el tipo de suelo sobre el que se va a desplantar la estructura se debe tener en cuenta cómo es que transmiten las ondas sísmicas, con el fin de reconocer el periodo o forma de vibrar del terreno. Conociendo este dato se tiene que procurar que la estructura no tenga un periodo fundamental con valores similares al del suelo porque esto se vería reflejado en desplazamientos más grandes al entrar en resonancia.

Intentando evitar en medida de lo posible lo mencionado en el párrafo anterior y, como ya se señaló antes, tratando que la estructura sea capaz de disipar energía tienen que considerarse las características no lineales de los elementos a la hora

de idealizar el modelo estructural, el reglamento en sus NTC de Concreto (NTC-Concreto, 2017) intenta representar este comportamiento al indicar que los elementos estructurales se agrietan o incursionan en el rango inelástico afectándolos por factores desde 0.7 hasta 0.5 en sus inercias calculadas con la sección bruta de concreto con la finalidad de que los elementos tengan cierto agrietamiento aceptando que se dañen y haciendo flexible a la estructura.

La evaluación de una estructura puede ser determinada por varios parámetros dependiendo del desempeño que se pretende deba tener la estructura; algunos de estos parámetros serían los desplazamientos, distorsiones, nivel de ductilidad, rotaciones, velocidades máximas y aceleraciones máximas.

2.1 Métodos de análisis sísmico propuesto por las NTC-2017

La filosofía de diseño de estas normas sufre cambios considerables en su versión de 1976 y hasta la más actual (2017) debido a los sucesos acontecidos en septiembre de 1985 con la finalidad de brindar a las estructuras una mayor capacidad de respuesta ante los sismos, permitiendo trabajar en el rango inelástico gestionando los niveles de daño para sismos frecuentes y evitando el colapso para eventos de mayor intensidad. Al ocurrir el evento del 7 y 19 de septiembre de 2017 se continúa investigando de forma más exhaustiva con el fin de optimizar aún más la normativa.

Las normas técnicas actuales especifican que todas las estructuras deben diseñarse con algún método dinámico como los que se describen en los capítulos 6 y 7 de las NTC de Sismo (NTC-Sismo, 2017), por tal motivo en este capítulo se describen algunos de los métodos así como las limitantes que estos ofrecen.

Una vez conocido el tipo de terreno se deben definir las cargas o acciones que actuarán sobre la estructura y cómo serán consideradas. Aquí se definen las cargas permanentes, variables, como pueden ser carga viva, temperatura, deformaciones, hundimientos; y las cargas accidentales, véase acciones sísmicas (NTC-Sismo, 2017), de viento o granizo.

Las cargas permanentes son aquellas que se encuentran presentes durante toda la vida útil del inmueble y varían poco con el tiempo. Por otra parte las cargas variables son aquellas que, como su nombre lo indica, tienden a cambiar o tienen diferentes probabilidades de ocurrencia durante la vida útil de la edificación, estas se clasifican principalmente en tres: vivas máximas, vivas instantáneas y vivas medias. Por último se encuentran las acciones accidentales, que son aquellas que pueden alcanzar grandes intensidades en un tiempo muy corto, como ya se mencionó antes estas pueden ser debidas a sismos, vientos muy fuertes, granizo, nieve, o algún otro evento fuera de lo común.

Posteriormente establecer las condiciones de seguridad así como los criterios a emplear a la hora de diseñar a través de los conocidos como estados límite. Estos estados límite pueden ser presentados en dos ramas:

Estado límite de falla y estado límite de servicio, el primero se refiere a la estabilidad y seguridad de una construcción teniendo en cuenta su capacidad para soportar cargas después de algún evento desafortunado; la segunda se refleja en lo económico o en daños y averías que puedan afectar la ocupación del inmueble o no permitan que sea utilizado para lo que fue diseñado (Figura 2.1.1a y 2.1.1b).

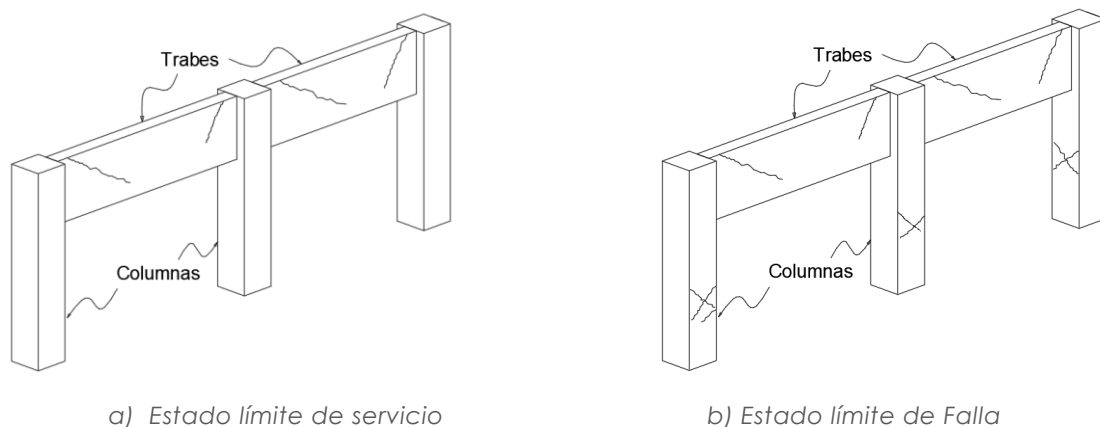


FIG. 2.1.1 ESTADOS LÍMITE

Al establecer los parámetros y criterios se determina qué combinaciones de carga van a ser aplicadas para revisar las condiciones de seguridad y servicio antes señaladas. Se deben incluir combinaciones que contengan cargas permanentes y variables, así como combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales. Cada una de las combinaciones deberá multiplicarse por sus respectivos factores de carga, indicados en las NTC (NTC-Criterios, 2017).

Teniendo las características de la estructura, se debe analizar por uno de los métodos especificados en las NTC para el diseño sísmico, poco más adelante se describen el análisis estático y el análisis modal espectral; los métodos dinámicos no lineales se describirán en el siguiente capítulo.

Para determinar los factores de reducción de fuerzas que son aplicables la estructura debe cumplir con ciertas condiciones de regularidad a modo de identificar si es regular, irregular o muy irregular. Esto se puede encontrar en el capítulo 5 de las NTC de Sismo 2017 (NTC-Sismo, 2017). Dichas condiciones se exhiben a continuación.

2.1.1 Condiciones de regularidad

Para identificar éstas condiciones se puede consultar directamente desde el capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias de Sismo 2017 (NTC-Sismo, 2017). Con ellas se determinará el nivel de irregularidad de la estructura que se analizará en este trabajo. Para ver el contenido ver referencia completa.

Según lo establecido en el párrafo anterior, las estructuras pueden clasificarse en tres tipos según dichas condiciones, esa clasificación se muestra a continuación:

Estructura regular. Al satisfacer los requisitos mostrados anteriormente se puede considerar una estructura regular.

Estructura irregular. Se considerará irregular si no satisface uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12, 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8.

Estructura muy irregular. Si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o si se presenta alguna de las condiciones siguientes:

- 1.- El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de la misma.
- 2.- La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 40 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ellas.
- 3.- Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9.

2.1.2 Torsión

Para considerar los efectos de torsión se debe calcular una excentricidad torsional, e_s , la cual se tomará como la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza lateral que actúa para cada entrepiso.

A continuación se describe la referencia completa extraída de las NTC de Sismo 2017 en su apartado 2.2 Efectos de Torsión.

“Para el método estático o el dinámico modal espectral, el momento torsionante debe tomarse por lo menos igual a la fuerza lateral que actúa en el nivel multiplicada por la excentricidad que para cada elemento vertical sismo-resistente resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + e_a \quad (2.2.1 \text{ NTC Sismo 2017})$$

$$e_s - e_a \quad (2.2.2 \text{ NTC Sismo 2017})$$

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

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

$$[0.05 + 0.05(i - 1)/(n - 1)]b_i \quad (2.2.3 \text{ NTC Sismo 2017})$$

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

Las resistencias de los elementos o planos verticales que toman la fuerza cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces laterales y, en ambas direcciones de análisis, los elementos o planos verticales que se coloquen a ambos lados del centro de rigidez de un entrepiso deben ser del mismo tipo. Por ejemplo, si en uno de los lados la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben serlo.

Cuando el sistema estructural cuente con diafragmas de piso rígidos, el efecto de la torsión accidental puede ser considerado añadiendo a las fuerzas y desplazamientos que resulten de un análisis que no la considere, los efectos de un sistema de cargas que produzca un momento alojado en el plano de cada nivel de piso. El valor de cada uno de estos sistemas de carga se determinará de manera que produzca los momentos torsionantes de entrepiso que resultarían de considerar en cada dirección horizontal ortogonal la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad accidental calculada con la ecuación 2.2.3. Para este fin, se considerarán dos configuraciones de los momentos torsionantes debidos a las excentricidades accidentales, una en que todos los momentos adicionales se tomen con signo positivo y otra con signo negativo. Esta condición se cumple de acuerdo con lo siguiente:

$$M_{0i} = \pm(M_{ai} - M_{a(i+1)}) \quad (2.2.4 \text{ NTC Sismo 2017})$$

donde M_{0i} es el momento aplicado en el plano del i -ésimo nivel, y $M_{ai} = (V_i e_{ai})$, en donde V_i es la fuerza cortante del i -ésimo entrepiso en la dirección del análisis, y e_{ai}

su correspondiente excentricidad accidental de entrepiso, calculada de acuerdo con la ecuación 2.2.3.

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

2.1.3 Efectos bidireccionales

Para poder analizar las fuerzas laterales o acción sísmica que debe resistir la estructura es prudente hacer un modelo tridimensional en el que se incorporen dichas solicitudes en dos direcciones principales pero tomando siempre en cuenta una combinación en la cual se aplicará el cien por ciento de los efectos que presenta en la dirección de análisis y el treinta por ciento de los efectos que obran perpendicularmente, con esto se tienen que tomar los que resulten más desfavorables. Esto queda estipulado en el apartado 2.3.6 de las NTC de Sismo 2017.

2.1.4 Efectos de segundo orden

Los efectos geométricos de segundo orden deben tenerse en cuenta para las acciones verticales adicionales que actúan sobre la estructura desplazada lateralmente. Pueden despreciarse dichos efectos si la distorsión, considerando los límites de colapso, no excede lo siguiente:

$$0.08 \frac{V}{W_p}$$

donde:

V es fuerza cortante de diseño calculada en el entrepiso para límites de colapso

W_p el peso de la parte de la construcción situada por encima del entrepiso, sin factores de carga.

2.2 Análisis estático

Para usar este método de análisis, se debe tomar como base el nivel donde los desplazamientos son representativos con respecto al suelo donde se encuentra desplantada la estructura. (Fig. 2.2)

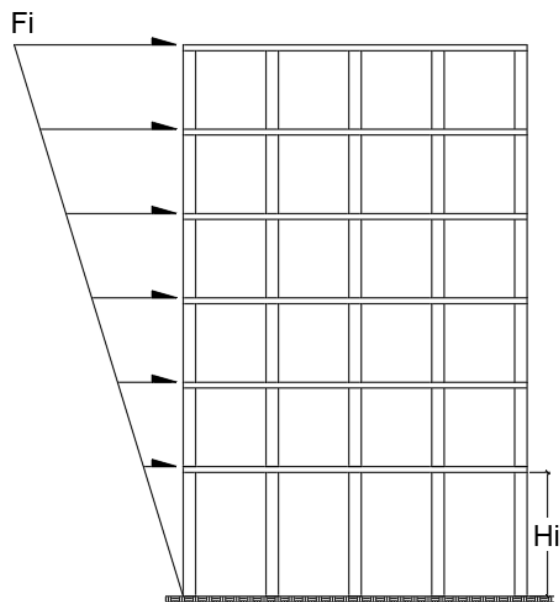


FIG. 2.2 CARGAS ANÁLISIS ESTÁTICO

Es posible emplear el método para estructuras regulares según las condiciones de regularidad establecidas en el apartado 2.1.1 de esta tesina, pero dicha estructura no debe sobrepasar los 30 metros de altura, para estructuras irregulares el límite de altura será de 20 metros. Cuando la estructura se ubique en zonas donde el terreno cuente con una gran capacidad de carga los límites de altura anteriores podrán ser aumentados en 10 metros para cada caso, por lo tanto en estructuras regulares la altura máxima será de 40 metros y 30 metros para estructuras irregulares.

Este método no puede ser aplicado en estructuras de gran importancia como las pertenecientes al grupo A que son aquellas donde se pueden presentar grandes pérdidas en caso de que éstas fallasen o estructuras indispensables para la población aun después de un sismo tal como hospitales, aeropuertos, instalaciones del ejército, etc. (NTC-Sismo, 2017), o aquellas que sean muy irregulares. Para edificaciones cuyo sistema de piso no cumpla con las condiciones de diafragma rígido el método no permite establecer aceleraciones de piso.

Para obtener el cortante de diseño deben proponerse un conjunto de fuerzas aplicadas horizontalmente sobre puntos que correspondan al lugar donde está ubicado el sistema de piso o masas de cada nivel.

Esas fuerzas serán multiplicadas por un coeficiente proporcional a la altura donde son aplicadas, este coeficiente se tomará de forma tal que V_0/W_0 sea igual a $c/(Q'R)$ pero nunca será menor que la ordenada espectral en el periodo $T = 0$.

Con base en lo anterior la fuerza aplicada en el i -ésimo entrepiso se obtiene con la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

donde:

W_i es el peso de la masa para cada nivel

h_i la altura de la i -ésima masa sobre el desplante

Q' es el factor de reducción por comportamiento sísmico

c se obtiene del SASID cuando el periodo se encuentra entre T_a y T_b .

Las fuerzas cortantes que se obtuvieron con la formula antes mencionada pueden ser reducidas si se toma en cuenta el periodo de la estructura. Para realizar este proceso se tiene que aplicar lo establecido en el apartado "7.3 Reducción de las fuerzas cortantes en función del periodo fundamental" de las Normas Técnicas Complementarias de Sismo 2017.

2.3 Análisis modal espectral

Este método es el más usado para realizar el análisis estructural ya que toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, por ende se tiene una mejor aproximación del comportamiento sísmico. Se tomará como un análisis dinámico de fuerzas y al igual que en el análisis estático, la base será aquella donde la estructura tenga desplazamientos relevantes con respecto al nivel de desplante. Este involucra solamente los valores máximos de desplazamientos y aceleraciones de cada modo (fig. 2.3) haciendo uso de un espectro de diseño, los valores obtenidos se combinan mediante un promedio y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados; aunque otro método sería la combinación cuadrática completa (llamada CQC).

Los efectos de torsión, bidireccionales serán tomados como se describe anteriormente.

El peso de cada entrepiso deberá considerarse contemplando las cargas muertas y vivas según las Normas Técnicas.

Se debe elaborar un modelo tridimensional, el cual estará considerado en el rango elástico; la suma de los pesos de cada modo de vibrar en las diferentes direcciones

de análisis debe ser mayor o igual al 90 por ciento del peso total de la estructura. Para esto se tiene la siguiente expresión

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\})^2}{\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\}} \quad (\text{Ec. 2.3})$$

donde:

$\{\varphi_i\}$ es un vector de amplitudes del i-ésimo modo de vibrar.

$[W]$ la matriz de pesos de las masas de la estructura.

$\{J\}$ un vector de "unos" en las posiciones correspondientes a los grados de libertad y "ceros" en las demás posiciones.

La participación de cada modo en las fuerzas que actúan sobre la estructura será calculada utilizando los espectros de diseño que especifican las normas pero afectados por los factores de comportamiento sísmico y sobre resistencia Q y R.

Las respuestas modales tienen que combinarse para obtener las respuestas totales de la estructura.

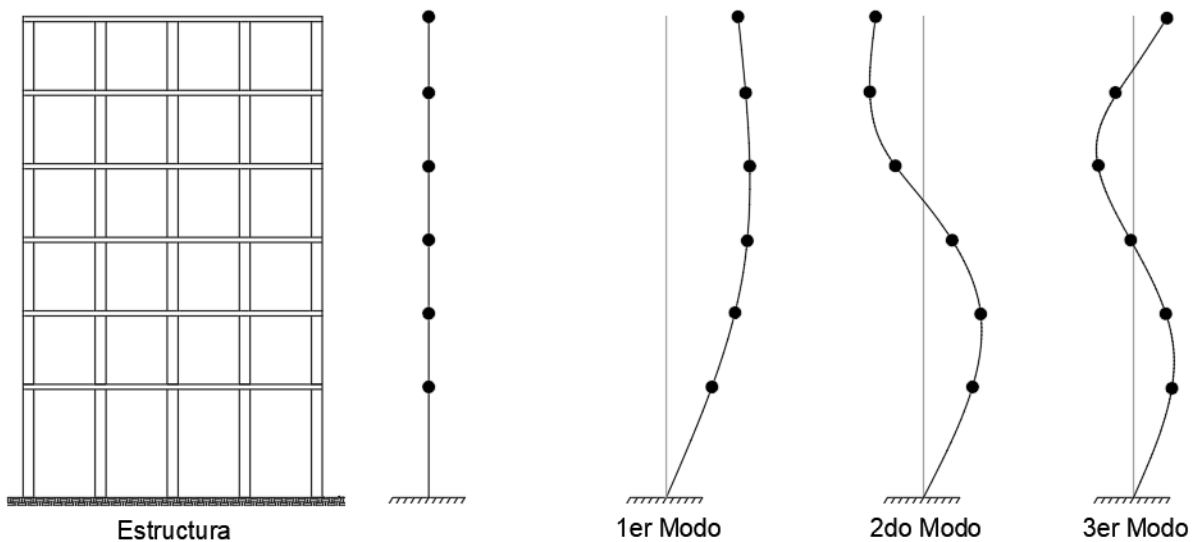


FIG. 2.3 MODOS DE VIBRAR

3. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

Para describir de forma adecuada cómo se comportan los sistemas estructurales a lo largo del rango de deformaciones, se debe adoptar una idealización estructural que incluya el comportamiento no lineal cuyas propiedades varíen con el nivel de deformación alcanzado. Para esto se opta por la aplicación de análisis paso a paso que serán descritos posteriormente.

Este tipo de análisis provee información más detallada sobre el desempeño que tendrá la estructura y los niveles de deformación que puede llegar a tener durante el periodo de tiempo en que se presenten los movimientos del terreno.

Los análisis dinámicos, en este caso el no lineal paso a paso, resuelven por medio de métodos numéricos, como puede ser el de Beta de Newmark o Teta de Wilson, un sistema de ecuaciones para varios grados de libertad, de acuerdo con la estructuración que se tenga, a partir de la ecuación de movimiento, la cual incluye los amortiguamientos, rigideces y masas.

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = P(t) \quad (3.0)$$

donde:

$\{\ddot{x}\}$ vector de aceleración

$\{\dot{x}\}$ vector de velocidad

$\{x\}$ vector de desplazamiento

$[M]$ la matriz de masas

$[C]$ la matriz de amortiguamiento

$[K]$ la matriz de rigidez

$P(t)$ vector de cargas variantes respecto al tiempo

3.1 Análisis dinámico no lineal paso a paso

Este método dinámico requiere el empleo de acelerogramas pertenecientes a sismos reales o movimientos simulados para tener una mejor idea del comportamiento del suelo en donde se pretende desplantar la edificación. El reglamento indica que deben emplearse distintos pares de acelerogramas dependiendo el periodo de sitio T_s , por lo tanto cuando T_s sea menor que 2 segundo deberán utilizarse al menos 8 parejas de aceleraciones representativas; y para un T_s mayor a 2 segundos se emplearán al menos 12 parejas (NTC-Sismo, 2017).

Las parejas que se emplean en este análisis deben guardar cierta similitud con los movimientos reales del terreno, aunque cada una debe ser independiente entre sí. Las intensidades son muy parecidas a los espectros de diseño pero sin la afectación de los factores de reducción, el amortiguamiento se considera como el 5 por ciento del crítico. Para estructuras del grupo A deben contemplarse algunos factores, para consultarlos revisar el apartado 3.3 de las NTC de Sismo (NTC-Sismo, 2017).

Al igual que el análisis modal espectral, éste análisis se debe realizar a partir de un modelo tridimensional que tenga respuesta ante dos componentes ortogonales combinadas simultáneamente, éstas deben tener relación probabilística e intensidades muy similares a las generadas por los sismos reales.

Todas las parejas de acelerogramas se afectarán por factores de escalamiento para intentar obtener ordenadas muy similares, estas ordenadas no deberán ser menores que 1.3 veces las que se tienen del espectro de diseño (NTC-Sismo, 2017).

Tal como se menciona al inicio del capítulo, uno de los métodos numéricos más usados para resolver la ecuación de movimiento (3.0) antes planteada es el de Newmark; este método permite conocer las magnitudes de aceleración, velocidad y desplazamiento para cualquier intervalo de tiempo. Se establecen ciertos parámetros de corrección para estabilizar las respuestas y poder cumplir con el equilibrio como lo establece Wilson en su método (Wilson, 2002).

Enseguida se describe de manera general el método Beta de Newmark tal como lo que describe Cárdenas Soto. (Cárdenas, 2010)

Indica que se debe hacer uso de la serie de Taylor para obtener las siguientes ecuaciones

$$x = \Delta x + \Delta t \Delta \dot{x} + \frac{\Delta t^2}{2} \Delta \ddot{x} + \frac{\Delta t^3}{6} \Delta x \ddot{\ddot{...}} \quad (3.1)$$

$$\dot{x} = \Delta\dot{x} + \Delta t\Delta\dot{x} + \gamma\Delta t^2\ddot{x} \quad (3.2)$$

Las ecuaciones 3.1 y 3.2 se truncan de forma tal que se obtiene lo siguiente

$$x = \Delta x + \Delta t\Delta\dot{x} + \frac{\Delta t^2}{2}\Delta\ddot{x} + \beta\Delta t^2\ddot{x} \quad (3.3)$$

$$\dot{x} = \Delta\dot{x} + \Delta t\Delta\dot{x} + \gamma\Delta t^2\ddot{x} \quad (3.4)$$

Se supone una aceleración lineal en cada paso, de tal manera que puede expresarse de la siguiente manera

$$\ddot{x} = \frac{\dot{x} - \Delta\dot{x}}{\Delta t} \quad (3.5)$$

Sustituyendo la ecuación 3.5 en 3.3 y 3.4 se obtiene

$$x = \Delta x + \Delta t\Delta\dot{x} + \left(\frac{1}{2} - \beta\right)\Delta t^2\Delta\ddot{x} + \beta\Delta t^2\ddot{x} \quad (3.6)$$

$$\dot{x} = \Delta\dot{x} + (1 - \gamma)\Delta t\Delta\dot{x} + \gamma\Delta t\ddot{x} \quad (3.7)$$

Newmark resuelve las ecuaciones 3.6, 3.7 y la ecuación de movimiento expresada en función de los incrementos de tiempo

$$[M]\Delta\ddot{x} + [C]\Delta\dot{x} + [K]\Delta x = \Delta P \quad (3.8)$$

Por otro lado el método de Wilson (1962) se formula de tal manera que no sea necesario hacer iteraciones, por lo que reestablece las ecuaciones 3.6 y 3.7 quedando como sigue

$$\ddot{x} = b_1(x - \Delta x) + b_2\Delta\dot{x} + b_3\Delta\ddot{x} \quad (3.9)$$

$$\ddot{x} = b_4(x - \Delta x) + b_5\Delta\dot{x} + b_6\Delta\ddot{x} \quad (3.10)$$

Siendo $b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, b_6$ las constantes de integración definidas por las siguientes ecuaciones

$$b_1 = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \quad (3.11)$$

$$b_2 = \frac{1}{\beta\Delta t} \quad (3.12)$$

$$b_3 = \beta - \frac{1}{2} \quad (3.13)$$

$$b_4 = \gamma\Delta t b_1 \quad (3.14)$$

$$b_5 = 1 + \gamma\Delta t b_2 \quad (3.15)$$

$$b_6 = \Delta t(1 + \gamma b_3 - \gamma) \quad (3.16)$$

Los valores más usados para β y γ son de 0.25 y 0.5 respectivamente.

3.2 Análisis dinámico incremental

Este análisis es de gran utilidad cuando se quiere obtener la curva de capacidad dinámica de alguna estructura, ya que se puede ver el comportamiento general gracias a la relación que tiene el cortante basal con el desplazamiento de un punto dado.

Se realiza teniendo una serie de análisis no lineales paso a paso con intensidades sísmicas que incursionan en el rango elástico e inelástico hasta llegar a un límite establecido, las demandas sísmicas pueden ser acciones reales de registros existentes o con acelerogramas sintéticos, escalados de tal manera que generen la demanda esperada para el nivel o rango de comportamiento que se pretende tenga la estructura.

Para trazar la curva de capacidad se debe primeramente contar con un modelo analítico en algún tipo de programa que permita realizar análisis con historia en el tiempo no lineal o paso a paso.

Posterior a esto elegir una demanda de algún registro en particular teniendo sus aceleraciones en el tiempo.

Una vez que se establece el registro y se cuenta con el modelo se ejecuta un análisis paso a paso de modo que se obtengan las respuestas de la estructura a través del

tiempo. Estos resultados pueden expresarse con base en el cortante basal o los desplazamientos según se requiera.

Para establecer un punto en la curva de capacidad deberá tomarse el valor máximo de respuesta obtenido del análisis, como el desplazamiento máximo y su cortante basal asociado, cabe mencionar que normalmente se obtiene la máxima respuesta de cortante ligada al mayor desplazamiento, pero en ocasiones pueden existir algunas excepciones.

De esta forma al realizar distintos análisis con diferentes solicitaciones escaladas, se obtendrán diversos puntos que a su vez irán trazando la curva de capacidad hasta llegar al valor que se requiera o se haya establecido. (Figura 3.2)

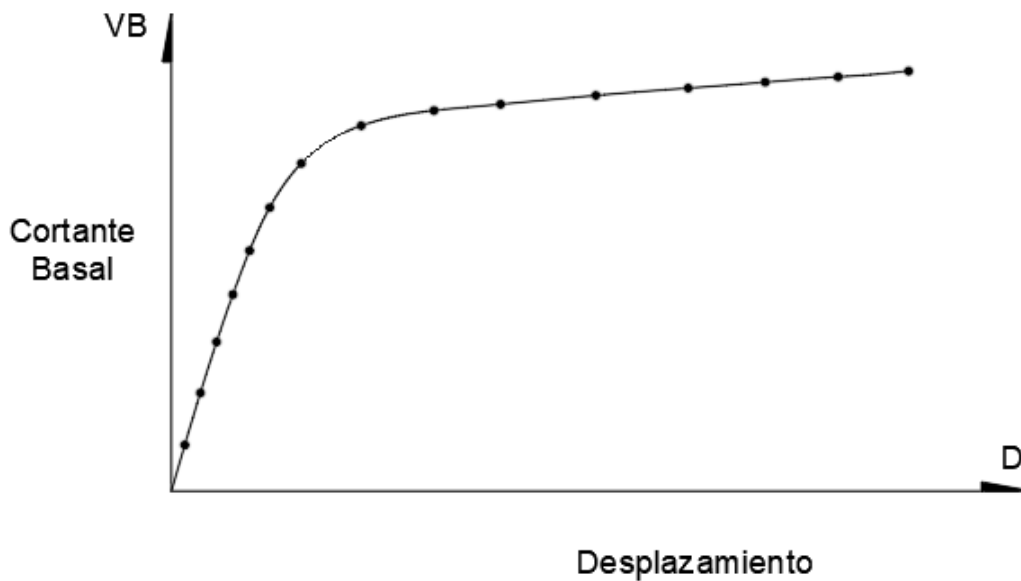


FIG. 3.2 CURVA DE CAPACIDAD

4. CASO DE ESTUDIO

4.1 Descripción del edificio en estudio

La edificación que se estudia en este trabajo cuenta con las siguientes características.

Ubicada en Zona de transición definida en el apartado "2.2 Reconocimiento del sitio" de las NTC para Cimentaciones 2017 (NTC-Cimentaciones, 2017). En las coordenadas 19.287695, -99.128958.

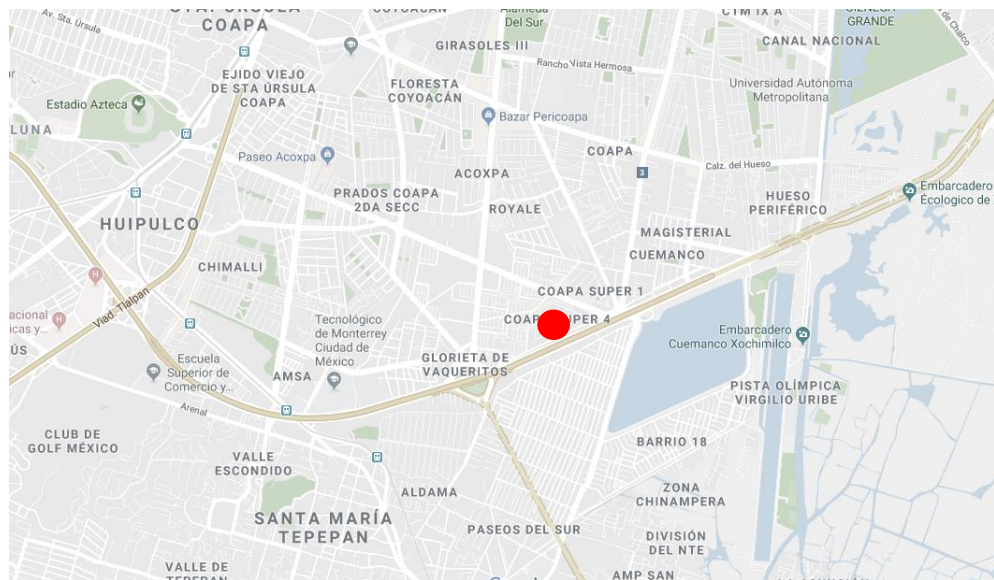


FIG. 4.1.1 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El edificio tendrá un uso destinado para oficinas, con este dato se tomarán ciertos valores en cuanto a cargas y factores que lo afectan de acuerdo con el reglamento de construcciones (GCDMX, 2017), considerando también un factor de comportamiento sísmico de $Q = 3$.

Estructura de doce niveles, el primero de ellos con una elevación diferente al resto siendo ésta de 5.5 metros y todos los niveles superiores con una altura de 3.5 metros cada uno.

De la planta baja hasta el cuarto nivel la estructura tiene las siguientes dimensiones Dirección X con tres crujías de 7 metros cada una y el dirección Y con 3 crujías de 8 metros cada una como se muestra en la figura 4.1.2.

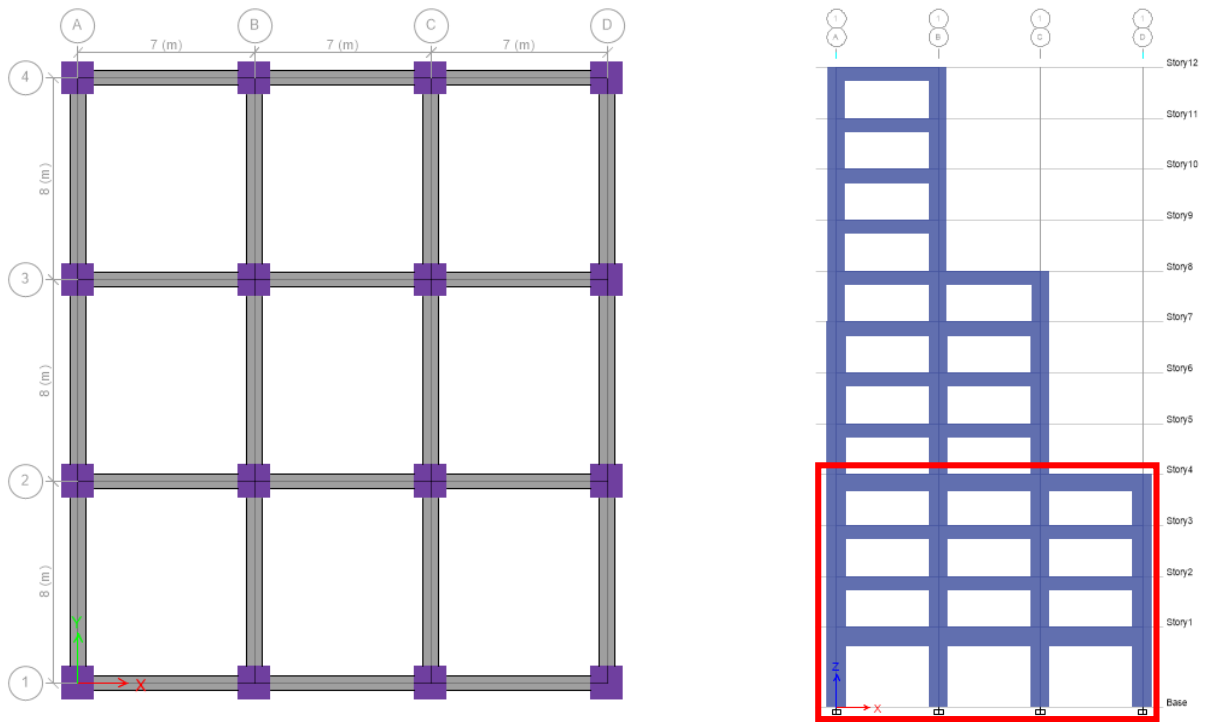


FIG. 4.1.2 PLANTA DEL NIVEL 1 AL NIVEL 4

Del quinto al octavo nivel la planta cuenta con dos crujeías de 7 metros cada una en la dirección X y tres de 8 metros en la dirección Y, tal como se muestra.

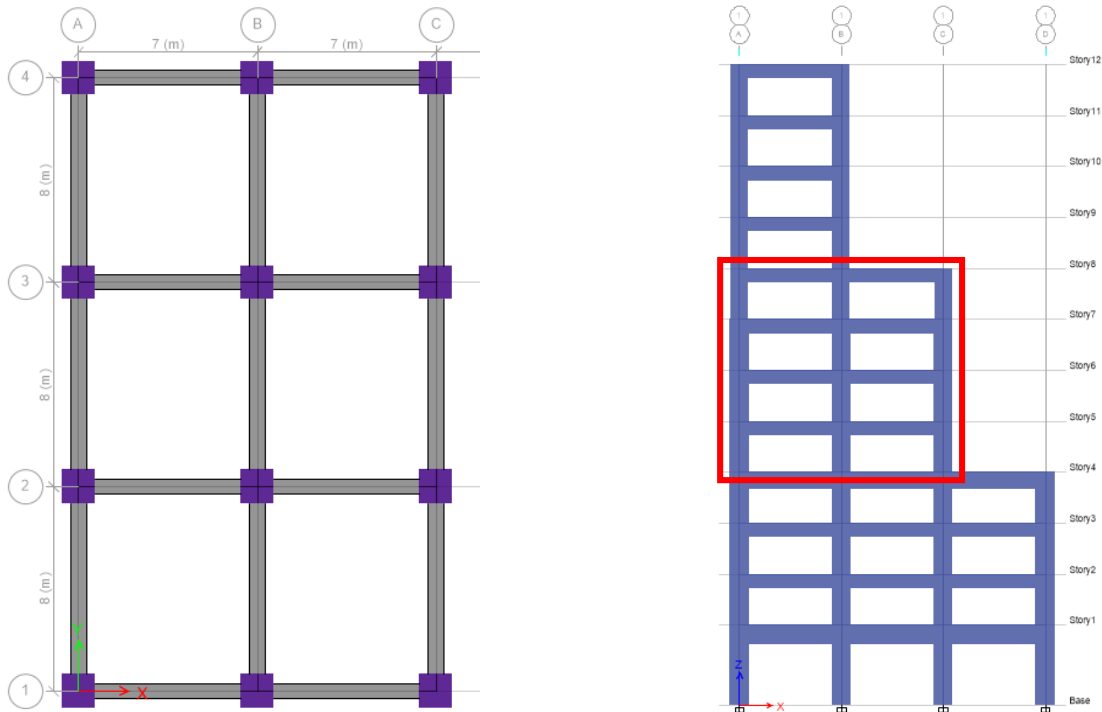


FIG. 4.1.3 PLANTA DEL NIVEL 5 AL NIVEL 8

Por último, del nivel nueve al doce se tiene una cruja de 7 metros en X y tres de 8 metros en la otra dirección.

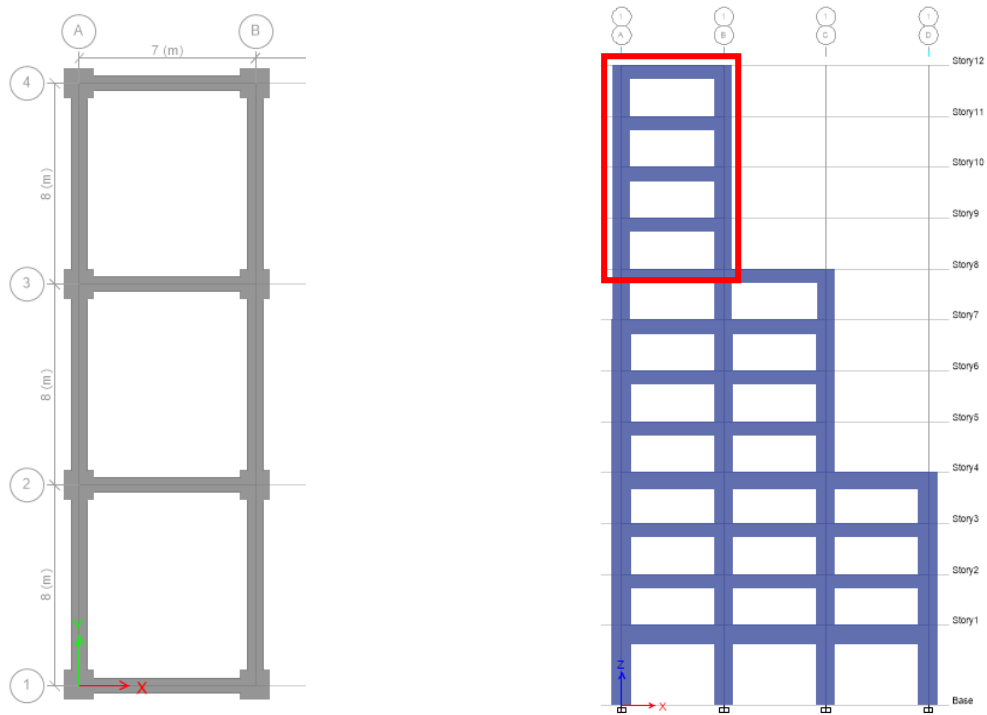


FIG. 4.1.4 PLANTA DEL NIVEL 9 AL NIVEL 12

Aquí se presenta una vista en elevación de la configuración general de la estructura.

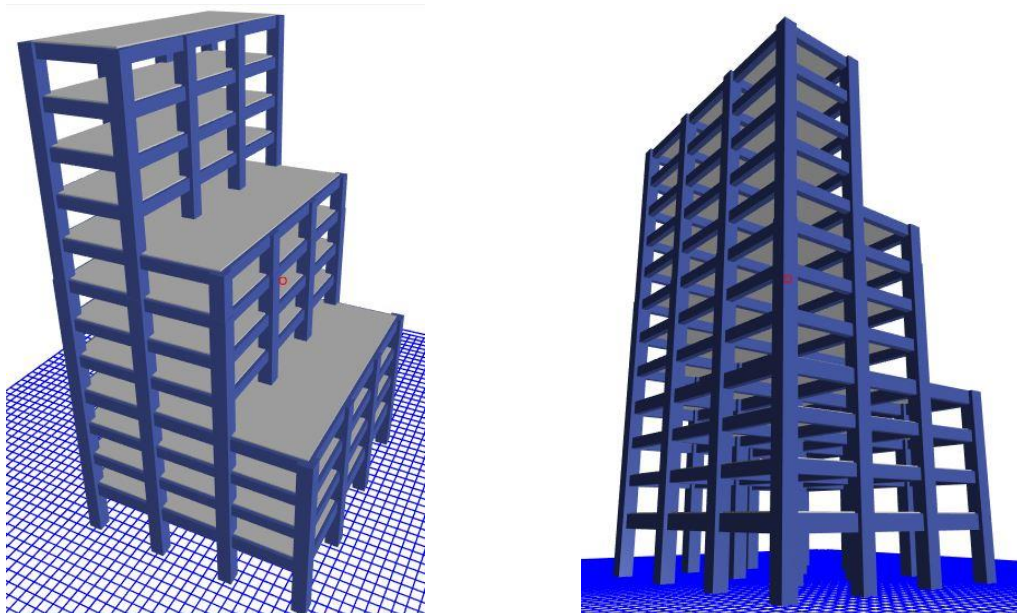


FIG. 4.1.5 VISTA GENERAL DE LA ESTRUCTURA

Con lo anterior queda una estructura de 44 metros de alto variando las dimensiones cada cuatro niveles como se observa en las figuras anteriores.

Se usaran materiales con las siguientes propiedades

Concreto Estructural - Clase I

- | | |
|----------------------------|-----------------------------------|
| ▪ Peso volumétrico | $\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$ |
| ▪ Resistencia a compresión | $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ |
| ▪ Módulo de elasticidad | $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ |

Acero de refuerzo

- | | |
|------------------------|------------------------------|
| ▪ Esfuerzo de fluencia | $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ |
|------------------------|------------------------------|

Las cargas vivas máximas así como las cargas vivas para eventos sísmicos o instantáneos se tomaron de lo indicado por las NTC Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural en la tabla "6.1.1 Cargas vivas unitarias" (NTC-Criterios, 2017).

El sistema de piso se resolvió con una losa nervada con un peralte de 40 cm aligerada con casetones de 50 x 50 x 35 cm diseñada bajo las condiciones de servicio que indican las normas técnicas.

Cargas Consideradas

Para el análisis estructural de deben considerar los siguientes casos de carga

- PP - Peso propio
- SCM - Sobrecarga muerta
- CVmáx - Carga viva máxima
- CVa - Carga viva accidental
- CV - Carga viva media
- SX - Sismo en la dirección X
- SY - Sismo en la dirección Y

Combinaciones de carga

- Carga muerta $CM = PP + SCM$

Para revisar los estados límite de falla se tienen las siguientes combinaciones de carga:

- $1.3 CM + 1.5 CV_{m\acute{a}x}$ (para grupo B)
- $1.1 (CM + CV_a + SX + 0.3SY)$
- $1.1 (CM + CV_a + SX - 0.3SY)$
- $1.1 (CM + CV_a - SX + 0.3SY)$
- $1.1 (CM + CV_a - SX - 0.3SY)$
- $1.1 (CM + CV_a + 0.3SX + SY)$
- $1.1 (CM + CV_a + 0.3SX - SY)$
- $1.1 (CM + CV_a - 0.3SX + SY)$
- $1.1 (CM + CV_a - 0.3SX - SY)$

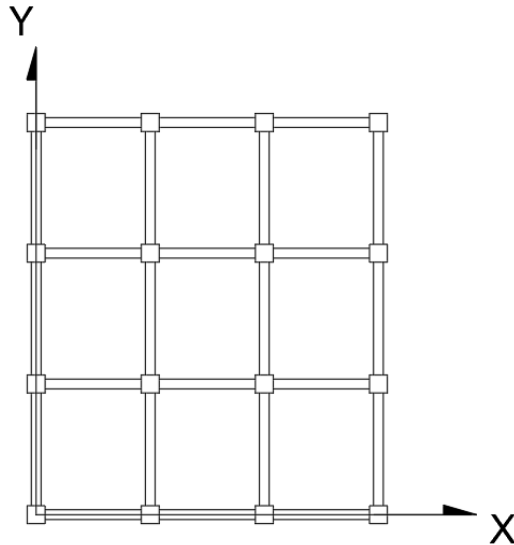
Para la revisión de estados límite de servicio se utilizan las combinaciones siguientes:

- $CM + CV_{m\acute{a}x}$
- $CM + CV_a + SX + 0.3SY$
- $CM + CV_a + SX - 0.3SY$
- $CM + CV_a - SX + 0.3SY$
- $CM + CV_a - SX - 0.3SY$
- $CM + CV_a + 0.3SX + SY$
- $CM + CV_a + 0.3SX - SY$
- $CM + CV_a - 0.3SX + SY$
- $CM + CV_a - 0.3SX - SY$

La estructuración y modelado del edificio para analizar por el método modal espectral se creó con ayuda del programa ETABS v16.2.1 utilizando los parámetros y dimensiones propuestos por el reglamento teniendo así unas dimensiones preliminares y posteriormente modificándolas para que cumpla con los límites.

Para determinar si la estructura es irregular o muy irregular se tienen que comprobar las condiciones de regularidad mencionadas en capítulos anteriores, por tal motivo a continuación se presentan dichas condiciones de acuerdo a la estructura en estudio.

1.- Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.



Los marcos son paralelos a los ejes ortogonales principales.

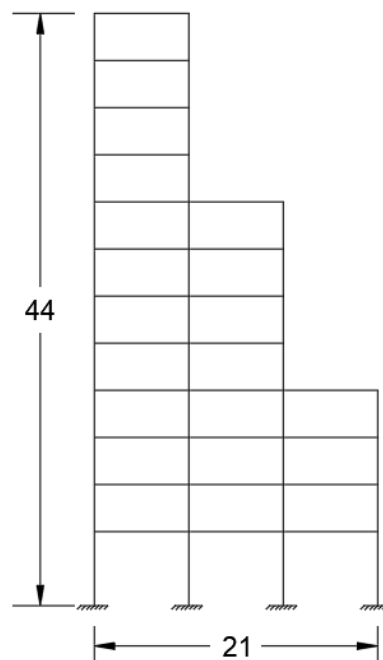
2.- La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

H= 44 m

b= 21 m

Por lo tanto

$H/b = 44 \text{ m}/21 \text{ m} = \mathbf{2.095}$



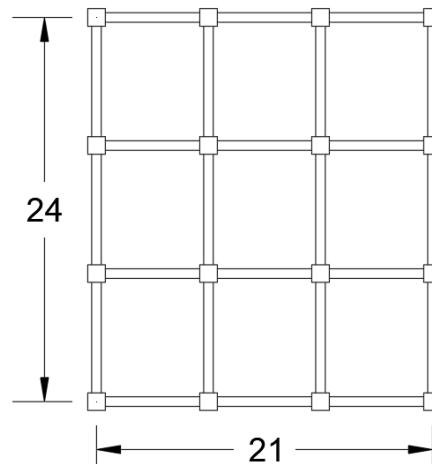
3.- La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

$$L = 24 \text{ m}$$

$$b = 21 \text{ m}$$

Por lo tanto

$$L/b = 24 \text{ m}/21 \text{ m} = \mathbf{1.143}$$



4.- En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

Ninguna de las plantas tiene entrantes ni salientes.

5.- Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 (NTC-Sismo, 2017) para un diafragma rígido.

Este punto indica que los sistemas de piso hechos de concreto pueden ser considerados un diafragma rígido, al tener una losa aligerada de concreto podemos decir que cumple adecuadamente para este punto.

6.- El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

Al ser una estructura creada para este trabajo se idealiza que no existen huecos en ningún nivel de la estructura.

7.- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

En la siguiente tabla se muestran los pesos por cada nivel considerando las cargas muertas, el peso de los elementos y las cargas vivas tal como lo indica el párrafo anterior.

TABLA 4.1.0 COMPROBACIÓN DEL PESO POR NIVEL

Nivel	Peso Elementos	Peso Losa	CM	CVinst	Peso Total por Nivel	Comprobación
1	628.992	233.332	88.704	90.72	1041.748	-
2	486.336	233.332	88.704	90.72	899.092	Cumple
3	486.336	233.332	88.704	90.72	899.092	Cumple
4	509.784	233.332	98.784	72.24	914.140	Cumple
5	354.672	155.555	59.136	60.48	629.843	Cumple
6	354.672	155.555	59.136	60.48	629.843	Cumple
7	342.072	155.555	59.136	60.48	617.243	Cumple
8	305.28	155.555	69.216	42.00	572.051	Cumple
9	206.208	77.777	29.568	30.24	343.793	Cumple
10	206.208	77.777	29.568	30.24	343.793	Cumple
11	206.208	77.777	29.568	30.24	343.793	Cumple
12	157.824	77.777	39.648	11.76	287.009	Cumple

8.- En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

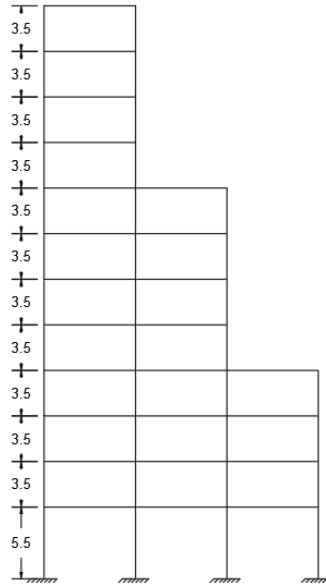
Este punto también se cumple ya que la disminución en las dimensiones aparece en los pisos superiores, por ejemplo en el nivel 4 y 5 o en los niveles 8 y 9, la dimensión de la planta disminuye 7 metros en la dirección "X" pero no habrá inconveniente ya que solo se considera la disminución en pisos inferiores.

9.- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

Se cumple ya que se cuenta con trabes y losa que actúan como diafragma y ligas entre cada una de las columnas del entrepiso.

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

Los entrepisos tienen una altura regular en cuanto a las columnas se refiere con 3.5 m de alto, ninguna columna es más grande que otra si visualizamos nivel por nivel. Las dimensiones de las columnas de la planta baja son mayores, 5.5 m, pero todas en ese nivel tienen la misma altura, por lo tanto cumple con este requisito.



11.- La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Las siguientes tablas se utilizaron para verificar este punto, tomando en cuenta las fuerzas de cortante y los desplazamientos.

TABLA 4.1.1 COMPROBACIÓN DE LA RIGIDEZ DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X

Entrepiso	Fuerza Acumulada (Ton)	Desplazamiento con respecto a la base (m)	Desplazamiento de entrepiso (m)	Rigidez de entrepiso (T/m)	Relación de Rigidez %
12	117.0464	0.112871	0.005875	19922.79	53.28
11	240.4786	0.106996	0.007875	30536.97	17.06
10	346.3375	0.099121	0.009689	35745.43	18.23
9	436.2805	0.089432	0.010323	42262.96	30.46
8	566.2076	0.079109	0.010269	55137.56	14.61
7	688.7811	0.06884	0.0109	63190.93	12.37
6	795.825	0.05794	0.011208	71005.09	21.28
5	884.481	0.046732	0.010271	86114.40	22.11
4	988.8767	0.036461	0.009404	105154.90	4.41
3	1071.8299	0.027057	0.009762	109796.14	19.43
2	1129.9269	0.017295	0.008617	131127.64	2.55
1	1166.9908	0.008678	0.008678	134476.93	100.00

Las celdas remarcadas de color amarillo son aquellas que rebasan el veinte por ciento (20%) la rigidez lateral de su piso inmediato inferior.

TABLA 4.1.2 COMPROBACIÓN DE LA RIGIDEZ DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y

Entrepiso	Fuerza acumulada (Ton)	Desplazamiento con respecto a la base (m)	Desplazamiento de entrepiso (m)	Rigidez de entrepiso (T/m)	Relación de Rigidez %
12	106.0144	0.104777	0.003455	30684.34	45.20
11	219.9627	0.101322	0.004937	44553.92	8.89
10	320.055	0.096385	0.006597	48515.23	5.71
9	407.7179	0.089788	0.00795	51285.27	14.35
8	527.3521	0.081838	0.008992	58646.81	10.68
7	640.8456	0.072846	0.009873	64908.90	8.13
6	741.4604	0.062973	0.010564	70187.47	12.23
5	826.6413	0.052409	0.010494	78772.76	8.86
4	921.6409	0.041915	0.010748	85749.99	3.04
3	997.1115	0.031167	0.011285	88357.24	19.00
2	1050.745	0.019882	0.009993	105148.10	4.39
1	1085.4944	0.009889	0.009889	109767.86	100.00

En ésta dirección no se tienen problemas en cuanto a los valores permitidos de rigidez.

12.- En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.

Esto se cumple ya que estamos suponiendo que todo el sistema de piso se mueve uniformemente, por lo tanto el movimiento que tenga en los extremos será igual al que tenga en el centro o cualquier otro punto, visto en las dos direcciones.

13.- En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

De acuerdo a los criterios de regularidad indicados anteriormente se presenta un resumen indicando qué puntos se satisfacen y cuáles no, ver tabla 4.1.3.

TABLA 4.1.3 REVISIÓN DE REGULARIDAD

Número	Condición	Cumple	No Cumple
1	Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.	X	
2	La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.	X	
3	La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.	X	
4	En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.	X	
5	Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.	X	
6	El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.	X	
7	El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.	X	
8	En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.	X	
9	Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.	X	
10	Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.	X	
11	La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.		X
12	En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.	X	
13	En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.		X

Una vez revisadas las condiciones de regularidad, se puede concluir que la estructura se encuentra catalogada dentro de las estructuras muy irregulares al no cumplir con los puntos 11 y 13; con lo cual el factor de regularidad se tomará igual a 0.7.

Con el factor de regularidad antes establecido ($FR = 0.7$), teniendo en cuenta el uso que se le dará al inmueble, oficinas en este caso, clasificado como grupo B y la ductilidad para la que se pretende diseñar (factor de comportamiento sísmico $Q = 3$), se obtiene la demanda del sitio con ayuda del programa SASID tal cual lo establece el capítulo 3 de las NTC de Sismo (NTC-Sismo, 2017).

En la sección 4.2 Demanda sísmica de este trabajo se indican las acciones para las cuales se diseñó tanto para el modal espectral como para el no lineal paso a paso.

Tras varias pruebas presentando distintas secciones y revisando que las distorsiones sean las que permite el reglamento para las condiciones de falla por colapso y control de daños (servicio) se llegó a las secciones que se indican esquemáticamente en la figura 4.1.6.

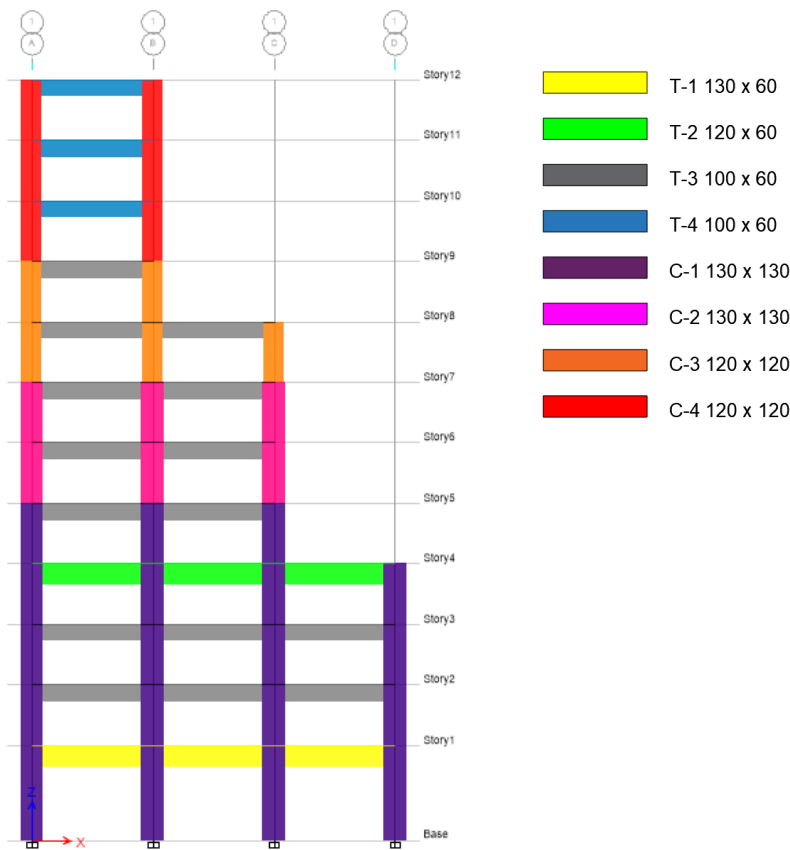


FIG. 4.1.6 ESTRUCTURACIÓN POR CÓDIGO DE COLORES

Una vez diseñadas las secciones de acuerdo a las solicitaciones obtenidas en el análisis modal se adecuó el modelo utilizando las rigideces, masas y parámetros inelásticos correspondientes para hacer uso del programa PERFORM-3D v7.0 (figura 4.1.7) y con este ejecutar el análisis no lineal paso a paso, introduciendo los registros sísmicos ante los que será sometido (sección 4.2.2). Los resultados de derivas y desplazamientos que se obtengan de este proceso serán comparados con los obtenidos por el modal espectral con el fin de identificar si los parámetros que

indica el reglamento son aproximados a los que se obtienen con métodos más robustos de acuerdo a las solicitaciones para las que se va analizar.

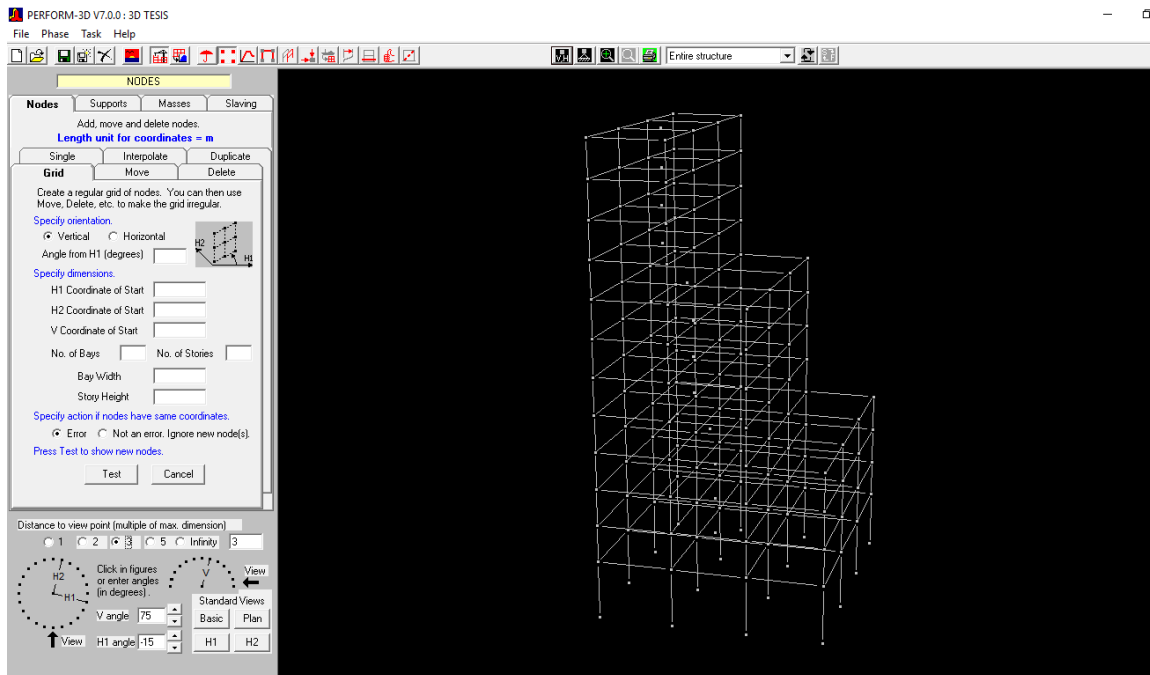


FIG. 4.1.7 MODELADO DE LA ESTRUCTURA EN PERFORM 3D

4.2 Demanda sísmica

Como ya se mencionó en el capítulo 2 y 3 los métodos dinámicos requieren de una demanda sísmica para poder analizar la estructura por ende aquí se presentan cuáles fueron dichas solicitaciones para cada uno de los métodos.

4.2.1 Demanda para el análisis modal espectral

SASID requiere que se introduzcan ciertos valores como el factor de comportamiento sísmico, el factor de regularidad y el de hiperestaticidad (definidos anteriormente). Con estos datos arroja un espectro tanto elástico como de diseño correspondiente al sitio de estudio.

Según las coordenadas de desplante de la estructura el espectro tiene los siguientes valores característicos:

Espectro 2016

Factor de importancia (Grupo)	B
Factor de irregularidad	0.7
F. comportamiento sísmico (Q)	3.0
F. de hiperestaticidad (k1)	1.0

Propiedad	Valor
Latitud	19.287695
Longitud	-99.128958
Ts	1.091
a0	0.307
c	0.926
Ta	1.000
Tb	1.725
k	0.560
amax	0.180

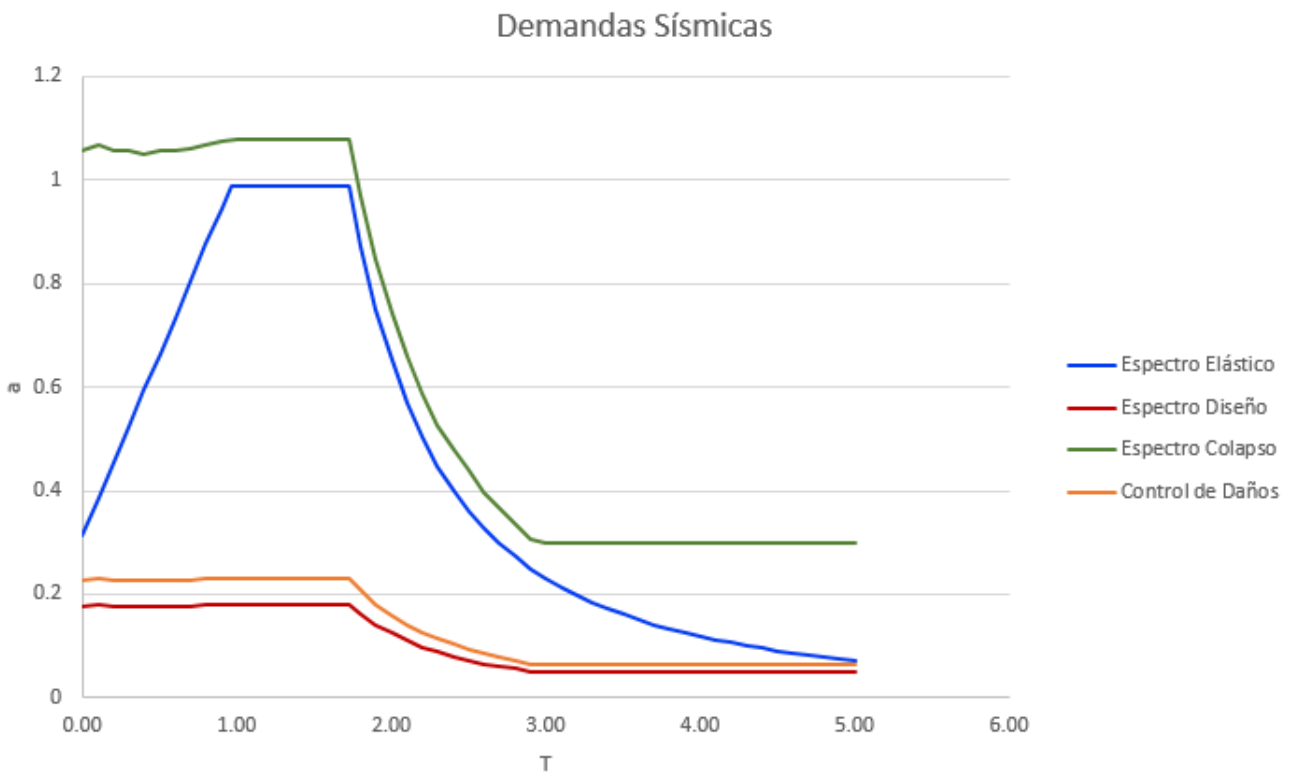


FIG. 4.2.1 ESPECTROS DE DISEÑO

El espectro elástico y de diseño son los que arroja el programa SASID, los espectros de relacionados al colapso y control de daños se obtienen al multiplicar el espectro elástico por los valores de Q y R, y de multiplicar el espectro de diseño por los factores Ks, Q' y R respectivamente. Los valores de Ks, Q' y R se obtienen de acuerdo a los parámetros que establecen las NTC (NTC-Sismo, 2017), estas demandas son las que se introdujeron en el programa ETABS para analizar el modelo con un análisis modal espectral.

4.2.2 Demanda para el análisis no lineal paso a paso

Para este análisis se tomaron registros de aceleraciones sintéticos obtenidos con ayuda del programa AcelSin a partir de una función exponencial y el espectro elástico usado en el análisis modal espectral, de tal manera que los valores pico de sus espectros asociados correspondan aproximadamente con la demanda para la cual se calculó en el modal. En seguida se muestran los registros utilizados:

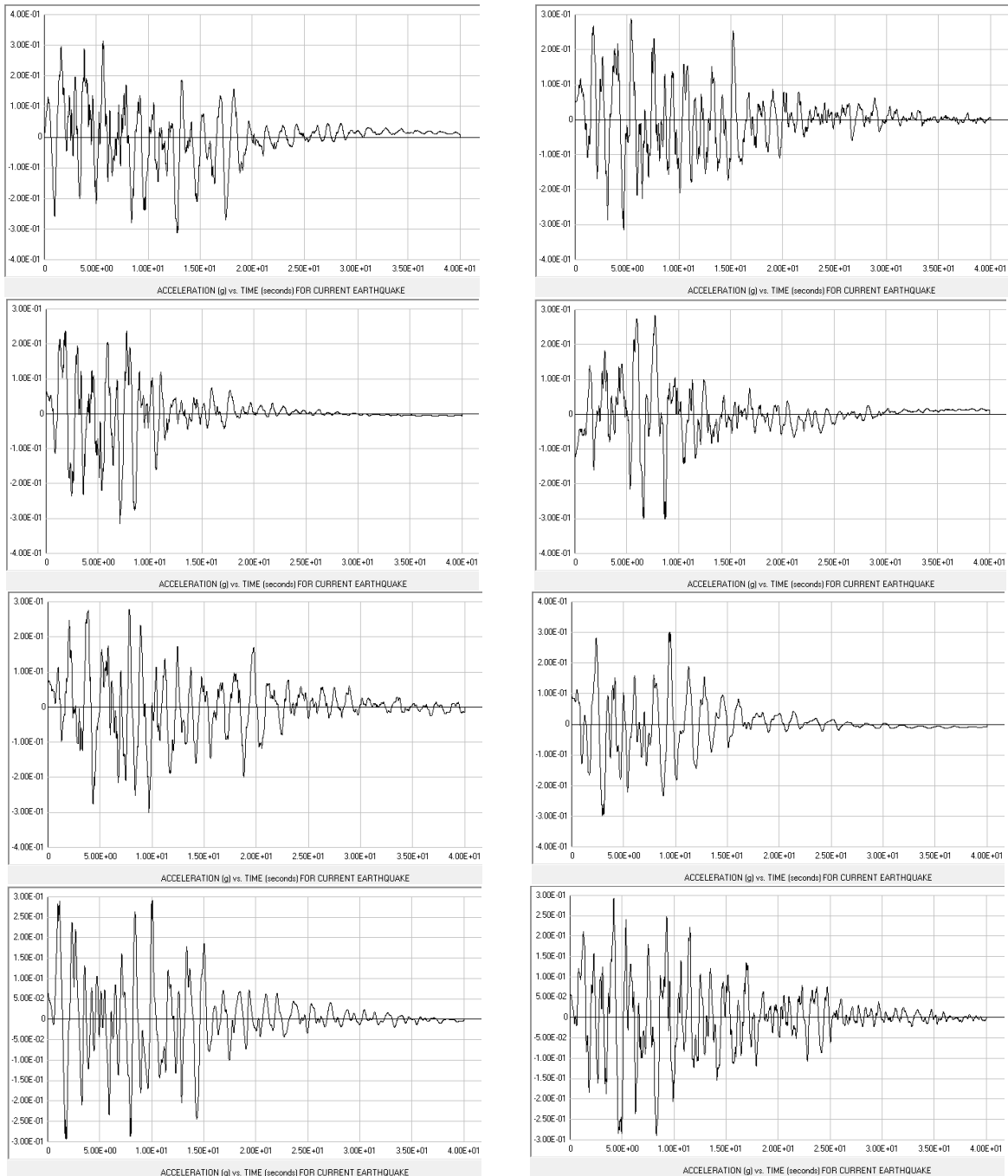


FIG. 4.2.2 ACELEROGRAMAS REPRESENTATIVOS

4.3 Resultados del análisis modal espectral

De acuerdo a la estructuración planteada se obtuvieron los modos fundamentales de vibrar de la estructura así como los periodos asociados a cada modo.

Para el primer modo se tiene un periodo fundamental de $T = 1.111$ segundos, como se muestra en la figura 4.3a.

El segundo modo tiene un periodo de $T = 1.012$ segundos. Figura 4.3b.

El tercer modo cuenta con un periodo de $T = 0.713$ segundos como puede verse en la figura 4.3c.

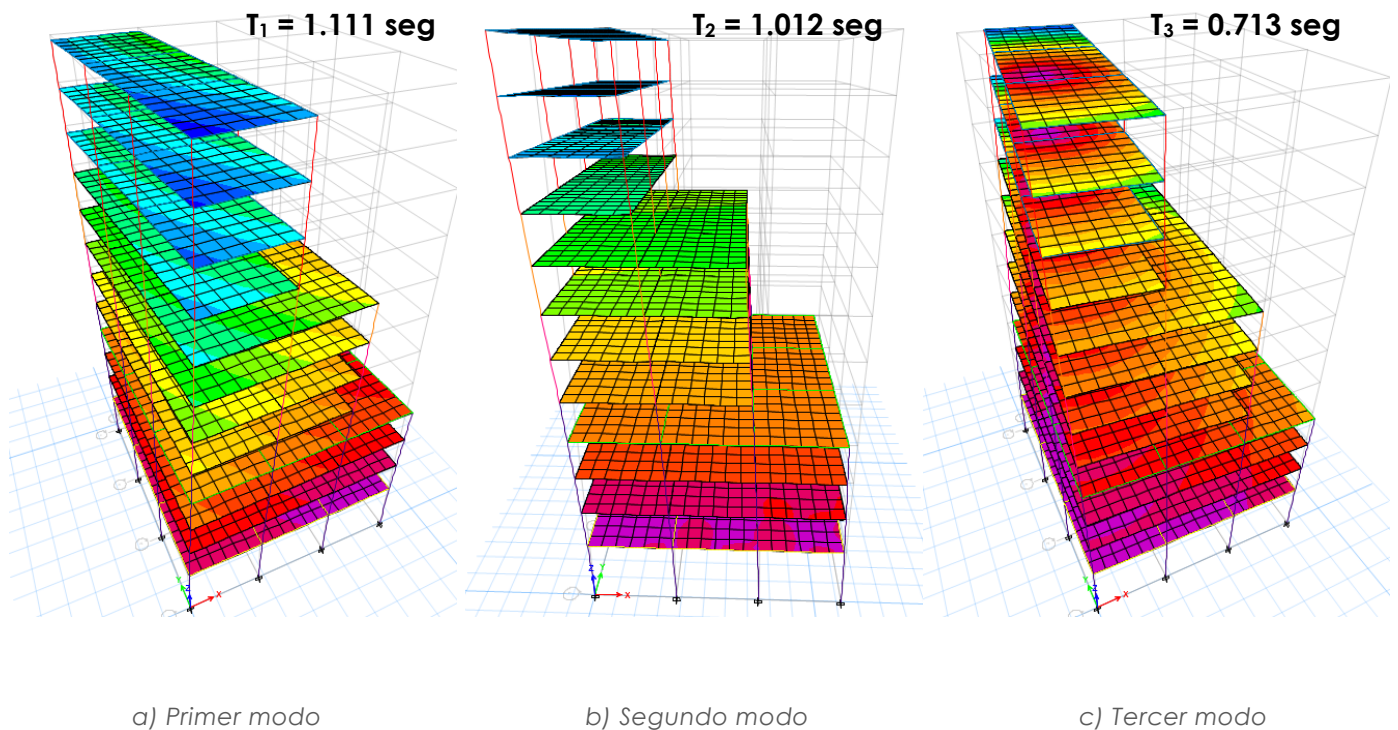


FIG. 4.3 MODOS Y PERIODOS FUNDAMENTALES DE LA ESTRUCTURA.

De este análisis también se obtienen los valores máximos de derivas y desplazamientos de la estructura como se muestra en la tabla 4.3, en esta tabla se observan las derivas y desplazamientos correspondientes a los límites de colapso y control de daños asociados a las demandas antes descritas en el apartado 4.2 de este documento.

TABLA 4.3 DERIVAS Y DESPLAZAMIENTOS DEL ANÁLISIS MODAL

Nivel	H acumulada	Deriva Espectro Colapso en X	Deriva Espectro Colapso en Y	Deriva Espectro Control de Daños en X	Deriva Espectro Control de Daños en Y	Desplazamiento por Colapso en X	Desplazamiento por Colapso en Y	Desplazamiento por Control de Daños en X	Desplazamiento por Control de Daños en Y
12	4400.00	0.01185	0.00347	0.00211	0.00068	67.72	34.25	14.51	7.34
11	4050.00	0.01550	0.00487	0.00283	0.00095	64.20	33.12	13.75	7.10
10	3700.00	0.01867	0.00644	0.00348	0.00125	59.47	31.50	12.74	6.75
9	3350.00	0.01916	0.00769	0.00366	0.00150	53.66	29.34	11.50	6.29
8	3000.00	0.01772	0.00863	0.00357	0.00168	47.47	26.74	10.17	5.73
7	2650.00	0.01850	0.00937	0.00373	0.00182	41.30	23.79	8.85	5.10
6	2300.00	0.01917	0.01000	0.00386	0.00195	34.76	20.56	7.45	4.41
5	1950.00	0.01744	0.00988	0.00350	0.00192	28.04	17.11	6.01	3.66
4	1600.00	0.01568	0.01009	0.00319	0.00196	21.88	13.68	4.69	2.93
3	1250.00	0.01622	0.01057	0.00327	0.00206	16.23	10.17	3.48	2.18
2	900.00	0.01448	0.00940	0.00290	0.00183	10.38	6.48	2.22	1.39
1	550.00	0.00932	0.00586	0.00184	0.00114	5.21	3.22	1.12	0.69
0	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00	0.00	0.00	0.00

En las siguientes figuras 4.3.1 y 4.3.2 se muestran las derivas para cada estado límite y su valor máximo permisible.

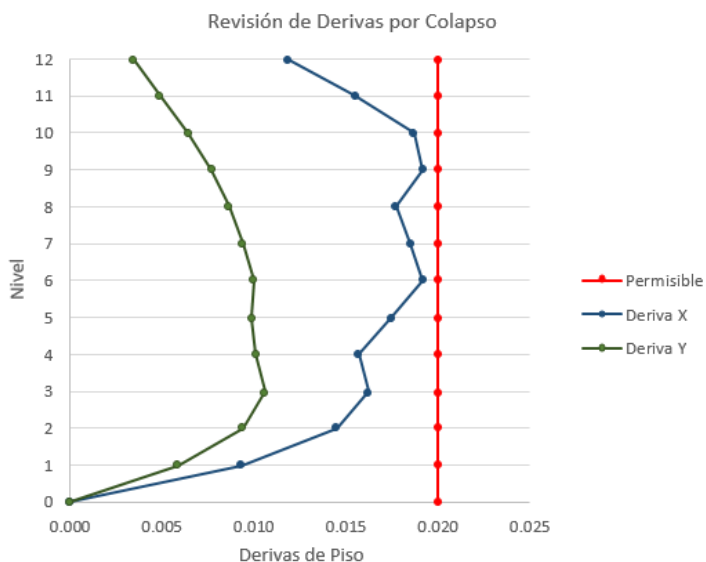


FIG. 4.3.1 DERIVAS PARA LÍMITE POR COLAPSO

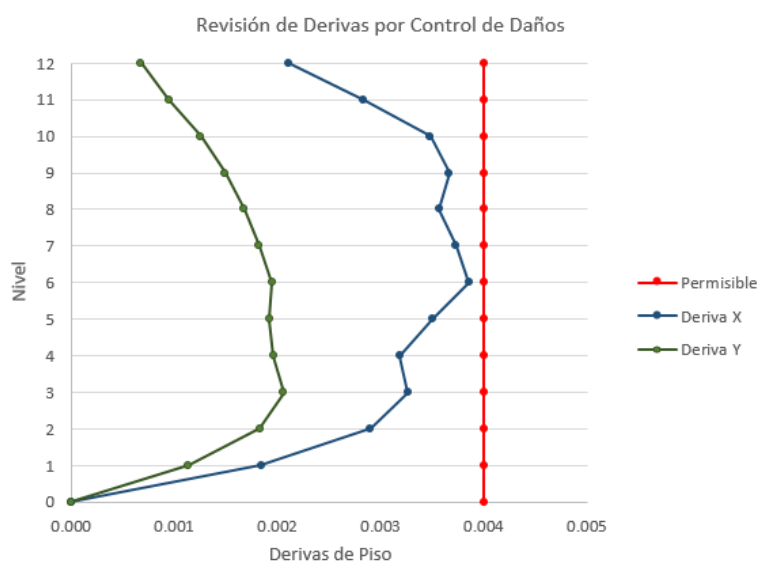


FIG. 4.3.2 DERIVAS PARA LÍMITE DE CONTROL DE DAÑOS

Las figuras anteriores se obtienen de graficar los valores de la tabla para cada uno de los estados límite contra el nivel correspondiente a cada deriva.

En las figuras 4.3.3 y 4.3.4 se pueden ver los desplazamientos de la estructura.

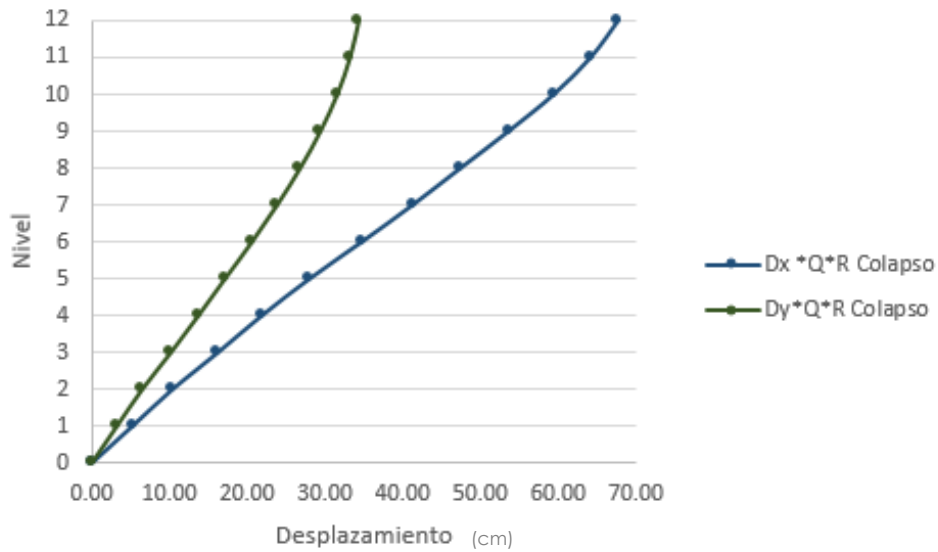


FIG. 4.3.3 DESPLAZAMIENTOS COLAPSO

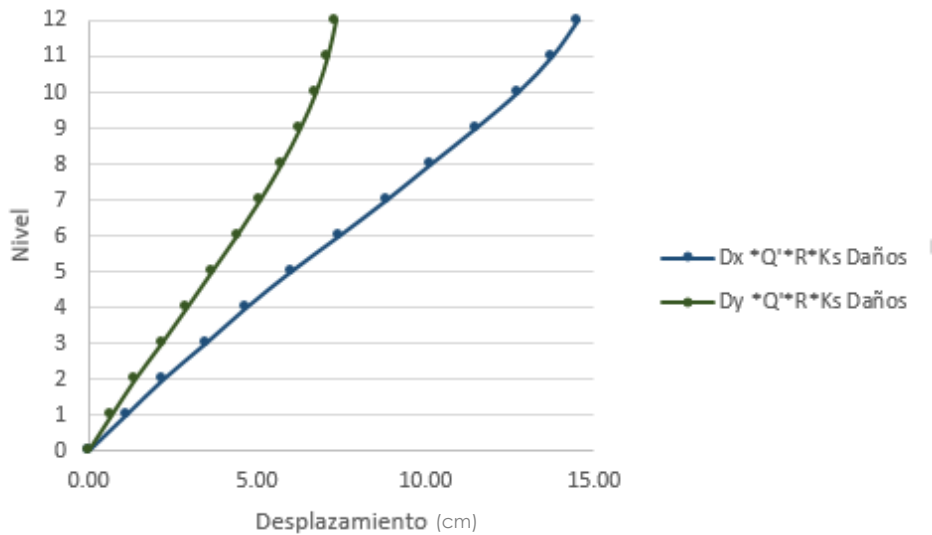


FIG. 4.3.4 DESPLAZAMIENTOS CONTROL DE DAÑOS

Se diseñaron las diferentes secciones con base a los resultados del análisis quedando las siguientes secciones y armados como se muestra en las tablas 4.3.1 Armado de Trabes, 4.3.2 Armado de Columnas y en las figuras 4.3.5a-d y 4.3.6a-d.

TABLA 4.3.1 ARMADO DE TRABES

Tipo	Localización Nivel	Sección		Armado					
				Extremos			Centro		
		b (cm)	h (cm)	Superior	Inferior	Estribos	Superior	Inferior	Estribos
T-1	1	60	130	6 #8 + 5#6	6 #8 + 3#6	#4 @ 20 cm	6 #8	6 #8	#4 @ 35 cm
T-2	4	60	120	6 #8 + 5#6	6 #8 + 3#6	#4 @ 20 cm	6 #8	6 #8	#4 @ 35 cm
T-3	2 - 3 y 5 - 9	60	100	6 #8 + 3#6	5 #8 + 2#6	#4 @ 20 cm	6 #8	5 #8	#4 @ 35 cm
T-4	10 - 12	60	100	4 #8 + 2#4	4 #8	#4 @ 20 cm	4 #8	4 #8	#4 @ 35 cm

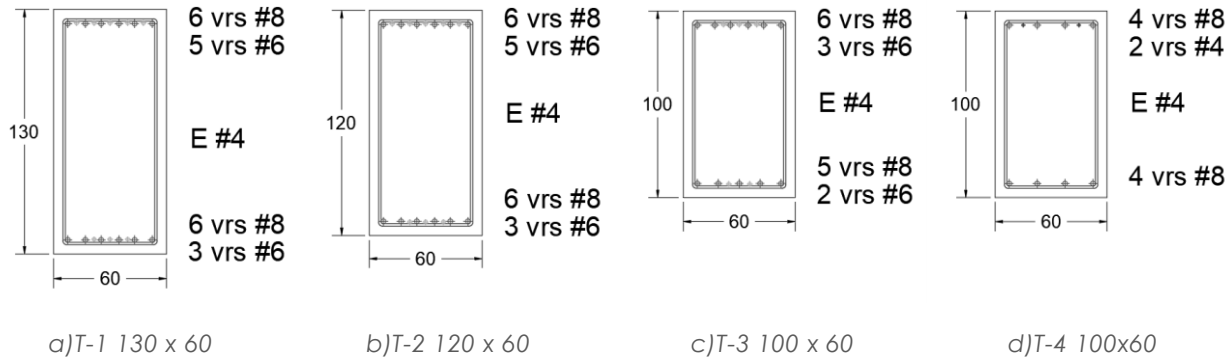
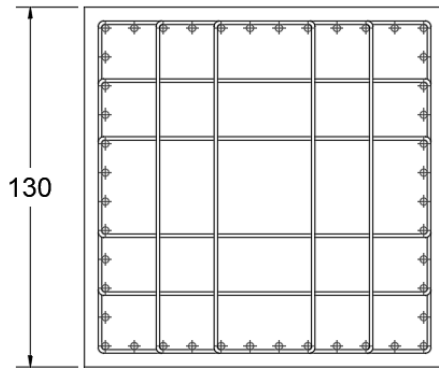


FIG. 4.3.5 SECCIONES DE TRABES

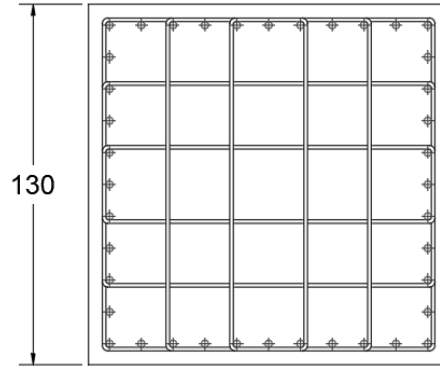
TABLA 4.3.2 ARMADO DE COLUMNAS

Tipo	Localización Nivel	Sección		Armado	
		b (cm)	h (cm)	Longitudinal	Estribos
C-1	1 - 5	130	130	44 vrs #8	6 ramas #4 @ 10 cm
C-2	6 - 7	130	130	40 vrs #8	6 ramas #4 @ 10 cm
C-3	8 - 9	120	120	40 vrs #8	6 ramas #4 @ 10 cm
C-4	10 - 12	120	120	36 vrs #8	6 ramas #4 @ 10 cm



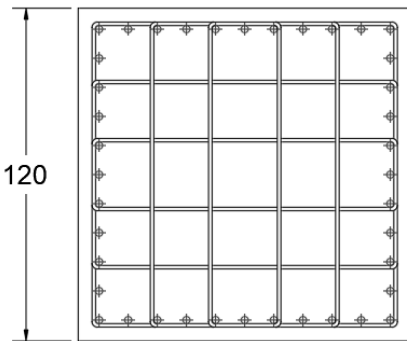
44 vrs #8
3 E #4

a)C-1 130 x 130



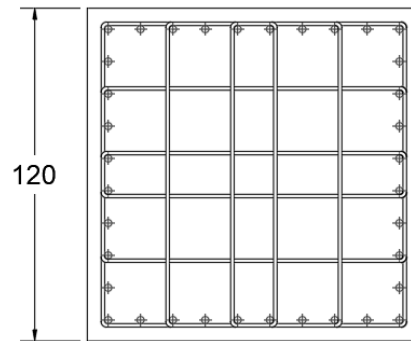
40 vrs #8
3 E #4

b)C-2 130 x 130



40 vrs #8
3 E #4

c)C-3 120 x 120



36 vrs #8
3 E #4

d)C-4 120 x 120

FIG. 4.3.6 SECCIONES DE COLUMNAS

4.4 Resultados del análisis dinámico no lineal paso a paso

A fin de comparar posteriormente los resultados de este análisis con el modal espectral se resumen los resultados de derivas máximas, arrojadas por el programa PERFORM 3D, en las tablas 4.4.1 Derivas máximas en dirección X y 4.4.2 Derivas máximas en dirección Y.

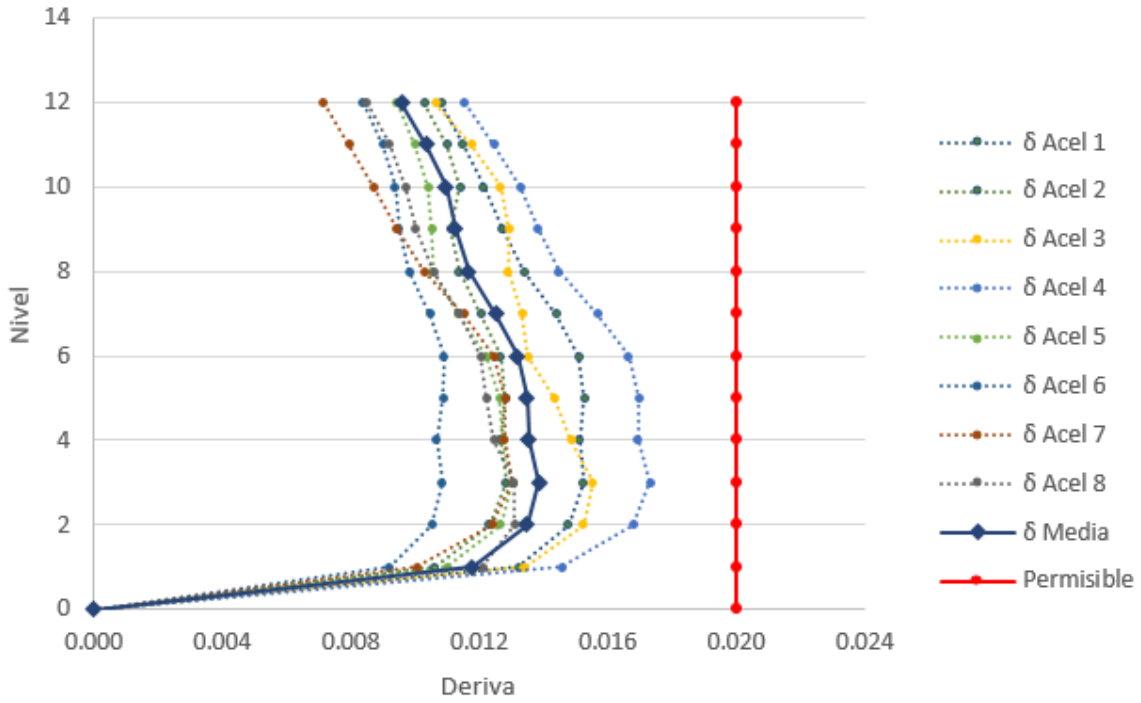
TABLA 4.4.1 DERIVAS MÁXIMAS EN DIRECCIÓN X

Nivel	δ Acel 1	δ Acel 2	δ Acel 3	δ Acel 4	δ Acel 5	δ Acel 6	δ Acel 7	δ Acel 8	δ Media	Permisible
12	0.010800	0.010273	0.010619	0.011537	0.009422	0.008378	0.007146	0.008497	0.009584	0.02
11	0.011487	0.010974	0.011729	0.012456	0.009982	0.008994	0.007931	0.009182	0.010342	0.02
10	0.012123	0.011399	0.012642	0.013255	0.010390	0.009355	0.008692	0.009696	0.010944	0.02
9	0.012706	0.011101	0.012924	0.013825	0.010510	0.009478	0.009421	0.010022	0.011248	0.02
8	0.013390	0.011348	0.012873	0.014457	0.010542	0.009815	0.010281	0.010558	0.011658	0.02
7	0.014370	0.012020	0.013318	0.015659	0.011329	0.010436	0.011493	0.011372	0.012500	0.02
6	0.015066	0.012656	0.013507	0.016626	0.012198	0.010876	0.012456	0.012022	0.013176	0.02
5	0.015240	0.012783	0.014330	0.016947	0.012616	0.010847	0.012791	0.012225	0.013472	0.02
4	0.015113	0.012639	0.014858	0.016928	0.012742	0.010661	0.012774	0.012428	0.013518	0.02
3	0.015223	0.012829	0.015530	0.017309	0.013022	0.010844	0.013020	0.013056	0.013854	0.02
2	0.014752	0.012308	0.015237	0.016794	0.012637	0.010496	0.012384	0.013077	0.013460	0.02
1	0.013190	0.010590	0.013407	0.014556	0.010990	0.009194	0.010057	0.012081	0.011758	0.02
0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.02

TABLA 4.4.2 DERIVAS MÁXIMAS EN DIRECCIÓN Y

Nivel	δ Acel 1	δ Acel 2	δ Acel 3	δ Acel 4	δ Acel 5	δ Acel 6	δ Acel 7	δ Acel 8	δ Media	Permisible
12	0.000637	0.001043	0.001216	0.001189	0.000694	0.000853	0.001126	0.000705	0.000933	0.02
11	0.000834	0.001315	0.001590	0.001602	0.000927	0.001093	0.001353	0.000952	0.001208	0.02
10	0.001126	0.001615	0.001945	0.002002	0.001176	0.001328	0.001634	0.001210	0.001505	0.02
9	0.001438	0.001855	0.002223	0.002319	0.001403	0.001503	0.001829	0.001483	0.001757	0.02
8	0.001797	0.002096	0.002497	0.002695	0.001661	0.001662	0.002297	0.001783	0.002061	0.02
7	0.002070	0.002231	0.002819	0.003140	0.001962	0.001882	0.002740	0.002052	0.002362	0.02
6	0.002099	0.002091	0.003123	0.003214	0.002088	0.001994	0.002996	0.002096	0.002463	0.02
5	0.001782	0.002128	0.003298	0.002887	0.002022	0.001849	0.002818	0.001853	0.002329	0.02
4	0.002083	0.002282	0.003508	0.002605	0.002029	0.001815	0.002617	0.001597	0.002317	0.02
3	0.002784	0.002638	0.003745	0.002292	0.002219	0.001806	0.002764	0.001807	0.002507	0.02
2	0.003320	0.002660	0.003765	0.002353	0.002470	0.001704	0.002662	0.002151	0.002636	0.02
1	0.004390	0.002884	0.004374	0.003907	0.002821	0.002147	0.002949	0.002959	0.003304	0.02
0	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.02

Comparación de Derivas por Colapso Dir. X



Comparación de Derivas por Colapso Dir. Y

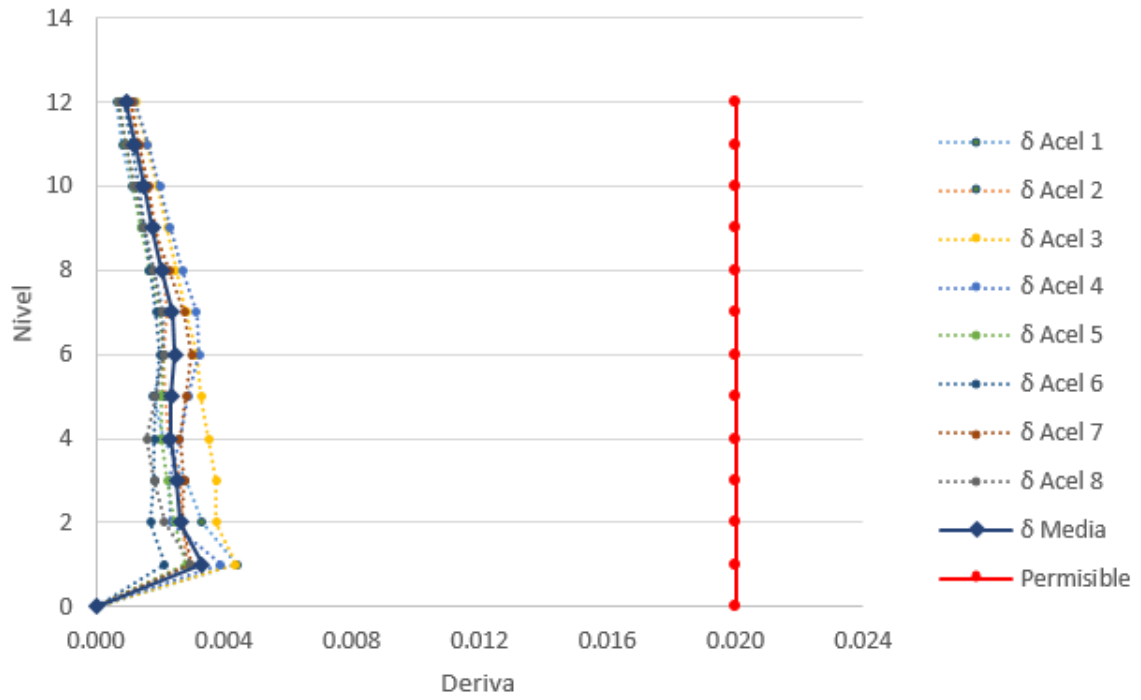


FIG. 4.4.1 DERIVAS PARA LÍMITE DE COLAPSO

4.5 Comparación de resultados utilizando un método basado en fuerzas propuesto por las Normas Técnicas Complementarias y un análisis dinámico no lineal paso a paso

En las tablas que se muestran a continuación se hace una comparativa de las derivas que resultaron de los análisis modal espectral y no lineal paso a paso de manera que se puedan apreciar las diferencias entre uno y otro.

Las tablas 4.5.1, 4.5.2 y las figuras 4.5.1, 4.5.2 muestran la diferencia de desplazamientos relativos en la dirección donde las distintas demandas arrojaron los resultados más desfavorables para la estructura tanto para el análisis modal espectral y el análisis no lineal paso a paso, para este último se toma el valor medio de los valores de derivas.

TABLA 4.5.1 COMPARACIÓN DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN X

Dirección X			
Nivel	Deriva Modal	Deriva No Lineal	Permisible
12	0.011850	0.009584	0.02
11	0.015498	0.010342	0.02
10	0.018666	0.010944	0.02
9	0.019164	0.011248	0.02
8	0.017724	0.011658	0.02
7	0.018504	0.012500	0.02
6	0.019170	0.013176	0.02
5	0.017436	0.013472	0.02
4	0.015684	0.013518	0.02
3	0.016224	0.013854	0.02
2	0.014478	0.013460	0.02
1	0.009318	0.011758	0.02
0	0.000000	0.000000	0.02

Se puede apreciar que el análisis no lineal tiene valores de menor magnitud respecto al análisis modal, esto se puede apreciar mejor en la siguiente gráfica.

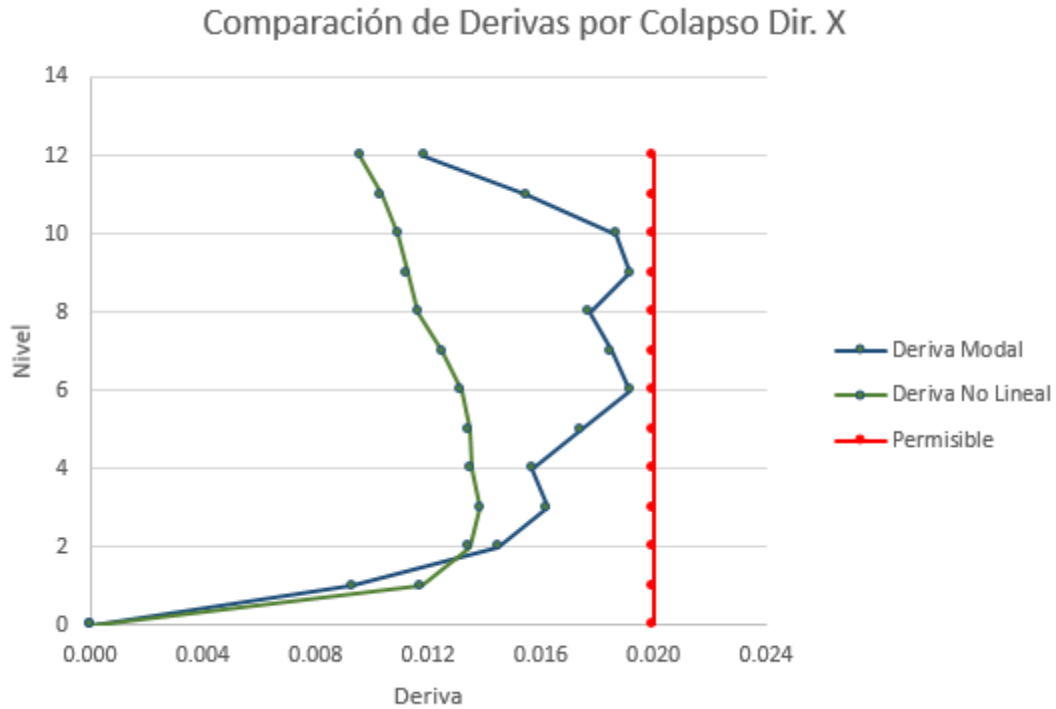


FIG. 4.5.1 REVISIÓN DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN X

Se puede ver que la estructura se comporta de manera diferente para un análisis u otro, ésto por la robustez en cuanto a los cálculos que realiza cada uno de ellos.

TABLA 4.5.2 COMPARACIÓN DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN Y

Dirección Y			
Nivel	Deriva Modal	Deriva No Lineal	Permissible
12	0.003468	0.000933	0.02
11	0.004866	0.001208	0.02
10	0.006438	0.001505	0.02
9	0.007692	0.001757	0.02
8	0.008628	0.002061	0.02
7	0.009372	0.002362	0.02
6	0.009996	0.002463	0.02
5	0.009876	0.002329	0.02
4	0.010086	0.002317	0.02
3	0.010566	0.002507	0.02
2	0.009402	0.002636	0.02
1	0.005862	0.003304	0.02
0	0.000000	0.000000	0.02

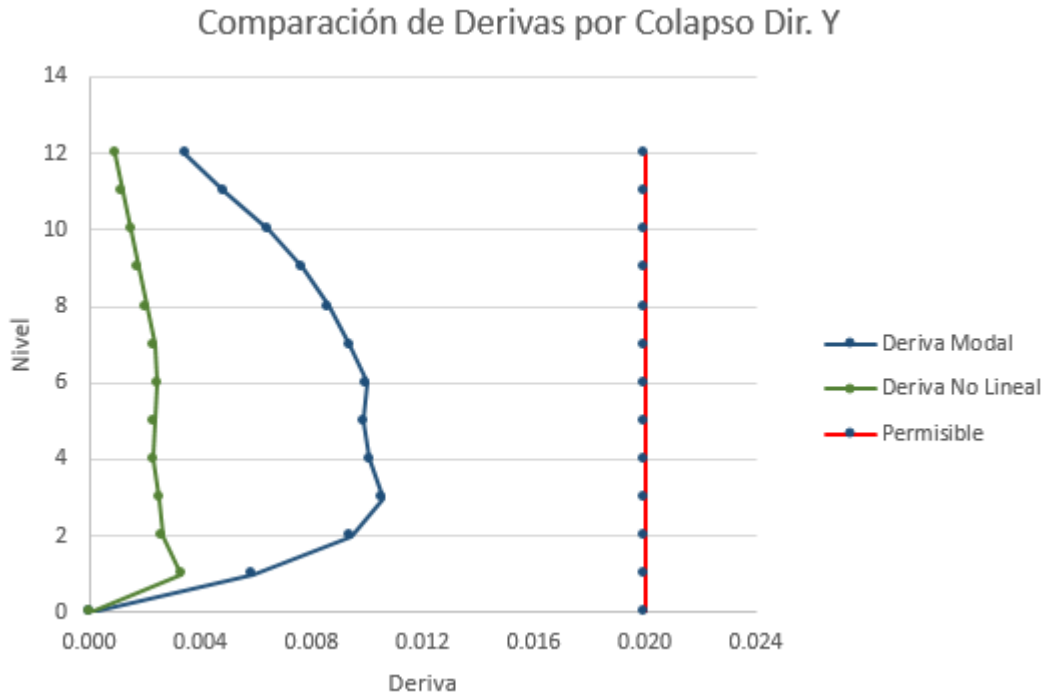


FIG. 4.5.2 REVISIÓN DE DERIVAS EN LA DIRECCIÓN Y

Para esta grafica se ve un comportamiento muy diferente en cuanto al análisis modal y el no lineal, esto puede deberse a que los acelerogramas o demandas sísmicas que se utilizan para cada uno de estos análisis tengan una variación en cuanto a los valores máximos de fuerzas que afectan a la estructura en ésta dirección.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con las tablas y figuras que se observan en el capítulo anterior se puede tener un parámetro de comparación como son las derivas de entrepiso para verificar y evaluar la aproximación de resultados dados por las NTC en el comportamiento que tiene una estructura al ser analizada por dos métodos diferentes.

Según la sección 4.3 se ve en las figuras 4.3.1 y 4.3.2 que la dirección en la cual ocurren las respuestas de mayor magnitud es en la dirección "X", una vez afectadas por los factores de comportamiento sísmico y sobrerresistencia las derivas máximas, como se indica en la tabla 4.3, para la condición límite de control de daños (servicio) son las siguientes:

$$\delta_{smax}X = 0.00386 < 0.004$$

$$\delta_{smax}Y = 0.00206 < 0.004$$

Por lo tanto cumple con los límites que establece el reglamento para esta condición.

Para el límite de colapso se tienen las siguientes derivas máximas:

$$\delta_{cmax}X = 0.01917 < 0.02$$

$$\delta_{cmax}Y = 0.01057 < 0.02$$

Con lo cual cumple también la condición de estado límite de colapso.

Cumpliendo las dos condiciones se aprueba el diseño y estructuración planteados según lo señalado por el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México y sus Normas Técnicas Complementarias de 2017 pero, desde mi punto de vista, las secciones que se tienen son por lo general muy robustas, lo cual es entendible ya que la normativa se propone más estricta.

Por otro lado el análisis no lineal paso a paso, véase la sección 4.4, arroja resultados más precisos con derivas menores a las determinadas por el modal espectral y considerando el comportamiento inelástico de los elementos estructurales dependiendo del material con el que hayan sido diseñado. Esto en parte a los ciclos histéresis de carga y descarga.

De acuerdo a las tablas 4.4.1 y 4.4.2 las derivas máximas obtenidas a partir de la demanda de excitación para la cual se realizó el análisis muestran los siguientes valores:

$$\delta_{Cmax}X = 0.01129 < 0.02$$

$$\delta_{Cmax}Y = 0.002761 < 0.02$$

Por ende cumplen con lo que determina el reglamento para límites de colapso.

Pero esto también nos dice que los elementos están un tanto sobre dimensionados, pudiendo optimizar el diseño y dimensiones de elementos de acuerdo a los resultados del análisis no lineal.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Al ver la comparación de resultados presentada en el capítulo 5 podemos apreciar que el nivel de veracidad de un método u otro es en realidad significativo pero únicamente cuando se trata de edificaciones muy particulares o que requieren cierta atención en cuanto a su importancia, ya que el método no lineal, al arrojar valores más robustos, considera todos los parámetros inelásticos e histéricos que corresponden a cada elemento estructural.

Se puede hacer uso de los métodos no lineales pero esto implica un mayor tiempo de análisis, a pesar de ello si se trata de una estructura importante es prudente realizar este tipo de análisis aunque se tenga que emplear más tiempo.

El método modal espectral sirve como evaluación aproximada cuando se requiera de un método un poco más "simplificado" pero esto hace que los elementos estructurales puedan llegar a tener secciones con dimensiones mayores a las que requiere la estructura. Esto se ve reflejado a la hora de la construcción ya que al tener elementos con volumetría mayor el peso y costo de la edificación aumenta considerablemente.

Al tener una estructura irregular los centros de masa y rigideces no coinciden por lo tanto la torsión afecta directamente en las propiedades de la estructura tal como los modos de vibrar y también las fuerzas que afectan al inmueble.

Con la ayuda de software especializados se hace relativamente más sencillo el cálculo y análisis estructural, pudiendo determinar los centros de masas y torsiones, para verificar cómo es que afecta esto directamente a la resistencia de la estructura.

7. REFERENCIAS

- Alba, F. & Ayala, A. G. (2005). *Método para la evaluación del desempeño sísmico de marcos planos*. Tesis de maestría, Posgrado en Ingeniería - UNAM, México.
- Cárdenas, R. (2010). *Estudio comparativo de análisis sísmicos simplificados y el análisis dinámico incremental en el cálculo de la curva de capacidad*. Tesis de maestría, posgrado en ingeniería-UNAM, México.
- Delgado, L. M. y Ledesma, R. (2016). *Consideraciones para el análisis sísmico de edificios irregulares empleando direcciones principales*. Tesis de maestría, posgrado de ingeniería-UNAM, México.
- GCDMX. (2017). *Reglamento de Construcción del Distrito Federal, Cuerpo Principal y sus Normas Técnicas Complementarias*. Gaceta del Gobierno de la Ciudad de México, México.
- Kappos, A. J. & Stefanidou, S. (2010). *A deformation-based seismic design method for 3D R/C irregular buildings using inelastic dynamic analysis*. Boletín Earthquake Engineering, 8(4), 875-895.
- NTC-Cimentaciones. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Gaceta del Gobierno de la Ciudad de México, México.
- NTC-Concreto. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta del Gobierno de la Ciudad de México, México.
- NTC-Criterios. (2017). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Gaceta del Gobierno de la Ciudad de México, México.
- NTC-Sismo. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta del Gobierno de la Ciudad de México, México.
- Wilson, E. (2002). *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering*. Third Edition, Computers and Structures, Inc, Berkeley California, EUA.