



UNIVERSIDAD MICHOACA DE SAN  
NICOLAS DE HIDALGO

---

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**INTRODUCCIÓN AL DISEÑO  
SÍSMICO DE EDIFICIOS CON  
MUROS DE CORTE DE PLACAS  
DE ACERO**

Tesis:

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A:

**WENDY PAMELA DE LA CRUZ NICANOR**

A S E S O R:

**DR. JESÚS ÁLVAREZ SERENO**



MORELIA MICHOACAN

MARZO 2013



## DEDICATORIAS

*A mis Padres Apolonio y Adolfina que siempre han confiado en mí y por tener su constante amor en todas mis decisiones.*

*A mis hermanas Esmeralda, Lourdes y Adolfina por darme el apoyo incondicional en cualquier situación.*

*A mis amigas Yesenia y Zuleima por a ver esta conmigo en momentos difíciles de mi vida.*

*Y a Dios por a verme a verme brindado todo lo que hasta hoy he logrado.*



## AGRADECIMIENTOS

*Al Dr. Jesús Álvarez Sereno por su paciencia, y por el apoyo brindado durante esta etapa.*

*A la Universidad Michoacana por brindarme un espacio para concluir mis estudio .*

*Al ingeniero Heriberto Puga por sus consejos, amor, paciencia y sobre todo por su amistad.*

*A todos mis amigos que de alguna manera han sido partícipes de la culminación de ésta etapa de mi vida, pero en especial a Yesenia, Zuleima, Jazmín y Briseida.*



## ÍNDICE

<b>CAPITULO 1.....</b>	<b>10</b>
INTRODUCCIÓN.....	10
OBJETIVO.....	11
<b>ORGANIZACIÓN DE LA TESIS.....</b>	<b>11</b>
<b>CAPITULO 2.....</b>	<b>12</b>
<b>ANTECEDENTES.....</b>	<b>12</b>
2.1 Sistemas Estructurales Para Construcciones De Acero.....	13
2.1.1 Marcos No Arriostrados.....	13
2.1.1.a Marcos Con Conexiones Postensadas (PT).....	14
2.1.1.b Marcos Con Vigas De Sección Reducida (RBS).....	14
2.1.2 Marcos con Arriostramiento.....	15
2.1.2.a Marcos con Arriostramientos Concéntricos.....	15
2.1.2.b Marcos Con arriostramientos Excéntricamente.....	16
2.1.2.c Marcos Con arriostramientos Restringido Al Pandeo (BRBF).....	16
2.1.2.d Marcos Con Arriostramiento Apuntalados.....	17
2.1.3 Muros De Corte De Placa De Acero (SPSW).....	18
2.2 Características Generales Para Un SPSW.....	20
2.3 Comportamiento De Un SPSW.....	22
2.4 Métodos De Análisis Para Un SPSW.....	28
<b>CAPITULO 3.....</b>	<b>31</b>
<b>DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO CON SPSW.....</b>	<b>31</b>
3.1 Descripción Del Edificio.....	31
3.1.1 Ubicación Geográfica del Edificio.....	32
3.1.2 Características Arquitectónicas Del Edificio.....	34
3.2 Definición De Cargas.....	35
3.3 Estructuración.....	36
3.3.1 Muros De Corte De Placa De Acero.....	38
3.3.2 Marcos Longitudinales.....	39



3.3.3 Marcos Transversales.....	39
3.3.4 Diseño De Losa.....	40
3.3.5 Diseño De La Cimentación.....	43
3.4 Espectro De Diseño Del Edificio.....	43
3.5 Modelo Analítico.....	45
3.5.1 Etapa De Definición.....	48
3.5.2 Etapa De Asignación.....	53
3.5.3 Etapa De Diseño.....	55
3.5.4 Etapa De Análisis.....	55
3.6 Diseño Estructural.....	57
3.6.1 Revisión De Desplazamientos.....	62
<b>CAPITULO 4.....</b>	<b>63</b>
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>63</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>68</b>



## CONTENIDO DE IMÁGENES

Fig. 2.1.1.a Marcos no arriostrados (vista en 2D).

Fig. 2.1.1.b Estructuración con marcos no arriostrados.

Fig. 2.1.1.c Conexión postensada viga-columna (configuración deformada).

Fig. 2.1.1.d Vigas de sección reducida.

Fig. 2.1.2.a Configuraciones para marcos arriostrados concéntricamente: a) riostras en X, b) en K, c) en diagonal, d) en V invertida y e) en V.

Fig. 2.1.2.b Configuraciones para marcos arriostrados excéntricamente.

Fig. 2.1.2.c Arriostramiento de un marco tipo BRBF.

Fig. 2.1.2.c.1 Edificio de acero con riostras de pandeo restringido.

Fig. 2.1.2.d Marcos con arriostramientos apuntalados.

Fig. 2.1.3 Diferentes opciones de muros de corte de placas de acero en un marco de acero.

Fig. 2.2.a Muro de corte de placa de acero.

Fig. 2.2.b Muros con paneles de relleno de acero.

Fig. 2.3.a Comportamiento estructural del muro de corte de placas.

Fig. 2.3.b Diagramas de cuerpo libre y sus fuerzas que actúan en la placa.

Fig. 2.3.c Comportamiento del esfuerzo transversal de la placa del muro.

Fig. 2.3.d Flexión interna de los elementos de borde.

Fig. 2.3.e Diagrama de cuerpo libre de un HBE.

Fig. 2.3.f Fuerzas actuando sobre VBE, a) columna izquierda, b) columna derecha.



Fig. 2.3.g Modos de falla, fisuramientos en los puntos de unión y en la placa.

Fig. 2.4.a Distribución de franjas.

Fig. 2.4.b esquema del modelo de franjas.

Fig. 2.4.c Esquema del comportamiento estructural de la placa una vez que se desarrolla la acción de campo por tracción.

Fig. 2.4.c Modelo de un marco de corte con placas de acero según el método de las bandas.

Fig. 3.1.1 Mapa de zonificación sísmica del Distrito Federal.

Fig. 3.1.2 Planta del edificio modelado (dibujo acotado en metros y sin escala).

Fig. 3.3.a Planta arquitectónica del edificio.

Fig. 3.3.b Fachada longitudinal del edificio.

Fig. 3.3.c Fachada transversal del edificio.

Fig. 3.3.4.a Lamina seleccionada.

Fig. 3.3.4.b Propiedades geométricas de la lamina.

Fig. 3.3.4.c Forma de la losacero en la construcción.

Fig. 3.4 Espectro de Diseño elástico y espectro inelástico para diseño por resistencia.

Fig. 3.5.a Instrucciones para modelar el edificio.

Fig. 3.5.b Dimensiones del edificio.

Fig. 3.5.c Planta del edificio y vista en 3D del mismo.

Fig. 3.5.1.a Diferentes opciones del menú del despliegue DEFINE.

Fig. 3.5.1.b Ventana con las propiedades del acero estructural A-36.



Fig. 3.5.1.c Ventana con las propiedades de la sección W36X210, utilizada en el proyecto.

Fig. 3.5.1.d Espectro por Resistencia.

Fig. 3.5.1.e Definición de los casos de carga: carga viva, carga viva reducida y carga muerta.

Fig. 3.5.1.f Ventana para el caso de la carga por sismo en x perteneciente al análisis modal espectral. Para el sismo en y el análisis se especifica con U2.

Fig. 3.5.1.g Combinación de cargas dependiendo la dirección del sismo, x e y.

Fig. 3.5.1.h Propiedades de la placa de acero y del sistema de losa.

Fig. 3.5.1.i La forma de considerar las masas para el modelo, es a través de esta ventana.

Fig. 3.5.2.a Diferentes opciones del menú del despliegue Assing.

Fig. 3.5.2.b Restricción de los apoyos en los 6 grados de libertad.

Fig. 3.5.2.c Asignación de las propiedades en los elementos barra y en el sistema losacero.

Fig. 3.5.2.d Cargas actuantes:  $C_v$ ,  $C_{vr}$  y  $C_m$ .

Fig. 3.5.4.a Corrida de análisis del modelo.

Fig. 3.5.4.b Ventana de análisis de la estructura.

Fig. 3.6.a Vista 3D del edificio modelado.

Fig. 3.6.b Primeros tres periodos de vibrar: a) Primer modo de vibrar en dirección x, b) Segundo modo de vibrar en dirección y, c) Tercer modo de vibrar en dirección x-y (giro).

Fig. c.1 Muro de corte de placas de acero en construcción.





Fig. c.2 Longitud del contraventeo.

Fig. c.3 Propiedades geométricas de la placa.

## CONTENIDO DE TABLAS

Tabla 3.2.a Cargas muertas en azotea y entrepiso.

Tabla 3.2.b Cargas de Diseño.

Tabla 3.3.4.a Claro máximo de la lamina.

Tabla 3.3.4.b Sobrecarga admisible, de acuerdo a su separación entre apoyos.

Tabla 3.4 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones.

Tabla 3.6.a Secciones de los elementos estructurales del modelo final.

Tabla 3.6.b Espesores de placa, de cada entrepiso.

Tabla 3.6.c Primeros tres periodos de vibrar.

Tabla 3.6.d Ángulo de las fajas de esfuerzo de cada placa de acero.

Tabla 3.6.e Cortante resistente y actuante de cada placa de acero.

Tabla 3.6.1.a Desplazamientos laterales por sismo en X.

Tabla 3.6.1.b Desplazamientos laterales por sismo en Y.

Tabla c.1 Valores de resistencia de cada placa de acero de los diferentes niveles.

Tabla c.2 Peso de los contraventeos.

Tabla c.3 Peso de las placas.



## CAPITULO 1: INTRODUCCIÓN

La ciudad de México se considera una ciudad muy vulnerable a eventos sísmicos, ya que es una zona que contiene un tipo de suelo muy blando y con un alto contenido de materia orgánica. Esto hace que el suelo se comporte como una gelatina y expuesto a una fuerza externa como la de un sismo hace que las construcciones se muevan, resultando sucesos catastróficos, como el hecho ocurrido el 19 de septiembre de 1985. Este acontecimiento fue muy aterrador que marco la historia de México, ya que hubo miles de personas que murieron bajo los escombros de edificios pesados. Este suceso obligo a los ingenieros a modificar el Reglamento de Construcción y a buscar nuevas alternativas para las construcciones futuras o existentes para que sean capaces de soportar fuerzas laterales y poder disipar la energía mediante sistemas que puedan ser remplazados sin perjudicar a las estructuras.

En la actualidad existen diversos sistemas para disminuir o contrarrestar la fuerza ejercida por un sismo en construcciones de acero, los cuales al paso del tiempo se fueron modificando y provocando nuevas tecnologías en la construcción. Dichos sistemas son: Marcos no arriostrados (marcos con conexiones postensadas y marcos con sección reducida), Marcos con arriostamiento (concéntricamente, excéntricamente, apuntalados y restringido al pandeo) y Muros de corte placas de acero. Estos sistemas ya son empleados en México, excepto el sistema de muros de corte de placas.

El sistema de muros de corte de placas ha sido empleada y estudiada en países altamente desarrollados como es el caso de Estados Unidos, Japón y Canadá. Este sistema apareció después de los terremotos ocurridos en Northridge en 1994 y Kobe en 1995.

Este sistema de muros de corte de placas de acero, consiste en una placa vertical, que alrededor de su perímetro esta formado por columnas y vigas, que constituyen los elementos de borde formando un marco, además de cubrir uno o varios claros en un piso y de distribirse en la altura total del edificio. También alcanzan grandes niveles de deformación del panel y tienen una gran capacidad de disipación de energía. Por tal comportamiento nos interesa que sea implementado en nuestro país.



Este escrito va enfocado a edificios con placas de acero, donde ofrece diversos temas que van desde los tipos de sistemas estructurales para construcciones de acero, las características y comportamiento de los muros de acero, los métodos que existen para la realización del modelo, la resistencia ante fuerzas laterales, las normativas empleadas, la verificación de resultados y si es conveniente poder emplearlo nuestro país.

## OBJETIVO

Estudiar las características, métodos de análisis y el comportamiento estructural de edificios con muros de corte de placas de acero, con la intención de evaluar su posible uso como sistema sismorresistente para edificios construidos en México.

## ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis se encuentra organizada de la siguiente manera:

**Capítulo 1:** Se presenta la introducción y objetivo del trabajo, para tener una idea de que se trata los demás capítulos.

**Capítulo 2:** Se presenta los diferentes sistemas estructurales empleados para construcciones de acero que son: marcos no arriostrados, marcos con arriostrados y muros de corte de placas considerando las nuevas tecnologías y el desarrollo de los sistemas. También se hace mención de las características, comportamiento y los métodos utilizados para emplear el sistema de muros de acero.

**Capítulo 3:** Se hace una descripción detallada del diseño estructural del edificio de acero, las cargas que se utilizaron para el diseño, la estructuración de los elementos barra (vigas y columnas) y de la placa de acero de relleno, y el análisis modal espectral ya que implica el uso de modos de vibrar y el espectro de diseño.

**Capítulo 4:** Se hace un análisis en función del peso con el diseño original del edificio y con el diseño modificado con los muros de corte de placas de acero, para ver que sistema resulta más conveniente en nuestro país.



## CAPITULO 2: ANTECEDENTES

El acero se caracteriza por una elevada resistencia, rigidez y ductilidad (esto es la capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su capacidad resistente), por lo cual su uso es muy recomendable para construcciones sismorresistentes.

Sin embargo las estructuras de acero han evolucionado a lo largo de más de un siglo como resultado de la experiencia obtenida por la industria de la construcción y de numerosas investigaciones destinadas a optimizar su uso. Este avance ha permitido desarrollar distintos tipos de estructuras sismorresistentes, los cuales presentan variaciones no solo en su comportamiento estructural, sino también diferencias constructivas, funcionales y económicas.

Transcurrido los años y gracias a países altamente desarrollados, sea motivado a analizar profundamente un tema muy innovador . Este tema se trata sobre muros de corte de placas de acero, ya que es muy resistente ante fuerzas laterales como son los sismos o vientos, lo que beneficiaría sin duda y en gran parte a la ciudad de México. Este sistema de placas de acero es nuevo y todavía no es empleado en nuestro país, pero muy conocido, utilizado en países desarrollados en economía y tecnología, como es el caso de Japón y Estados Unidos de América, transcurrido eventos sísmicos muy fuertes. Es por eso que en este escrito se da la necesidad de poder estudiar su comportamiento ante acciones sísmicas, para poder emplearlo en nuestro país como un sistema sismorresistente y así poder aumentar el desempeño de las estructuras.

Es importante también mencionar que este sistema estructural se ha usado desde varias décadas en distintos países, recientemente usado en el año 2005 incluido en las especificaciones sísmicas de la AISC.



## 2.1 Sistemas Estructurales Para Construcciones De Acero

En la actualidad hay una gran variedad de sistemas estructurales que ayudan a la estructura hacerla más apta y resistente, para soportar fuerzas laterales. Sin embargo estos sistemas resistentes hacen que no se generen efectos desfavorables en dicha estructura, es decir, no hay daño en elementos principales pero si en elementos secundarios que ayudan a minimizar los desplazamientos horizontales haciendo la estructura más rígida ante estas fuerzas laterales. Estos elementos pueden ser remplazados, siempre y cuando no dañe a la estructura principal.

Cuando la estructura es capaz de adsorber y disipar la energía producida por un sismo, se tiene una selección adecuada del sistema estructural. Los sistemas estructurales más comunes que presentan un comportamiento estructural, funcional, económica, y que pueden emplearse con éxito en zonas sísmicas son:

- Marcos no arriostrados.
- Marcos con arriostramiento.
- Muros de corte placas de acero.

### 2.1.1 Marcos No Arriostrados

Los marcos no arriostrados son ensambles rectos de vigas y columnas, los cuales están conectadas a través por uniones que transmiten momento y corte (ver figura 1.1.1a y 1.1.1b). Estos marcos soportan cargas aplicadas principalmente a través de la flexión de sus elementos. Debido a ello, presentan grandes desplazamientos laterales y su diseño normalmente está controlado por deformación en lugar de resistencia.

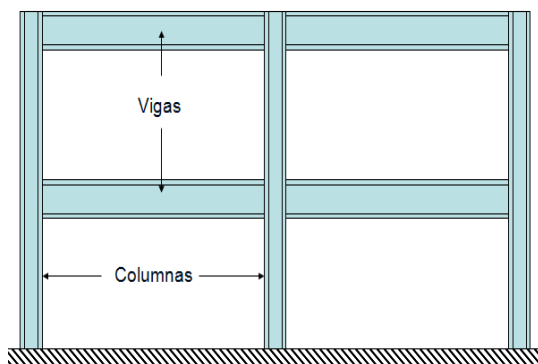


Fig. 2.1.1.a Marco no arriostrado (vista en 2D).



Fig. 2.1.1.b Estructura con marcos no arriostrados



A continuación se presentan algunos sistemas estructurales en los marcos no arriostrados (marcos con conexiones postensadas y marcos con sección reducida):

### 2.1.1.a Marcos con conexiones postensadas (PT)

Los marcos con conexiones postensadas consiste en la utilización de cables de acero para postensar la viga a la columna y proveer de esa forma una conexión de momento, como se muestra en la fig. 2.1.1.c.

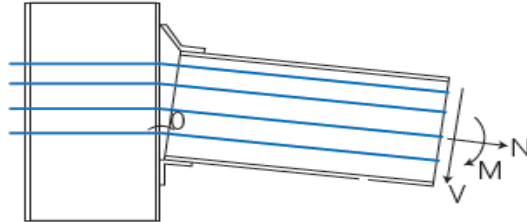


Fig.2.1.1.c Conexión postensada viga-columna (configuración deformada).

Este sistema tiene como función resistir las fuerzas laterales producidas por un sismo, y una vez presentado el sismo que la estructura sea capaz de regresar a su posición original por medio de los cables tensados y que la concentración de la energía liberada sea concentrada en los ángulos de conexión u otros elementos que puedan ser remplazados sin que perjudique el comportamiento de la estructura.

Los problemas que presentan este tipo de sistemas estructurales es la expansión de las vigas, que ocurre cuando las conexiones se abren, cómo evitar la corrosión de los cables y cómo protegerlos contra incendios.

### 2.1.1.b Marcos con vigas de sección reducida (RBS)

Este sistema tiene como objetivo reducir la sección de la viga, con el propósito de tener una conexión viga-columna más resistente que la viga, de manera que las deformaciones plásticas se desarrollen en la sección reducida de la misma. La sección reducida actúa como un fusible limitando las tensiones en la región menos dúctil en las cercanías de la conexión viga-columna. La reducción de la sección de la viga puede ser constante o variable (ver fig. 2.1.1.d). El uso de vigas de sección reducida, resulta una disminución de la rigidez lateral del marco y aumenta la ductilidad del sistema.

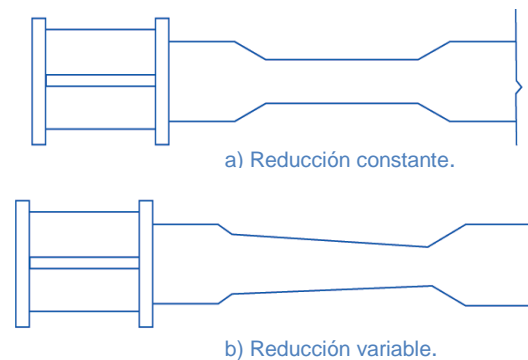


Fig.2.1.1.d Vigas de sección reducida.

## 2.1.2 Marcos Con Arriostramientos

Los marcos con arriostramientos surgieron a comienzos del siglo XX como una alternativa estructural para edificios de mediana y baja altura. La presencia de las barras diagonales modifica el comportamiento del marco, dado que se forma una estructura reticulada (con triangulaciones). Este tipo estructuras se caracteriza por una elevada rigidez lateral, lo que permite un adecuado control de los desplazamientos.

Los marcos con arriostramientos tienen diferentes configuraciones. A continuación se mencionan los siguientes (concéntricamente, excéntricamente, apuntalados y restringido al pandeo):

### 2.1.2.a Marcos con arriostramientos concéntricos

Los marcos con arriostramientos concéntricos se caracterizan por una elevada rigidez lateral, pero su comportamiento sismorresistente se puede ver afectado por el pandeo de las riostras comprimidas. Además este sistema estructural sirve para la rehabilitación de estructuras ya existentes y se consiguen plantear diferentes configuraciones en los marcos con arriostramientos concéntricos. Tales casos se muestra en la Figura 2.1.2.a.

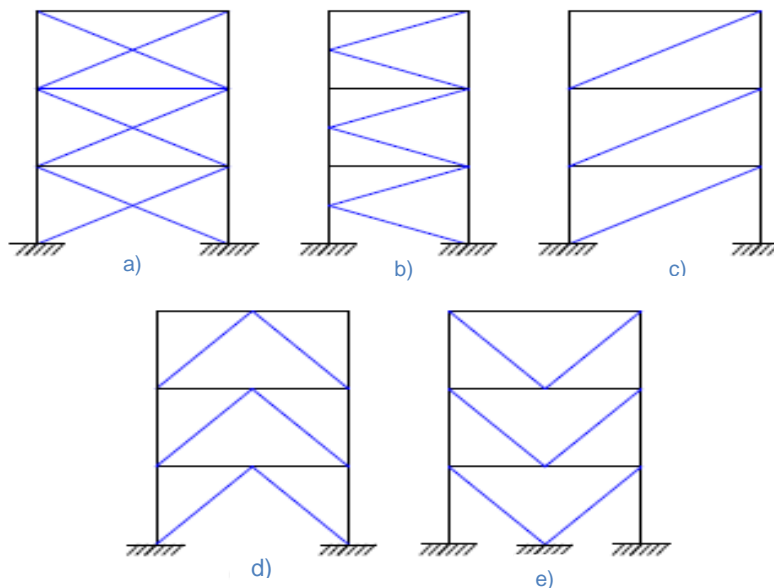


Fig.2.1.2.a Configuraciones para marcos arriostrados concéntricamente: a) riostras en X, b) en K, c) en diagonal, d) en V invertida y e) en V.

### 2.1.2.b Marcos con arriostramientos excéntricos

En este sistema, las barras diagonales se colocan de forma que generen una excentricidad en la viga donde se inducen esfuerzos de corte y momentos flectores elevados. La Figura 2.1.2.b muestran las configuraciones más usuales para marcos con arriostramientos excéntricos:

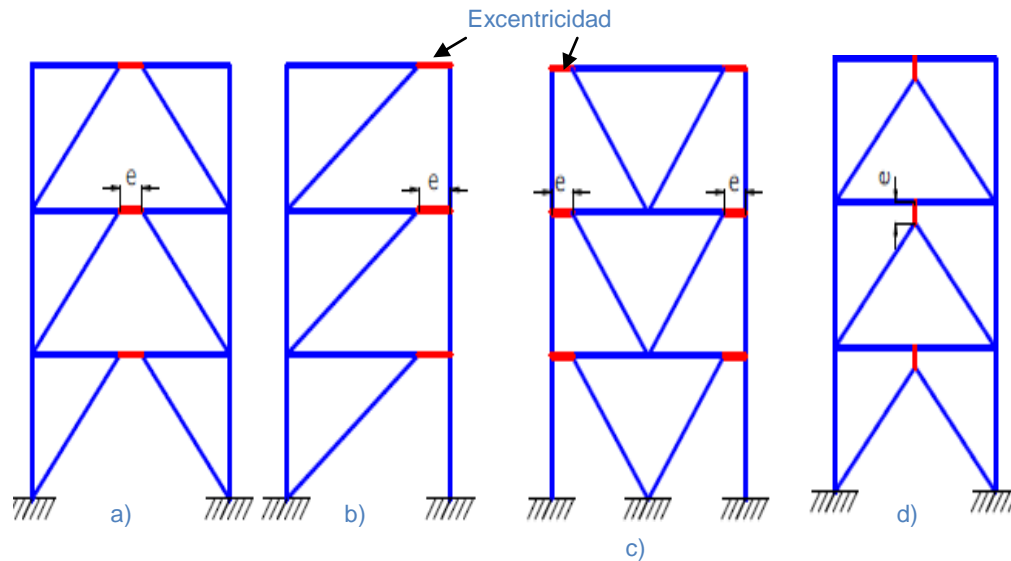


Fig.2.1.2.b Configuraciones para marcos arriostrados excéntricos.

La zona donde se encuentra la excentricidad se diseñan para disipar la energía liberada por un sismo, mientras el resto de los componentes se diseñan para responder esencialmente en el rango elástico, es decir, que no sufra deformaciones.

### 2.1.2.c Marcos con arriostramiento restringido al pandeo (BRBF)

Un marco de tipo BRBF es un marco arriostrado en forma concéntrica en que los elementos que forman el sistema de arriostramiento están compuestos por dos elementos principales: núcleo de acero que resiste la carga axial y un sistema externo que restringe el pandeo del núcleo de acero. Por lo tanto las riostras de pandeo restringido están creadas por una barra o núcleo central recubierto por una capa deslizante o antiadherente; esta barra se inserta en un tubo exterior, el cual se rellena con mortero de cemento, como se ilustra en la Figura 2.1.2.c. De esta forma, se logra que el núcleo central fluya tanto en tracción como en compresión. En la figura 2.1.2.c.1 se muestra un edificio de acero con riostras de pandeo restringido.



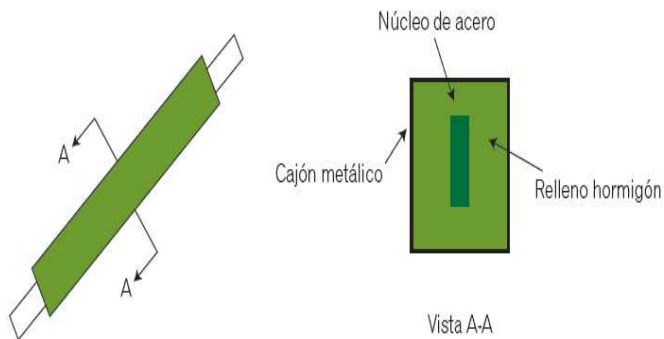


Fig. 2.1.2.c. Arriostramiento de un marco tipo BRBF



Fig. 2.1.2.c.1 Edificio de acero con riostras de pandeo restringido.

### 2.1.2.d Marcos con arriostramientos apuntalados

Los marcos arriestrados concéntricamente unidos por puntales entre pisos, tiene el objetivo de distribuir a los otros pisos la carga vertical desbalanceada que se genera en la unión de los arriostramientos con la viga, cuando ocurre el pandeo de la diagonal comprimida. Esta redistribución genera el pandeo de las diagonales comprimidas en los otros pisos, evitando así la concentración de deformaciones inelásticas en un nivel y logrando un comportamiento más dúctil de la estructura.

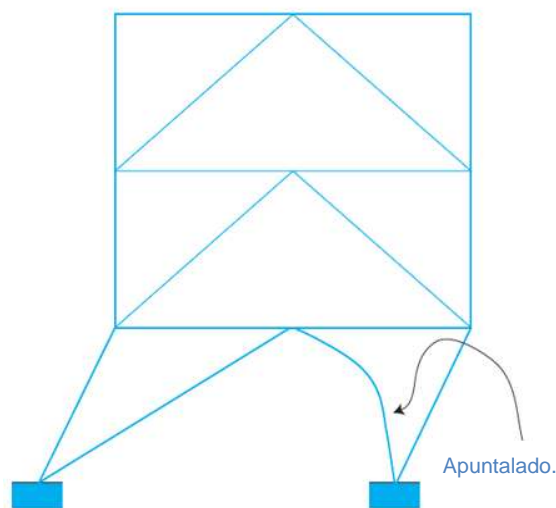


Fig. 2.1.2.d Marco con arriostramientos apuntalados.



### 2.1.3 Muros De Corte De Placas De Acero (SPSW)

Este sistema estructural proporciona rigidez y resistencia a una estructura ante cargas laterales como un sismo o viento. Utiliza paneles de relleno formados por placas de acero conectados a vigas y columnas, e instalados en uno o más claros a lo largo de la altura del marco de manera de formar un muro voladizo.

A través de los años se desarrollaron diferentes alternativas para el uso de placas de acero en un edificio. La primera opción y la más usual es la de muros con placas de acero que incluye placas esbeltas sin rigidizadores. La segunda es cuando se usan muros con placas rigidizadas, mediante elementos adicionales de acero que incrementan la resistencia al pandeo de la placa por corte. Los rigidizadores logran un efecto de rigidización total o parcial (en los casos en que son relativamente flexibles en comparación con la placa), los rigidizadores se encuentran ubicados a lo largo y ancho de las placas de acero del muro de corte asegurando que las placas no sufran un pandeo prematuro y que el muro falle antes de trabajar con toda su capacidad. Y la tercera opción es cuando se puede usar muros compuestos con placas de acero, en los cuales se agrega concreto en una o en ambas caras de la placa. En la figura 2.1.3 se muestran las diferentes opciones que se presentan en un muro de corte de placas de acero en un edificio de acero.

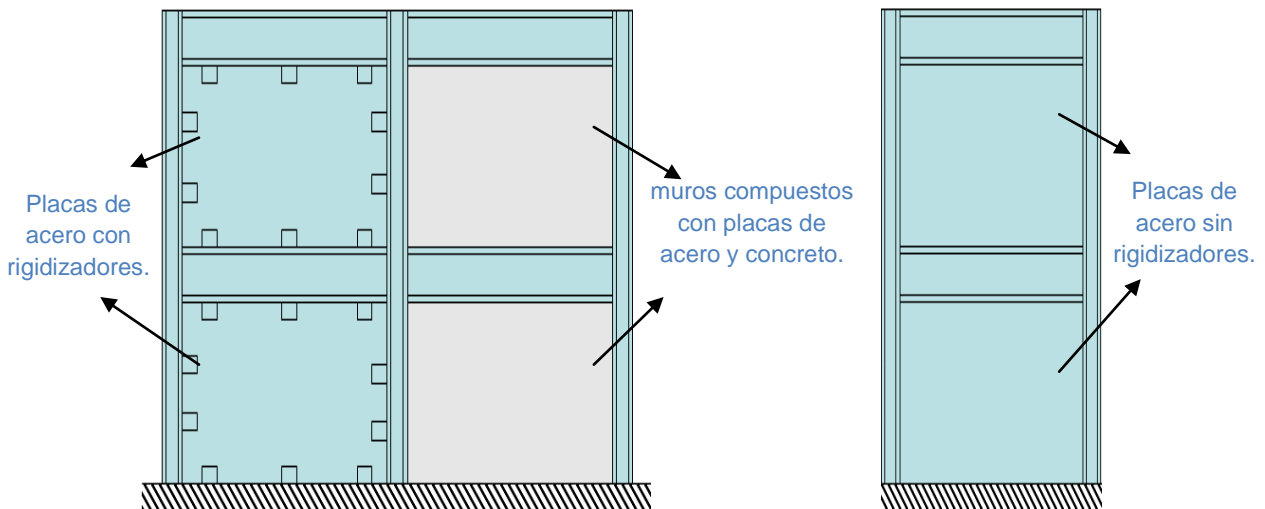


Fig. 2.1.3 Diferentes opciones de muros de corte de placas de acero en un marco de acero.



Las placas de acero compuestas de concreto en una o en ambas caras de la misma tienen un problema, ya que resultaban muros excesivamente pesados, costosos y un aumento en los tiempos de ejecución. El uso de rigidizadores disminuye la resistencia y rigidez en los elementos perimetrales (columna y viga), ya que el diseño se basaba en el pandeo de la placa, lo que llevó a detallar los muros fuertemente atiesadas y en consecuencia diseños caros por poseer una gran cantidad de trabajo de conexiones en la placa. Los muros de corte de acero de placas no rigidizadas son más sencillos, ya que llevan una sola placa plana de acero soldada o pernada a sus elementos verticales y horizontales.

Por lo antes expuesto y gracias a investigaciones que confirman que la resistencia post-pandeo de la placa es considerable, se permite que la placa de relleno de acero alcance pandeo en corte y desarrolle un campo diagonal de tracciones, frente a cargas laterales, lo que se recomienda utilizar placas sin rigidizadores o atiesadores.

En este trabajo se considero muros de corte de acero sin rigidizadores, por las razones antes expuestas y por las ventajas que se presentan a continuación al usar este sistema como disipadores de energía ante un sismo de alta o baja magnitud:

***Ventajas del sistema de placas sin rigidizadores:***

- Muros muy sencillos y ligeros que los hace fácilmente manipulables, también implica una reducción en la masa de la estructura , una construcción más rápida y un espacio menor en planta, en comparación con el caso de muros de placas combinados con concreto.
- Genera menores fuerzas de corte en cada piso debido a su reducido peso.
- Menores aceleraciones inducidas por el sismo.
- El periodo fundamental de vibración es mayor lo cual hace que las aceleraciones provenientes del sismo sean de menor magnitud.
- Gran ductilidad y una gran capacidad de disipación de energía.
- Montaje sencillo, limpio y de alta precisión.
- Reparación rápida y sencilla después de haber fallado el sistema en un sismo.

Así como se presentan ventajas también se mencionan algunas desventajas del sistema de muros de corte de placas de acero:

**Desventajas del sistema de placas sin rigidizadores:**

- El muro trabaja solo con esfuerzos axiales y no acepta cargas gravitatorias.
- El comportamiento post-pandeo genera grandes deformaciones.
- Son más susceptibles a deformaciones.
- Es obligatoria la contratación de soldadores calificados que puede ser costosa o escasa.
- Se precisa de mucho detalle en el diseño de conexiones entre el muro y sus elementos perimetrales.
- La oferta de placas de acero es limitada tanto en cantidad como en espesor y tamaño.

## 2.2 Características Generales Para SPSW

Los muros de corte de placas están compuestos por columnas y vigas que se encuentran en el perímetro de la placa de acero, los cuales se denominan elementos de borde verticales (VBE) y elementos de borde horizontales (HBE), (ver Figura 1.2.a).

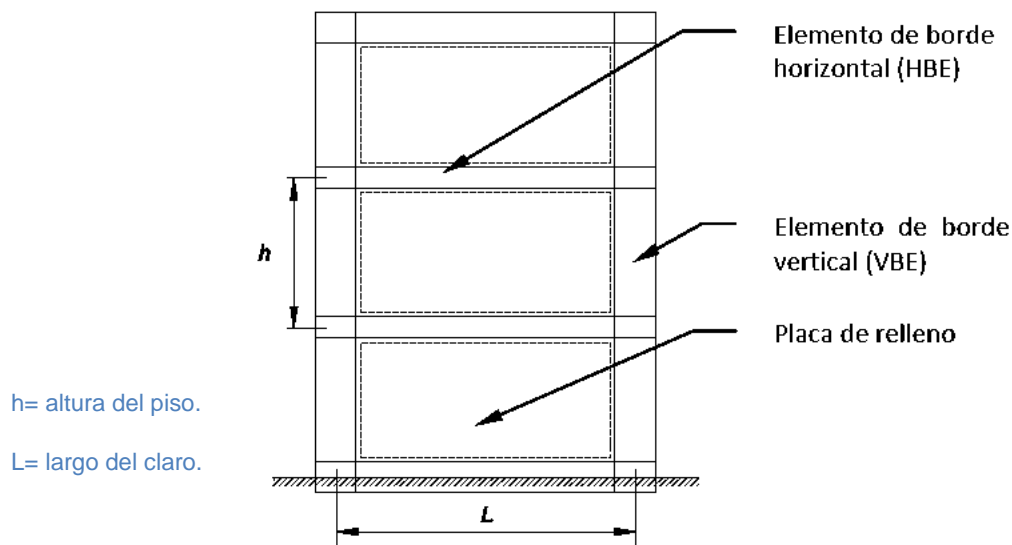


Fig. 2.2.a Muro de corte de placa de acero.

Para poder tener un buen diseño de este sistema estructural, los elementos de borde verticales y horizontales se deben diseñar para que se comporten en forma elástica ante el desarrollo de la capacidad a tracción de los paneles de relleno mediante el campo



de tensión diagonal. De esta manera se asegura que los paneles de relleno fluyan en tracción antes que se formen articulaciones plásticas en los elementos de borde.

Para lograr una placa sin rigidización se tiene que disminuir la rigidez y resistencia, para eso se utiliza acero de baja tensión de fluencia en las placas que forman los paneles de relleno y se realiza la perforación de los paneles si es necesario. Otra consideración importante es poder reducir tensiones en los elementos de borde verticales, para lo cual se utilizan elementos de sección reducida como elementos de borde horizontal.

Es fundamental mencionar que los muros con placas de acero pueden usarse en distintos tipos de construcciones, desde edificios residenciales de baja altura hasta edificios elevados. Sin embargo, para construcciones menores implican soluciones costosas y complicadas.

Acontinuación se muestra una configuración de un edificio, donde se muestra que las placas de acero de relleno se pueden ubicar en uno o más claros del edificio y distribuirse en la altura de este (ver figura 2.2.b).

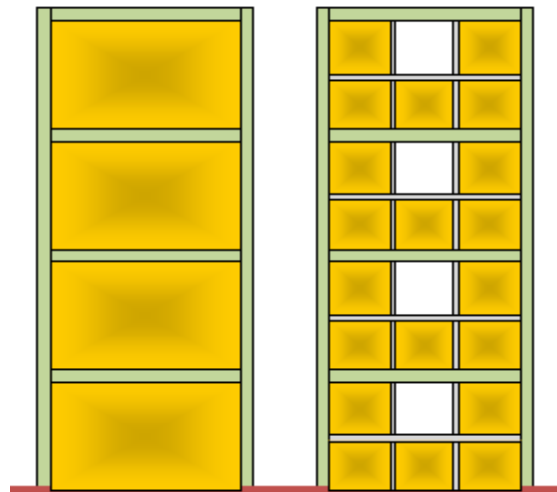


Fig. 2.2.b Muros con paneles de relleno de acero.

Las construcciones de edificios de acero son vistas en la figura 2.2.c donde se observa edificios que se encuentran en su proceso de elaboración mediante este sistema sismorresistente y que presenta una solución para contrarrestar las fuerzas laterales a las que se verán expuestas por un sismo.



Fig. 2.2.c Edificios con muros de corte de placas de acero en su proceso de construcción.

### 2.3 Comportamiento De Un SPSW

Los muros de corte de placas de acero no rigidizadas tienen un comportamiento especial y su funcionamiento es diferente al comportamiento de otros elementos estructurales de acero como vigas y columnas. La resistencia final de estos muros de corte de placas de acero (SPSW) está determinada por diversos factores, como es el ángulo de las líneas diagonales que presenta cada muro de acero, el tipo de acero estructural utilizado y las propiedades geométricas de los elementos perimetrales. Además las placas de acero tienen un rango plástico amplio, en otras palabras, una gran ductilidad.

La placa de acero alcanza grandes deformaciones y el sistema se mantiene estable con una reserva de resistencia post-pandeo. La deformación por corte en la placa consiste en presentar tensiones de tracción y compresión de líneas diagonales que se presentan dentro de la placa y que tienen una inclinación aproximadamente de  $45^\circ$  sobre la fuerza horizontal a la que está expuesta.

Los SPSW son diseñados para que proporcione una importante capacidad de deformación inelástica principalmente a través de la fluencia de la placa y a la formación de articulación plásticas en los extremos de los elementos de borde horizontales (HBE). En la figura 2.3.a se observa el comportamiento de la placa de acero, en la cual se presenta el desarrollo de las diagonales de compresión y de tensión, la flexión del marco y el pandeo por cortante de la misma.

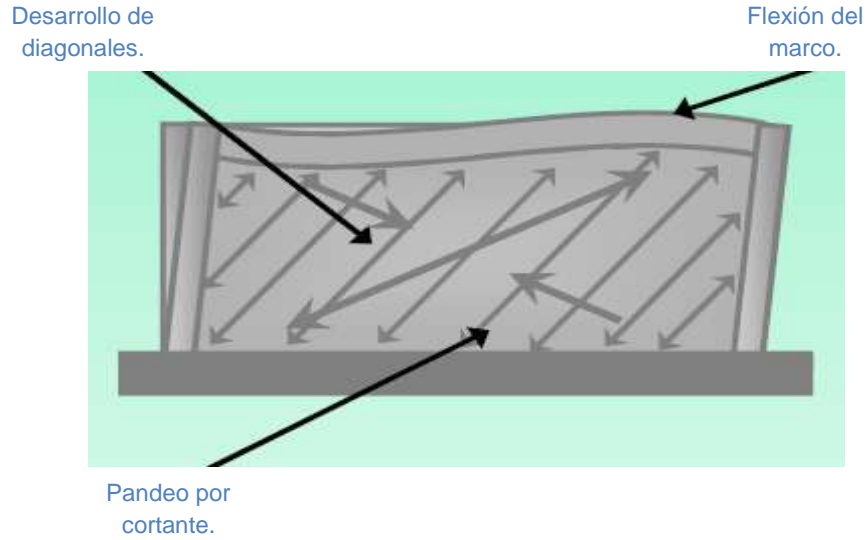


Fig. 2.3.a Comportamiento estructural del muro de corte de placas de acero.

Una vez que la placa del muro trabaja sólo a tensión se genera un mecanismo estructural entre los elementos de borde y el muro de acero. Cuando la placa de acero del muro llega a la fluencia ( $F_y$ ) ésta transmite una fuerza uniformemente distribuida, equivalente a su punto de fluencia y dirigida tanto hacia las vigas como a las columnas que la enmarcan. Este esfuerzo diagonal se divide en una componente vertical y en una horizontal: componentes que se transfieren hacia los elementos de borde como fuerzas axiales y fuerzas uniformemente distribuidas que actúan de manera perpendicular al eje principal de los elementos estructurales de borde (ver figura 2.3.b).

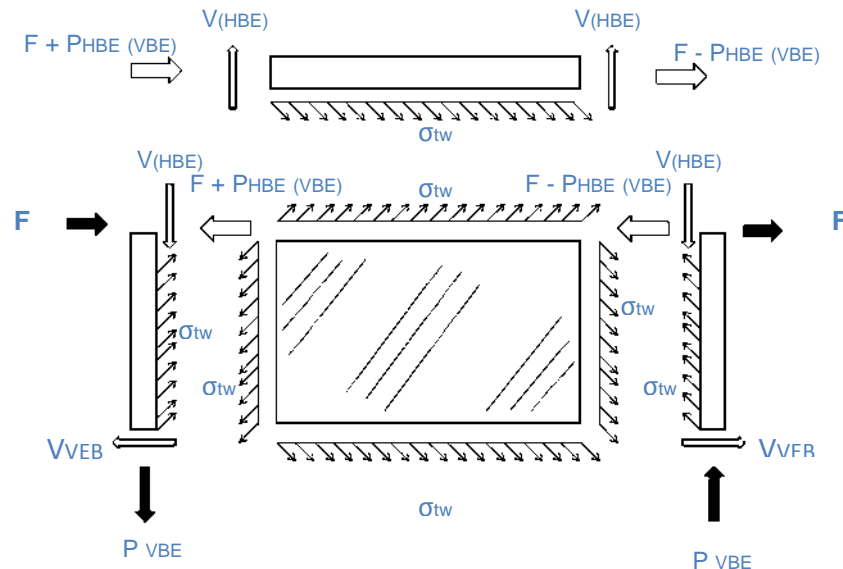


Fig. 2.3.b Diagrama de cuerpo libre y sus fuerzas que actúan en la placa.





Para el caso de la viga, la sumatoria de las componentes horizontales de esfuerzo de la placa del muro produce una fuerza axial y para la componente vertical se transforma en una carga uniformemente distribuida que actúa perpendicularmente y hacia afuera de su eje principal. El mismo efecto pero inverso sucede con las columnas que rodean a la placa del muro. Se puede ver claramente cuál es el resultado final del sistema de muro una vez que falla (en la figura 2.3.d) donde los elementos de borde han llegado a un pandeo global extremo, especialmente las columnas, que son los elementos principales en cuestión de la integridad de la estructura.

La viga es sometida a una fuerza axial adicional cuando el esfuerzo del muro hacia la columna izquierda genera una reacción positiva y una reacción negativa en la columna derecha, resultando en un aplastamiento de las columnas hacia la viga. El esfuerzo cortante, en el caso de las columnas, proviene de la componente vertical del esfuerzo inducido por el muro de acero. Cuando en una estructura se tienen dos niveles, la viga atrapada entre el muro del primer nivel y el muro del segundo nivel estará sometida a fuerzas opuestas (ver figura 2.3.c).

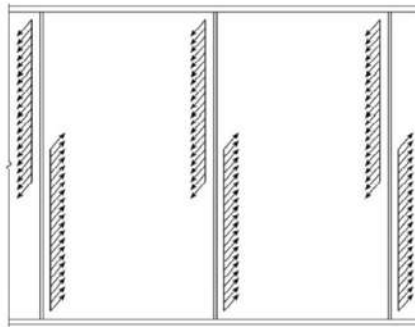


Fig. 2.3.c Comportamiento del esfuerzo transversal de la placa del muro.

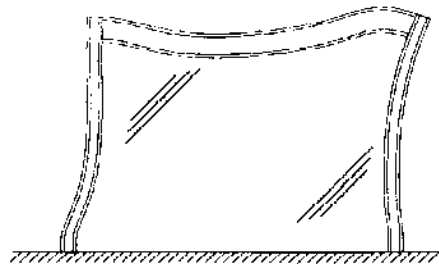


Fig. 2.3.d Flexión interna de los elementos de borde.



Para el cálculo del espesor de la placa, se hace por medio de la elección del espesor por un manual de placas prefabricadas y que estén dispuestas en el mercado. Aunque existen investigadores que determinaron ecuaciones para determinar el espesor de la placa una vez obtenido las propiedades geométricas de los elementos de borde. Si la opción del cálculo del espesor de las placas se hace por medio de formulas establecidas por investigadores, será necesario dimensionar los elementos de borde y realizar un supuesto análisis de fuerzas a las que estará sometidos dichos elementos. Para el dimensionamiento de los elementos horizontales (vigas), los cuales experimenta carga axial, debido a la componente horizontal del campo de tracciones y a las reacciones sobre los VBE, flexión y corte, debido a la componente vertical del campo de tracciones. También deben considerarse los esfuerzos que resultan de las deformaciones del marco que forman los elementos de borde y las posibles cargas gravitacionales que reciba el HBE, como vigas secundarias que se apoyen en él. La Figura 2.3.e muestra un diagrama de cuerpo libre de un HBE de las fuerzas que se consideran.

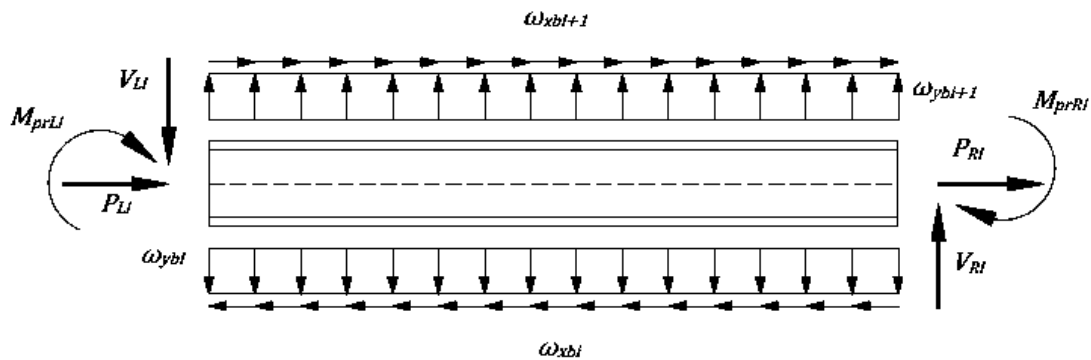


Fig. 2.3.e Diagrama de cuerpo libre de un HBE.

Los términos en la figura anterior corresponden a los siguientes:

$M_{prLi}$  ( $M_{prRi}$ ) = momento plástico reducido en la sección transversal del HBE del piso  $i$ , en el extremo izquierdo (derecho).

$V_{Li}$  ( $V_{Ri}$ ) = corte esperado en la sección transversal del HBE del piso  $i$ , en el extremo izquierdo (derecho).

$P_{Li}$  ( $P_{Ri}$ ) = carga en la sección transversal del HBE del piso  $i$ , en el extremo izquierdo (derecho).

$\omega_{xbi}$  ( $\omega_{ybi}$ ) = componente horizontal (vertical) del campo de tracciones sobre el HBE del piso  $i$ .

Para el diseño de los elementos verticales, consiste en calcular las fuerzas que actúan sobre un VBE cuando un mecanismo uniforme se ha desarrollado. Para determinar las fuerzas desarrolladas en el mecanismo de colapso uniforme, se considera un diagrama de cuerpo libre con todas las cargas aplicadas. Estas cargas se muestran en la figura 2.3.f, para los VBE de un muro de 4 pisos:

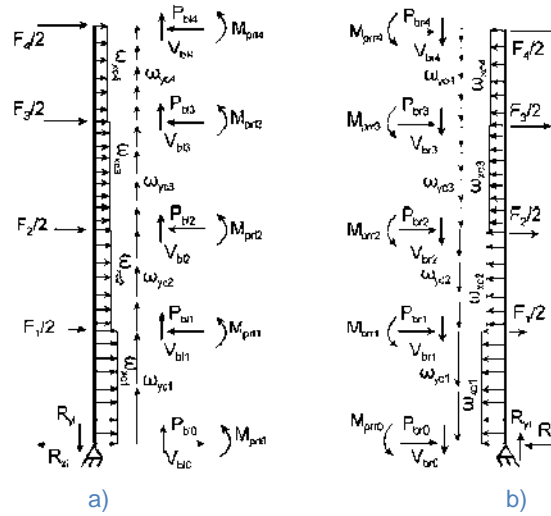


Fig. 2.3.f Fuerzas actuando sobre VBE, a) columna izquierda, b) columna derecha.

Una vez considerado las fuerzas aplicadas en los elementos de borde para el dimensionamiento de los mismos, se debe tener cuidado en la conexión de la placa y los elementos de borde. Las conexiones entre las placas de acero no rigidizada y los componentes de bordes (vigas y columnas) se pueden realizar mediante soldaduras o bulones. Estas conexiones se debe hacer con cierto cuidado ya que en los nudos puntos, la estructura es más vulnerable (pueden presentar fisuramientos en los puntos de unión así como en el placa, ver figura 2.3.g). Por este motivo se debe hacer el análisis del nudo en especial con las fuerzas que ejercen las placas de acero no rigidizadas de los muros de corte sobre sus elementos de borde. Adicionalmente, se debe verificar que los elementos de borde sean compactos y no vulnerables a pandeos locales todo lo cual se soluciona utilizando “nudos precalificados” para diseño sismo-resistente conforme lo especifican las especificaciones del “Seismic Design Manual” del AISC. Finalmente, después de obtener los últimos resultados se debe revisar las conexiones que existen entre los elementos de borde y el muro, los cuales están unidos por una placa de unión llamada “fish plate” mencionada en las normas de la AISC. Esta placa debe mantener un



tamaño mínimo de 100 mm de ancho y conviene soldarse a todo lo largo del elemento de borde. El espesor de dicha placa puede variar según la necesidad mientras no sea de un espesor menor que el de la placa del muro. Es recomendable, para asegurar una conexión fuerte que transmita los esfuerzos del muro a los elementos de borde correctamente y que se utilice una placa de unión con espesor mayor al de la placa del muro. De acuerdo a las ecuaciones (1) y (2) obtenida de la AISC, se debe cumplir con el espesor de soldadura necesaria en las conexiones entre la placa de unión y la placa del muro:

$$W_V = \frac{R_y F_y \cos(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \cos^{1.5}(\alpha)]} \quad \text{ec. 1}$$

$$W_C = \frac{R_y F_y \sin(\alpha) t_w \sqrt{2}}{\phi 0.6 F_{EXX} [1 + 0.5 \sin^{1.5}(\alpha)]} \quad \text{ec. 2}$$

Donde:

$W_V$  = espesor de la soldadura para vigas.

$W_C$  = espesor de la soldadura para columnas.

$R_y$  = relación del esfuerzo de fluencia esperado a el esfuerzo de fluencia mínimo esperado (1.3 para el ASTM 36).

$t_w$  = espesor del muro de corte.

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del material del muro de corte.

$F_{EXX}$  = número de clasificación del electrodo de soldadura.

$\alpha$  = ángulo de esfuerzo del muro.

Figura que muestra que muestra las fallas en los elementos nudos y en la placa de acero:

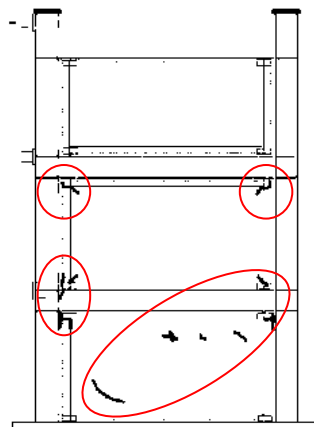


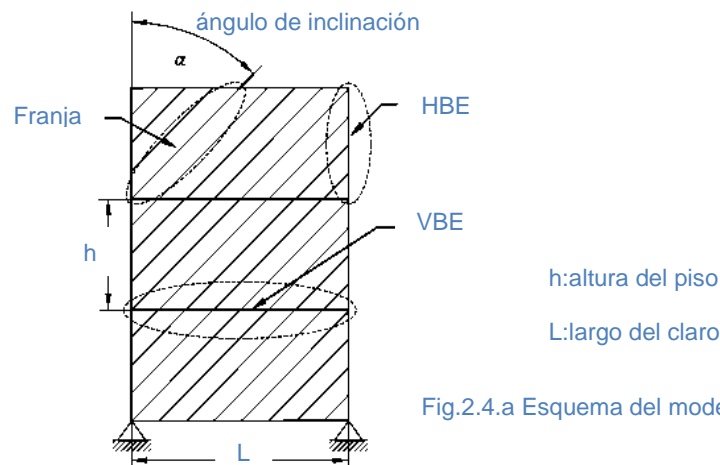
Fig.2.3.g Modos de falla, fisuramientos en los nudos de unión y en la placa.



## 2.4 Métodos De Análisis Para SPSW

Los métodos de análisis más usuales para el dimensionamiento de los componentes del muro de corte con placa de acero, que permiten determinar los esfuerzos en los componentes de bordes y las tensiones en la placa, y permite evaluar los desplazamientos laterales a los efectos de cumplir con las limitaciones reglamentarias para controlar las distorsiones de piso son el "*método de las bandas o método de franjas*", el "*método de la membrana ortótropa*" y el "*método de elementos finitos*". El método de la membrana ortótropa requiere de software específico para su aplicación, y no todos los programas de análisis estructural de uso profesional incluyen esta alternativa. El método de elementos finitos sirve para modelar los componentes de borde y las placas de acero. Y El método de franjas sí ofrece la posibilidad de ser usado en diseño, sin mayores dificultades, ya que puede ser implementado en programas de análisis estructural.

El método de franjas es un modelo de barras (ver figura 2.4.a), en el que los elementos de borde son representados por elementos viga-columna con las mismas propiedades geométricas y mecánicas que poseen los elementos de borde del muro que se desea modelar y la placa de relleno es representada por un conjunto de barras, que actúan sólo en tracción y que están inclinadas en un ángulo  $\alpha$  con respecto a la vertical, el cuál correspondería al ángulo de inclinación del campo de tracciones. Estas líneas inclinadas poseen un área transversal igual al producto entre el espesor de la placa y el ancho tributario correspondiente a cada una. Esta disposición de elementos supone que el comportamiento del panel es gobernado por el mecanismo de tracción diagonal, por lo que desprecia el aporte de la zona en compresión de la placa de relleno.





Para ubicar los nodos en que se conectan franjas y vigas en el modelo, es dividir los elementos horizontales en segmentos de largo  $\Delta x = 1/n [L+h \tan(\alpha)]$ , siendo  $n$  el número de franjas que se quiere usar. Esto trata a cada panel por separado, y en la práctica se obtendría un modelo en el que no necesariamente los nodos de un piso coinciden con los de pisos adyacentes, como se ilustra en la Figura 2.4.b (a).

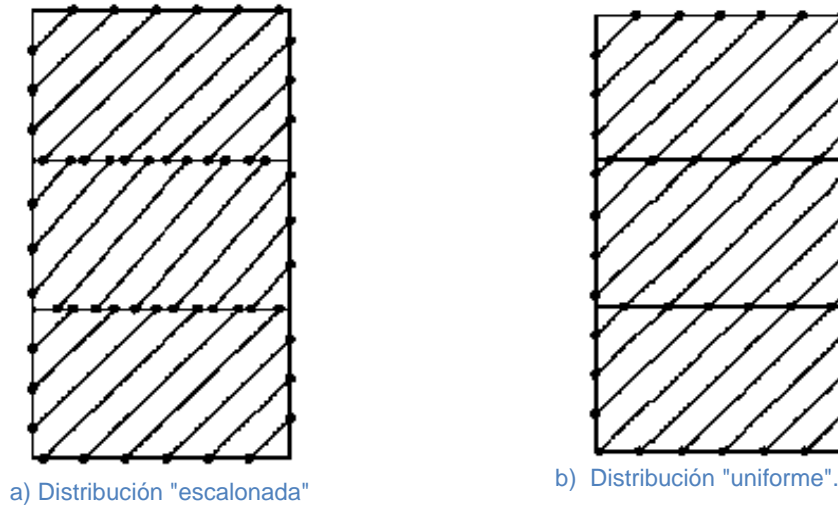


Fig.2.4.b Distribución de franjas.

El método de las franjas se basa en el comportamiento observado de la placa de acero (ver Figura 2.4.c), de modo que la misma es reemplazada por una serie de barras diagonales paralelas que tienen rigidez y resistencia sólo a tracción, según se representa en la Figura 2.4.d. Para ello es fundamental considerar 10 bandas de tracción como mínimo y definir el ángulo de inclinación.

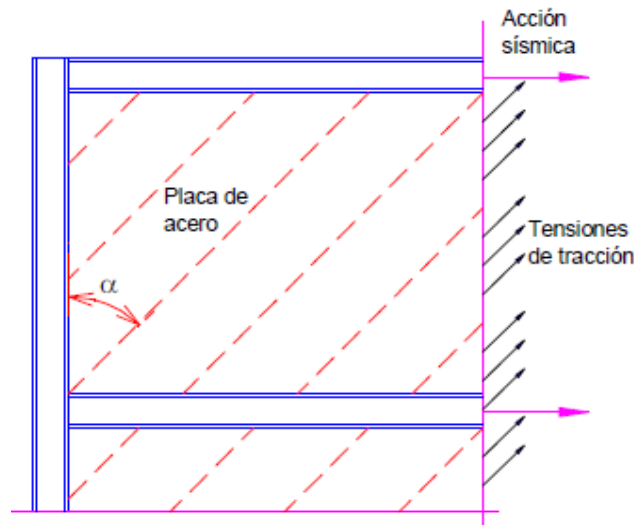


Fig.2.4.c Esquema del comportamiento estructural de la placa una vez que se desarrolla la acción de campo por tracción.

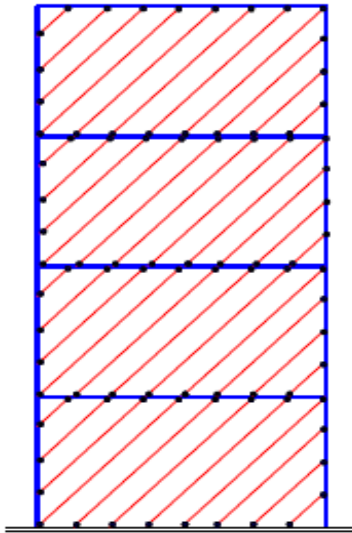


Fig.2.4.d Modelo de un marco de corte con placas de acero según el método de las bandas.

La resistencia de diseño a corte,  $V_d = V_n$ , se determina considerando  $\phi = 0.9$  y la resistencia nominal para el estado límite de fluencia por corte igual a:

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \text{sen} 2\alpha \quad \text{ec. 3}$$

Donde  $t_w$  es el espesor del alma,  $L_{cf}$  es la distancia libre entre componentes de borde verticales y  $\alpha$  es un ángulo definido por:

$$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + \text{th}\left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L}\right)}} \quad \text{ec. 4}$$

Donde  $A_b$  es el área de los elementos de borde horizontales (HBE),  $A_c$  es el área de los elementos de borde vertical (VBE),  $h$  es la distancia entre ejes de HBE y  $L$  es la distancia entre ejes de VBE.

La ecuación 3 de la Resistencia Nominal para el estado límite de fluencia por corte esta referenciada con la ecuación F5-1 de las normas AISC 341-10 y la ecuación 4 del ángulo esta referenciada con la ecuación F5-2 de las normas AISC 341-10. Ambas ecuaciones se encuentran en la sección F5 muros de corte de placas de acero (**SPECIAL PLATE SHEAR WALLS =SPSW**).



## CAPITULO 3: DISEÑO DE EDIFICIO DE ACERO CON SPSW.

El diseño del edificio se obtuvo de *González (2006)*. El autor de esta tesis lo diseñó en el despacho del Ingeniero Francisco García Jarque con la supervisión del mismo. Enfoco el diseño del edificio en marcos contraventeados excéntricamente; estos contraventeos solo fueron colocados en una parte del edificio, en la parte transversal del mismo, con el fin de resistir las fuerzas laterales provocadas por un sismo. Es este trabajo como ya se menciona, se tomó el mismo diseño con un solo propósito de reemplazar los contraventeos por placas de corte de acero para ver las diferencias que implica usar placas de acero en vez de contraventeos. EL tema de los muros de corte de placas de acero es poco usado en México es por eso que es trascendente estudiar y ver los distintos comportamientos de este y ver si es conveniente utilizarlo como un sistema sísmicamente resistente.

### 3.1 Descripción Del Edificio

El edificio a modelar es una estructura Tipo B, de uso de oficina y su altura no excede de los 30 metros (RCDF, capítulo 1, artículo 139). Tiene la misma geometría en planta y en elevación, conservando la regularidad de sus elementos estructurales como son columnas y vigas. La estructura es de acero, consta de 8 niveles con 3.50 metros de altura cada uno de ellos, teniendo una altura total del edificio de 28 metros. Los perfiles seleccionados para vigas y columnas son IR de grado A-50.

En el diseño se considero las acciones sísmicas que puede estar sujeto durante su vida útil de acuerdo a su localización, colocando muros de corte de placas de acero en la parte transversal del edificio para disminuir las fuerzas sísmicas producto de estas acciones . En los muros de corte de placas se considero acero A-36.

Además el edificio está estructurado con marcos de acero en dos direcciones ortogonales , tomando en cuenta una losa tipo losacero. En las secciones inmediatas de este capítulo se describen con mayor detalle las particularidades y consideraciones que se tomaron para el desarrollo del modelo analítico para desarrollar los procesos de análisis y diseño estructural del mismo.



### 3.1.1 Ubicación Geográfica Del Edificio

La ubicación del edificio se sitúa en la Ciudad de México la cual es una ciudad susceptible a eventos sísmicos, es decir en algunas partes de la ciudad se comporta como una gelatina. De acuerdo al Reglamento De Construcción Del Distrito Federal (**artículo 219**) esta ciudad se divide en tres zonas sísmicas dependiendo de su tipo de suelo que presenta . A continuación se hace referencia de cada una de estas zonas:

**Zona I:** Es un suelo definido por lomas formadas por rocas o suelos firmes depositados fuera del ambiente lacustre (en donde no alcanza a llegar el lago), pero en los que pueden existir internamente, después depósitos poco cohesivos relativamente blandos.

**Zona III a-d:** Es una zona lacustre (es una tierra de color negro que contiene fibras vegetales de acate, caracoles, y abundante materia orgánica, para cultivar verduras y flores), integrada principalmente por depósitos de arcillas altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla, el espesor de estos conjuntos suele ser de más de 50 metros. En otras palabras es un terreno inestable; con baja rigidez lo que indica una posible susceptibilidad a la aplicación de ondas sísmicas.

Es importante mencionar que antes esta zona cubría las aguas de la Laguna de México que va desde la Condesa hasta Texcoco y desde la Villa de Guadalupe hasta Xochimilco.

**Zona II:** Es una zona de transición entre las dos zonas anteriores (o mejor dicho un suelo ni duro ni blando), en la que los depósitos profundos se encuentran a menos de 20 m de profundidad, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre.

En este trabajo se tomo en cuenta la zona del lago, es decir la **zona IIIb**. A continuación se presenta un mapa de zonificación del Distrito Federal, donde se observa la zona IIIb.



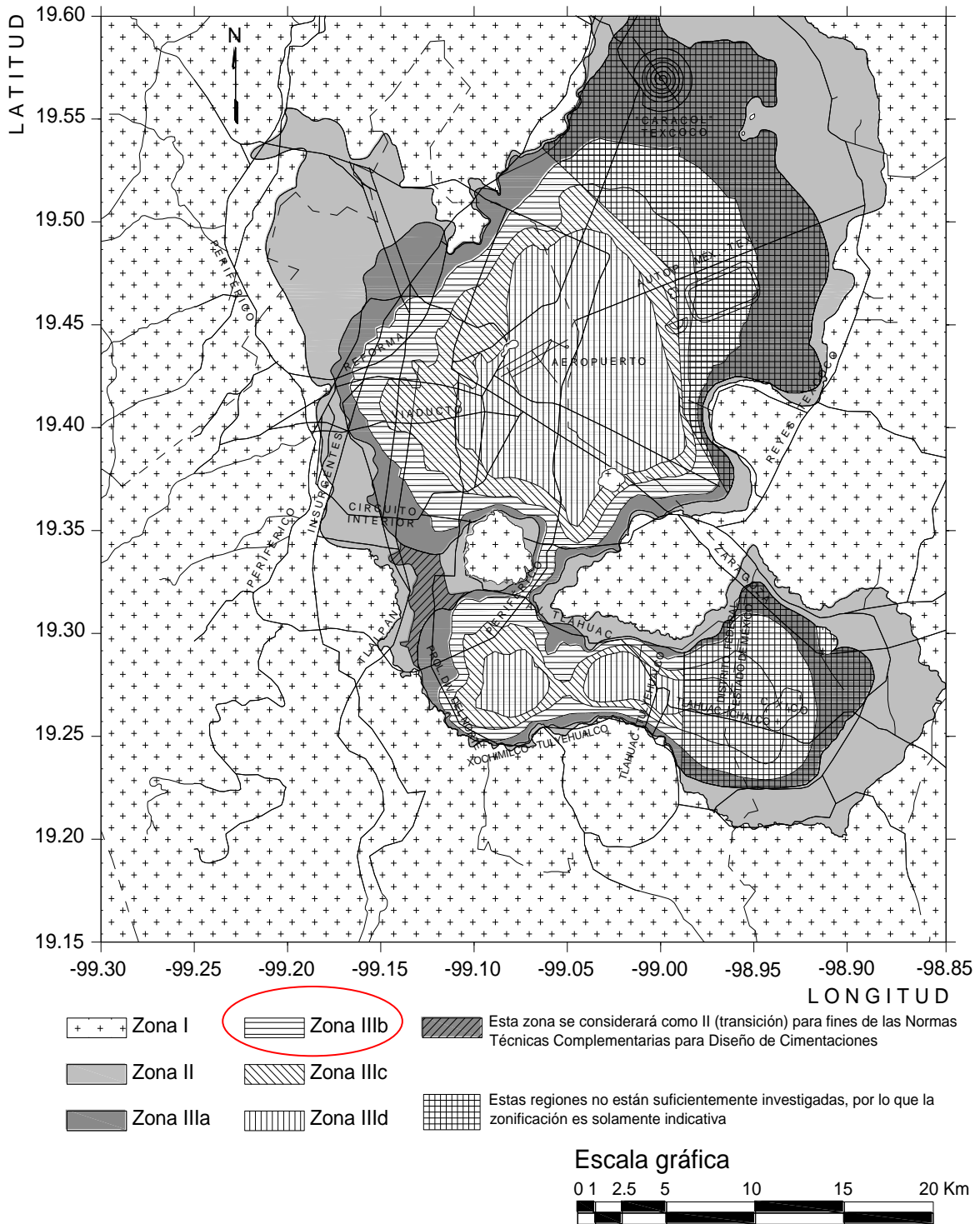


Fig. 3.1.1 Mapa de zonificación sísmica del Distrito Federal.



### 3.1.2 Características Arquitectónicas Del Edificio

Como ya se menciono el edificio consta de 8 niveles, cada nivel con una altura de 3.50 metros y con una altura total de 28 metros, además se considera en las dos fachadas transversales los muros de relleno con placas de acero las cuales fueron sustituidas por contraventeos excéntricos considerados en el diseño original, ubicados en el eje 1 y 4, tramo B-C.

La planta del edificio es rectangular con dimensiones de 24x15 metros. A su vez se divide en tres claros perpendiculares en dos direcciones ortogonales , formando nueve tableros de 8x5 metros, con lo que se consigue dar simetría a toda la planta arquitectónica. Las vigas se encuentran en el perímetro de cada tablero formando un solo sistema estructural.

reemplazadas

Otro aspecto es el sistema de losa que se apoya directamente sobre las vigas principales de cada entrepiso. A continuación se presentan las siguientes figuras que muestran la planta y la fachada arquitectónica del edificio:

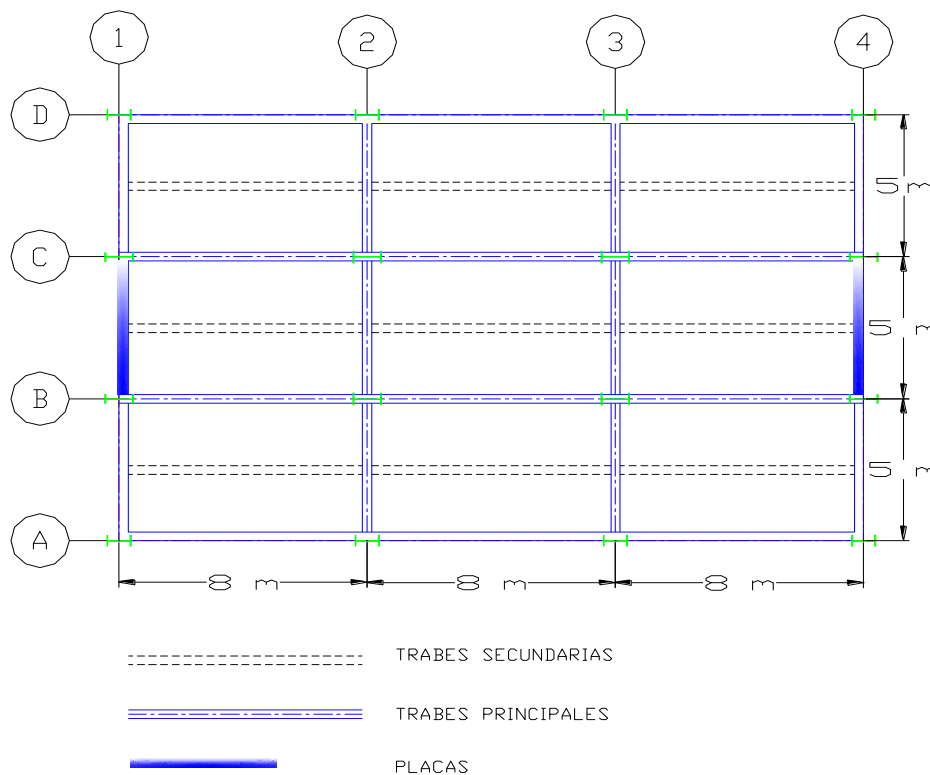


Figura 3.1.2 .Planta del edificio modelado (dibujo acotado en metros y sin escala).



### 3.2 Definición De Cargas

**Cargas Muertas ( $W_m$ ):** Se definen como todas aquellas inherentes al peso propio de la estructura y otros elementos dentro de ella, que son permanentes durante la vida útil de la misma.

Las cargas muertas que se tomaron en cuenta están basadas en valores usados en la práctica profesional para la construcción de edificios. Las cargas de diseño corresponden a edificios de oficinas (obtenidas de las NTCDF sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, tabla 6.1) se muestran en la tabla 3.2a.

AZOTEA		ENTREPISO	
TIPO DE CARGA	W(Kg/m <sup>2</sup> )	TIPO DE CARGA	W(Kg/m <sup>2</sup> )
Acabados hidráulicos:	300	Acabados:	120
Plafón	50	Muros Divisorios:	150
Sobrecarga (RCDF):	40	Plafón	50
W <sub>mF</sub> :	390	Sobrecarga (RCDF):	40
		W <sub>mF</sub> :	360

Tabla 3.2.a Cargas muertas en azotea y entrepiso.

**Cargas Vivas:** Son las que ejercen los elementos que varían con el tiempo dentro del edificio tales como: las personas, el mobiliario, los equipos, etc.

Están basadas en las cargas propuestas por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) para oficinas y azotea con pendiente menor al 5%. Las cargas de diseño se muestran en la tabla 3.2.b.

CARGA	AZOTEA	ENTREPISO
	W(Kg/m <sup>2</sup> )	W(Kg/m <sup>2</sup> )
Carga muerta	200	200
Carga viva máxima	100	250
Carga viva reducida	70	180

Tabla 3.2.b Cargas de Diseño.

### 3.3 Estructuración

La estructura del edificio fue definida por marcos estructurales de acero. En la dirección longitudinal está conformada por marcos planos en donde sus columnas y vigas están orientadas con su eje de mayor inercia. En la dirección transversal sucedió al contrario, las columnas y vigas están orientadas por su eje de menor inercia. Para poder rigidizar el sentido transversal y controlar así los desplazamientos debido a que su configuración queda regida por el eje de menor inercia de las columnas y vigas se utilizaron muros de corte placa de acero, como se muestra en la figura 3.3.a.

El sistema de piso se diseñó con el sistema losacero. Este sistema hace más fácil el proceso, además hace más ligera la estructura y se puede utilizar como cimbra, lo cual acelera la velocidad de construcción y en consecuencia disminuye el tiempo de ejecución. Para esto fue necesario incluir vigas secundarias orientadas en sentido longitudinal y ubicadas a la mitad del claro de la dirección transversal como se observa en figura 3.3.c para apoyar la lamina ya que no tiene dimensiones muy grandes.

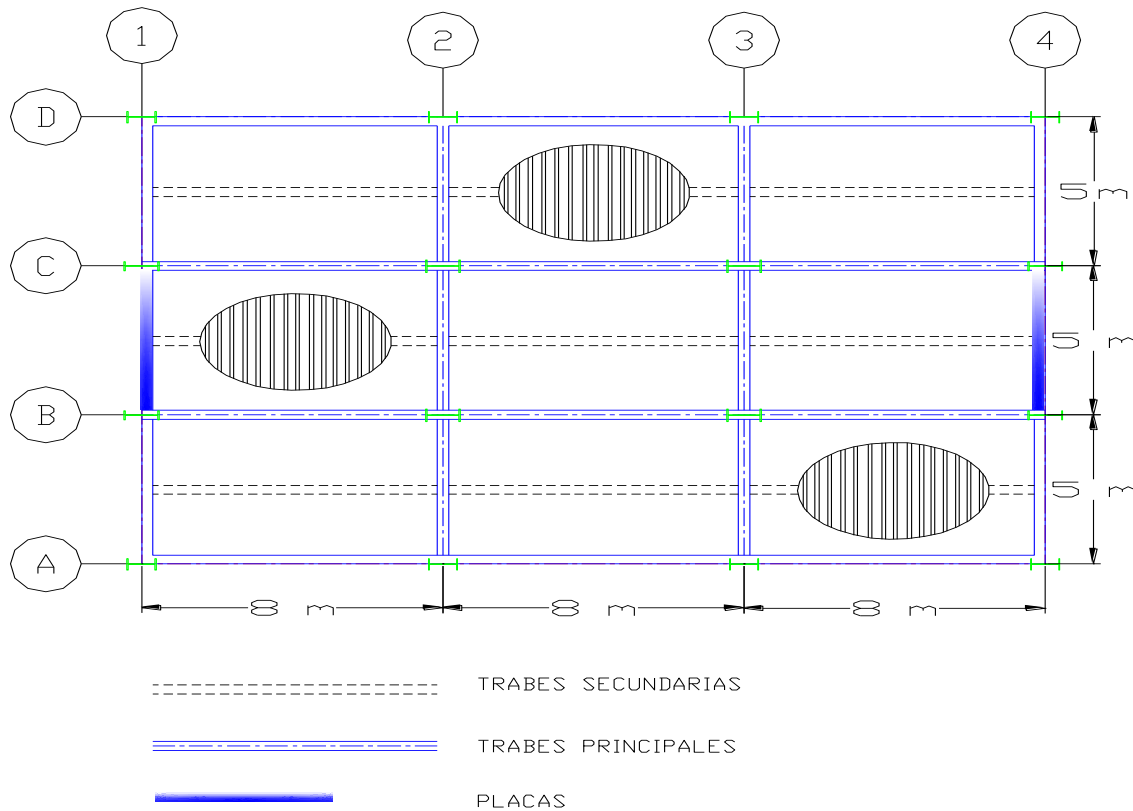


Figura 3.3.a Planta arquitectónica del edificio.

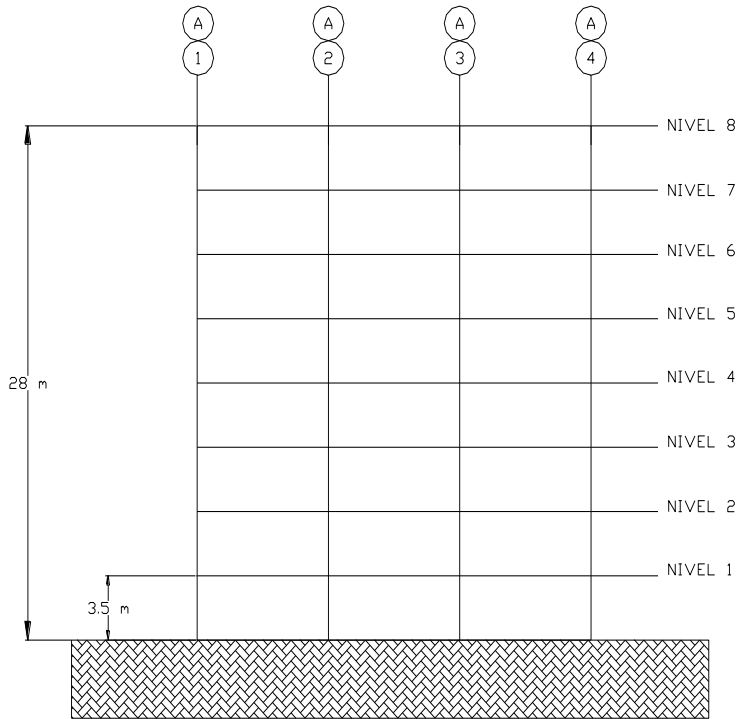


Figura 3.3.b Fachada longitudinal del edificio.

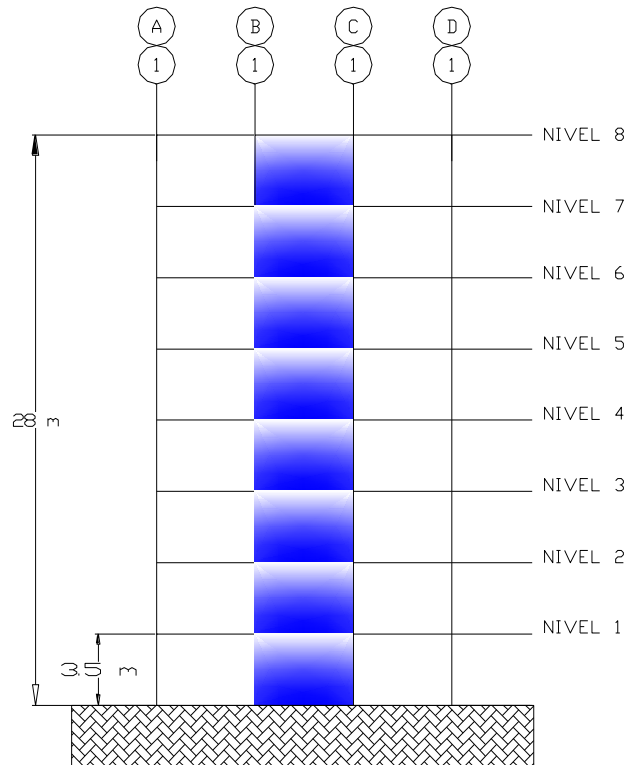


Figura 3.3.c Fachada transversal del edificio.



### 3.3.1 Muros De Corte De Placa De Acero

Para la estructuración de los muros de corte de placas, se hace lo siguiente:

Primero se realiza la verificación de la relación largo/altura la cual permite valores comprendidos entre 0.8 y 2.5 (AISC 341-10). Cuando  $L/h$  es mayor a 0.8 se puede utilizar el método de análisis por franjas o bandas, y si  $L/h$  es mayor a 2.5 se debe reducir la altura intercalando componentes horizontales intermedios donde la principal preocupación en este caso es el posible efecto negativo que podría resultar de componentes de borde horizontal excesivamente flexibles. En nuestro caso se cumplió dicha relación, donde resultado que:  $0.8 < L/h < 2.5$  para poder emplear el método de franjas y así no tener el problema ya mencionado cuando se excede de la relación  $L/h > 2.5$ .

El método de franjas permite calcularla el valor de la resistencia actuante última de corte de un SPSW, que después será comparada con la resistencia de diseño por cortante. A continuación se presenta la siguiente ecuación :

- Resistencia nominal para el estado límite de fluencia por corte (AISC 341-10):

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \text{sen} 2\alpha \quad \text{ec. 3}$$

$$\Phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$t_w$  = es el espesor de la placa.

$L_{cf}$  = es la distancia libre entre componentes de borde verticales.

$\alpha$  = es el ángulo de inclinación definido por la ec. 4.

Posteriormente se hizo una proposición de espesores de placas, donde se verifico que se encontraran dentro de los limites.

Después se calculó el ángulo de inclinación ( $\alpha$ ) del campo diagonal de tracciones que se origina en un panel (placa + 2 columnas + 2 vigas), medido respecto a la vertical, a partir de las propiedades geométricas de los elementos de borde y de la geometría del panel (distancias a ejes de elementos de borde).

- Ángulo de inclinación (AISC 341-10):



$$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + \text{th}\left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_cL}\right)}} \quad \text{ec. 4}$$

Donde:

t= espesor de la placa de relleno.

L= la distancia libre entre componentes de borde verticales.

Ac= área de la sección transversal del VBE.

h= altura del piso.

Ab= área de la sección transversal del HBE.

Ic= inercia de la sección transversal del VBE.

Una vez calculado el ángulo de inclinación se prosigue a determinar la resistencia nominal a cortante de diseño con la ecuación F5-1 y verificar con la fuerza actuante de cortante tomada del programa ETABS.

### 3.3.2 Marcos Longitudinales

En el caso de las traveses, se verifico: que se cumpliera con la deformación establecida por RCDF 2004, que las traveses principales que forman estos marcos fueran de un peralte igual o mayor que el de las vigas secundarias y así facilitar la conexión viga secundaria-traves, y para la selección del perfil adecuado se considero la sección 3.3.2.2 de las NTCDF. En el caso de las columnas, estas se consideraron todas sometidas a carga axial pura para poder obtener su sección geométrica de acuerdo a la sección 3.2.2 de las NTCDF-2004, para construcciones metálicas. Es importante mencionar que no todas las columnas están sometidas a la misma carga axial, pero en este caso resulto igual el área tributaria para cada columna exterior en los marcos interiores de ambos sentidos.

### 3.3.3 Marcos Transversales

En estos marcos se tiene la presencia de las placas, pero el análisis fue similar al de los marcos longitudinales. Se verifico que el diseño de los elementos cumpliera con la deflexión, de acuerdo al RCDF-2004, con el fin de que fueran capaces de resistir los



elementos mecánicos producidos por la carga vertical multiplicada por el factor de carga de 1.4.

### 3.3.4 Diseño De Losa

En el diseño de losa, se considero un sistema losacero. Y las ventajas de este sistema son sobresalientes ya que éste sistema es fácil de trabajar, se puede utilizar como cimbra permanente en la etapa de colocación del concreto y como acero de refuerzo principal en la etapa de servicio. Este sistema utiliza un perfil laminado diseñado para anclar perfectamente con el concreto y formar la losa de azotea o entrepiso. Además de tener una excelente resistencia estructural disminuye los tiempos de construcción generando ahorros en mano de obra, tiempo y renta de equipo. Se puede aplicar con vigas trabajando como sección compuesta. Es por eso que las vigas secundarias se consideraron con un peralte menor ya que trabajan como una sección compuesta, aumentando así su inercia.

En el diseño se dividieron las cargas que resistirá el sistema en dos partes: etapa de construcción y etapa de servicio. En la etapa de construcción la viga soporta el 100% de las cargas que actúan en ese instante como son: el peso de la losa, la sobrecarga recomendada por el RCDF 2004 y su peso propio. En esta etapa la viga trabaja como un elemento simplemente apoyado con carga uniformemente distribuida en donde su momento máximo al centro del claro se define como  $M=WL^2/8$  ( $W$  es la carga por unidad de longitud y  $L$  la longitud de la viga). Se utilizo la magnitud de este momento y los lineamientos de la sección 3.3.2.2 de las NTCDF para Estructuras Metálicas para la selección de un perfil tipo IR, tomado del Manual del Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA 2004). Además se verifico que las deflexiones de las vigas al centro del claro fueran menores que las especificadas en el RCDF 2004 (igual al claro entre 240 más 5 mm y en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480 más 3 mm). En la etapa de servicio las cargas demandadas fueron la suma de las cargas muertas (tabla 2.1) más las cargas vivas (tabla 2.2) afectadas por el factor de carga correspondiente ( $FC=1.4$ ).

Una vez seleccionado el perfil de las vigas principales y secundarias, se prosigue a detallar la losacero, donde se determina el calibre de la lamina, tomando en cuenta el claro máximo sin apuntalamiento. A continuación se muestra el detalle de la lámina:



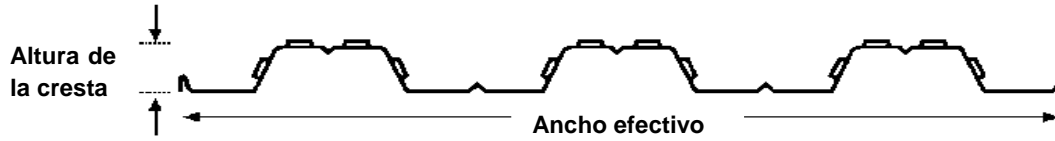
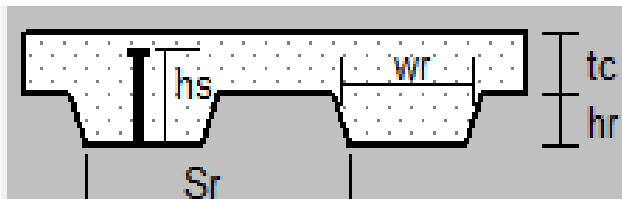


Fig. 3.3.4.a Lamina seleccionada.

Propiedades Geométricas de la lamina:



Donde:

- tc=altura por encima de la cresta=6 cm
- hr= altura por debajo de la cresta= 6 cm
- wr=distancia del valle= 15 cm.
- Sr= distancia cresta a cresta.

Fig. 3.3.4.b Propiedades Geométricas de la lamina.

Forma de la losacero en la construcción:



Fig. 3.3.4.c Forma de la losacero en la construcción

El calibre se refiere al espesor de la lámina metálica que conforma el perfil, mientras mayor sea el número del calibre, menor es el espesor. De acuerdo a las siguientes tablas, se determino el claro máximo que se puede salvar. Recordando que este tipo de lámina no puede saltar claros muy largos, es por eso que fue necesario colocar traveses secundarios, dejando un claro libre de 2.5 m.



CLAROS MÁXIMOS SIN APUNTALAMIENTO						
CALIBRE	APOYO	5 cm	6 cm	8 cm	10 cm	12 cm
24	↑ ↑	1.77	1.7	1.59	1.5	1.42
	↑ ↑ ↑	2.38	2.29	2.15	2.03	1.93
	↑ ↑ ↑ ↑	2.41	2.32	2.17	2.05	1.95
22	↑ ↑	2.12	2.04	1.9	1.79	1.69
	↑ ↑ ↑	2.83	2.73	2.55	2.4	2.28
	↑ ↑ ↑ ↑	2.91	2.8	2.61	2.46	2.33
20	↑ ↑	2.46	2.36	2.19	2.06	1.95
	↑ ↑ ↑	3.2	3.08	2.89	2.72	2.58
	↑ ↑ ↑ ↑	3.31	3.19	2.98	2.81	2.67
18	↑ ↑	3	2.87	2.67	2.5	2.36
	↑ ↑ ↑	3.85	3.71	3.48	3.28	3.11
	↑ ↑ ↑ ↑	3.98	3.84	3.59	3.39	3.22

Tomando el espesor del concreto por encima de la cresta.  
tr= 6 cm.

Tabla 3.3.4.a Claro máximo de la lamina.

No basta con obtener la longitud de la lamina, también es importante verificar la sobrecarga admisible (peso propio de la lamina y del concreto), lo cual si se cumplió, es decir si resiste la sobrecarga a la que estará expuesta. En la siguiente tabla se considera la sobrecarga admisible, en la cual se toma un promedio entre el claro de 2.4m y el claro 2.6m con sus correspondientes sobrecargas admisibles.

Claro (m)	sobrecarga admisible (kg/m <sup>2</sup> )	
2.4	1003	} → tomando el promedio: claro 2.5 m=827.5 kg/m <sup>2</sup> sobrecarga admisible
2.6	652	



		SOBRECARGA ADMISIBLE (KG/m <sup>2</sup> )												
Cal.	espesor de conc. (cm)	SEPARACIÓN ENTRE APOYOS (m)												
		1.6	1.8	2	2.2	2.4	2.6	2.8	3	3.2	3.4	3.6	3.8	4
24	5	1537	1313	984	741	556	412	298	206	130				
	6	1653	1429	1058	783	574	411	282	178					
	8	1842	1640	1179	838	579	377	217						
	10	2000	1812	1257	847	535	292	100						
	12	2000	1937	1286	805	439	154							
22	5	2000	1533	1126	1044	815	637	496	382	289	211	146		
	6	2000	1653	1194	1129	871	670	510	381	276	189	116		
	8	2000	1858	1698	1277	957	707	510	350	219	111			
	10	2000	2000	1895	1388	1003	703	465	273	116				
	12	2000	2000	2000	1456	1003	652	372	147					
20	5	2000	2000	1474	1120	851	845	679	544	435	343	267	203	147
	6	2000	2000	1591	1192	888	907	720	568	444	342	255	183	
	8	2000	2000	1795	1300	1304	1011	778	591	437	310	203	113	
	10	2000	2000	2000	1886	1432	1079	799	514	389	176			
	12	2000	2000	2000	2000	1521	1107	778	513	296	116			
18	5	2000	2000	2000	1657	1305	1032	815	835	692	574	474	390	318
	6	2000	2000	2000	1803	1407	1098	853	900	739	605	492	397	316
	8	2000	2000	2000	2000	1582	1198	1258	1012	811	645	506	388	287
	10	2000	2000	2000	2000	1707	1755	1388	1093	851	650	482	340	218
	12	2000	2000	2000	2000	2000	1914	1483	1135	851	615	417	249	107

Tabla 2.3.4.b Sobrecarga admisible, de acuerdo a su separación entre apoyos.

### 3.3.5 Diseño De La Cimentación

El diseño de la cimentación, se hizo en base a una cimentación compensada, debido al tipo de suelo que se encuentra en esta zona, que es suelo muy blando. Este tipo de cimentación es utilizada en suelos de mediana, alta y muy alta compresibilidad. Además el objetivo principal de utilizar este tipo de cimentación es poder compensar o sustituir el peso de suelo extraído con el peso del edificio. Por lo antes dicho, se habla de una cimentación profunda, donde se utilizo pilotes de fricción de 40 x 40 cm.

## 3.4 Espectro De Diseño Del Edificio

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Por Sismo Del Distrito Federal, determinan que cuando se emplea un análisis modal espectral se debe adoptar los espectros de diseño dados en su sección 3 de las mismas normas.



Un espectro de diseño presenta dos características principales: considera la peligrosidad sísmica de una zona o región y son curvas suavizadas, es decir, no presentan las variaciones bruscas propias de los espectros de respuesta.

Para el cálculo del espectro:

- la zona en que se ubica la estructura (I a III)=IIIb.
- el grupo de construcción al que pertenece la misma (A o B)=B.
- Y el factor de comportamiento sísmico, Q=3.

Con estos factores se logro definir una curva que muestra la variación de la aceleración espectral de diseño con el periodo T, usando las formulas y la tabla 3.1 dadas en la sección 3 (NTCDF por sismo).

Zona	c	ao	Ta(seg)	Tb(seg)	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.4	0.1	0.53	1.8	2
<b>IIIb</b>	<b>0.45</b>	<b>0.11</b>	<b>0.85</b>	<b>3</b>	<b>2</b>
IIIc	0.4	0.1	1.25	4.2	2
IIId	0.3	0.1	0.85	4.2	2

Considerando la zona, se toman estos valores para diseñar el espectro de diseño.

Tabla. 3.4 (tabla 3.1 de las NTCDF por sismo) Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones.

Con base a las ecuaciones correspondientes, la figura 2.4 muestra el espectro inelástico para diseño por resistencia, el cual se utilizo para fines de diseño en la estructura, y el espectro de diseño elástico.

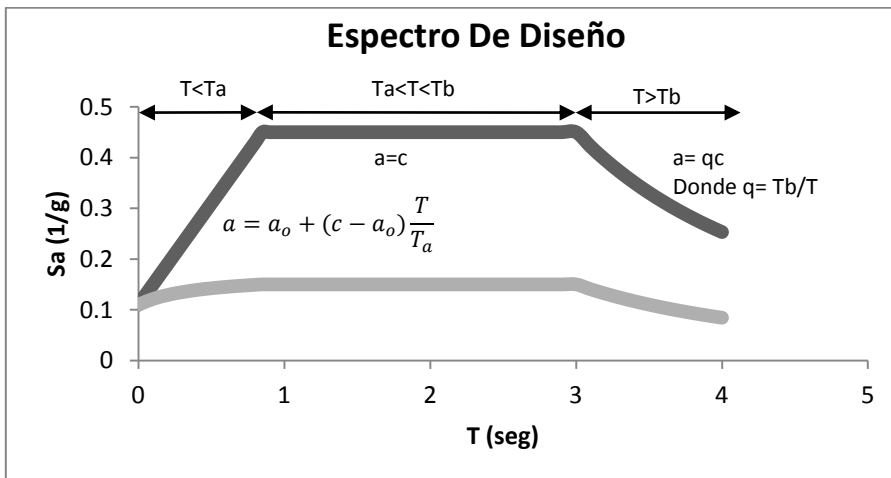


Fig. 3.4 Espectro de Diseño elástico y espectro inelástico para diseño por resistencia.



### 3.5 Modelo Analítico

El modelo analítico es una etapa muy importante en el proceso del diseño estructural, de la cual depende la confiabilidad que se tenga de los resultados provenientes del análisis estructural. Es una etapa donde se aplica la metodología adecuada bajo la influencia del conocimiento especializado y el implemento de herramientas precisas, para obtener resultados que sean los más cercanos al comportamiento real.

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en la ingeniería se han ido extendiendo ampliamente. Lo que respecta a la ingeniería estructural, los programas de análisis cubren un campo de aplicaciones que van desde las estructuras con marcos, con arriostramientos o muros de corte, hasta la inclusión de disipadores de energía. Para realizar nuestro modelo analítico se auxilia a un programa llamado "ETABS" (Extended Three Dimensional Analysis of Building), que es una herramienta de cálculo numérico avanzada por computadora, además se utiliza solo para diseñar edificios y naves. Este programa o software permite que las tareas de un ingeniero estructural sea mucho más agradables y productivas, ya que es un amplia ayuda y nos facilita crear, modificar, ejecutar y verificar resultados (Esto nos permite ver cómo está funcionando nuestra estructura). Es importante mencionar que este programa tiene la facilidad de diseñar los edificios con el sistema de losacero.

El objetivo del modelo es obtener una representación matemática que permita estimar el comportamiento estático y dinámico de cualquier estructura, en este caso edificios, hasta llegar a su diseño sismorresistente siguiendo los lineamientos de las NTCDF-2004 para diseño por sismo y para diseño de estructuras de acero. Aclarando que para el diseño estructural de los elementos de acero se utilizo el código norteamericano AISC-LRFD32. A continuación se hace una breve descripción del proceso de análisis y diseño de edificios de acuerdo a lo establecido en las NTCDF:

*Estados limite de falla y estados limite de servicio.* La primera, trata para estructuras que buscan que el dimensionamiento de sus elementos, sean capaces de resistir internamente las fuerzas axiales, los momentos por flexión y las fuerzas cortantes, o la combinación de alguno de estos, su dimensionamiento se acepta cuando su resistencia es mayor o igual al de sus fuerzas o momentos internos. Al mismo tiempo se establece el uso de factores de resistencia (FR) para las resistencias de diseño, y



amplificar las cargas actuantes mediante la implementación de factores de carga (FC), como medida de seguridad, para los efectos de esfuerzos internos provenientes de las acciones externas como son las cargas muertas, vivas, sismo y viento. Por otro lado se debe cumplir el estado limite de servicio que es referente a la funcionalidad de los elementos de la estructura, esto se logra limitando las deformaciones y vibraciones que presentan en una estructura.

La aplicación de un análisis por un método dinámico, como el que se encuentra establecido en las NTCDF para diseño por sismo en su capítulo 9, sección 9.1 y pagina 66, tiene sus bases en las fuerzas de inercia que se generan cuando la masa de una estructura exhibe una aceleración durante una excitación dinámica. Este tipo de análisis se puede desarrollar en el programa ETABS sin ningún problema; sin embargo, es necesario que se tenga conocimientos sólidos sobre dinámica estructural.

Con base en lo descrito en las secciones previas y considerando la información presentada en el proyecto arquitectónico, es posible iniciar la descripción de tareas desarrolladas para la creación del modelo analítico del edificio mediante el programa ETABS. Una forma sencilla de hacerlo es utilizando las herramientas predefinidas dentro del programa, tales como la opción de un modelo con marcos espaciales o 3D, y así poder generar la geometría exacta del edificio. Esto se llevo a cabo en una serie de pasos que se describen con mayor detalle en la figura siguiente:

1.-Se describe como debe abrir el programa y la secuencia que se debe seguir para modelar un nuevo modelo en el ETABS:

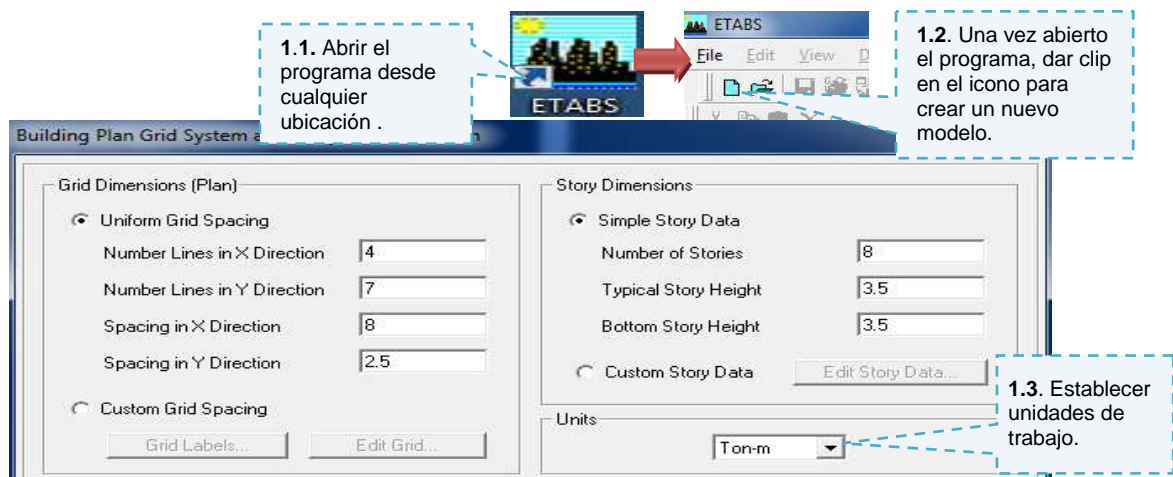


Fig. 3.5.a Instrucciones para modelar el edificio.



2. Una vez establecido las unidades de trabajo se prosigue a dar las dimensiones de la planta del modelo, ver figura 2.5.b:

**2.1.** Datos para el dimensionamiento de la planta:  
Número de líneas en la dirección X=4 líneas en X.  
Número de líneas en la dirección Y=7 líneas en Y.  
Espaciamiento en la dirección X=8 m.  
Espaciamiento en la dirección Y=2.5 m.

**2.2.** Datos para el dimensionamiento de los pisos:  
Número de pisos=8 pisos.  
Altura típica del piso=3.50 m.  
Altura del primer entrepiso= 3.50 m

**2.3.** Dar clip en solamente cuadrículado.

**2.4.** Al finalizar, Dar clip en el botón **OK**.

**NOTA:** Se puede seleccionar cualquier objeto estructural, dependiendo de la planta del modelo.

Fig. 3.5.b Dimensiones del edificio .

3. Después de finalizar los pasos anteriores se genera la geometría en planta y en 3D del edificio (fig. 2.5.c).

Hasta el momento solo se tiene la estructura tridimensional, la cual esta constituida por elementos tipo barra conectados a los nodos de sus extremos. A continuación es necesario fijar las propiedades, características del material, tipo de sección y las clases de carga de diseño de acuerdo a las NTCDF. Para precisar lo antes mencionado es necesario establecer varias etapas, definidas como: Definición, Asignación, Diseño y Analisis.

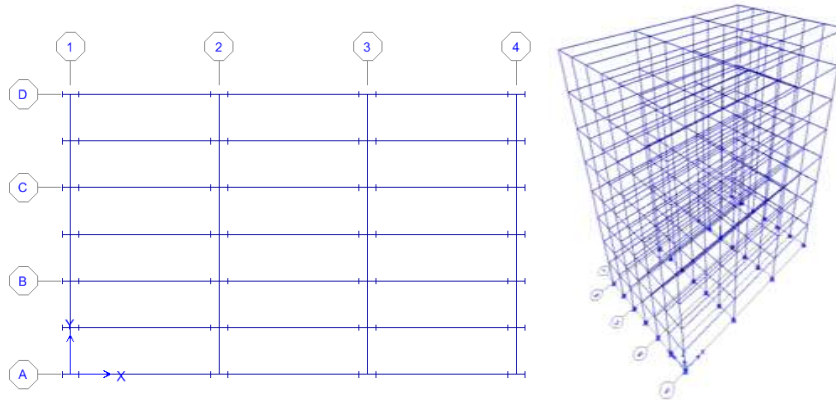


Fig. 3.5.c Planta del edificio y vista en 3D del mismo.

### 3.5.1 Etapa de Definición:

En esta etapa se define el tipo, características y propiedades del material; el tipo de sección geométrica que tiene cada elemento estructural; y para ser mas detallada esta etapa se tiene la figura 2.5.1.a.

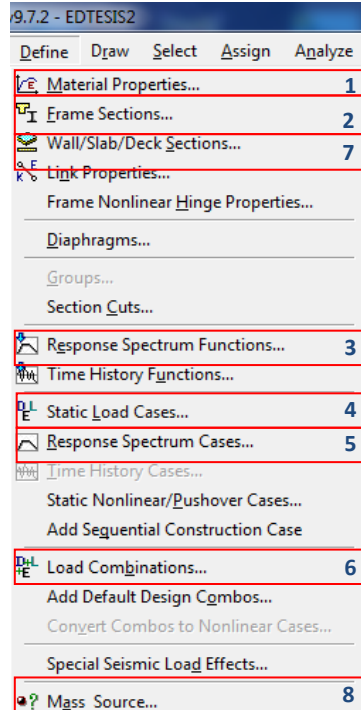


Fig. 3.5.1.a Diferentes opciones del menú del despliegue Define.





Para mayor claridad se aplican las distintas opciones descritas a continuación:

*Primera opción:* Se tiene la definición del tipo de material, que para nuestro caso solo se considero acero A-50 para los elementos estructurales (columnas y vigas), acero A-36 para los muros de corte de placas de acero. Un ejemplo se ve en la fig. 2.5.1.b.

**Propiedades isotrópicas:**

- Modulo de elasticidad.
- Relación de Poisson.
- Coef. de Expansión Térmica.
- Modulo de Cortante.

**Propiedades mecánicas:**

- Esf. de fluencia.
- Esf. último.

Fig. 3.5.1.b Ventana con las propiedades del acero estructural A-

*Segunda opción:* Se define el tipo de sección, considerando perfiles IR para vigas y columnas. Para este caso fue necesario importar los perfiles del programa ETABS ya que ofrece una extensa variedad de perfiles de acero, estas secciones son provenientes del manual AISC. En la siguiente figura se da un ejemplo de las propiedades de una sección W36X210.

En esta opción se observa más propiedades de la sección en estudio, como: áreas, momentos de inercia, módulos de sección plástico y elástico, radios de giro para ambos ejes de la sección. Estas propiedades están en base al proyecto.

Dimensiones de la sección.

Fig. 3.5.1.c Ventana con las propiedades de la sección W36X210, utilizada en el proyecto.



Tercera opción: Se define el espectro inelástico para diseño por resistencia que será utilizado para el análisis del edificio. La figura 2.5.1.d se observa el espectro inelástico para diseño por resistencia correspondiente al modelo que se localiza en la zona IIIb de la ciudad de México.

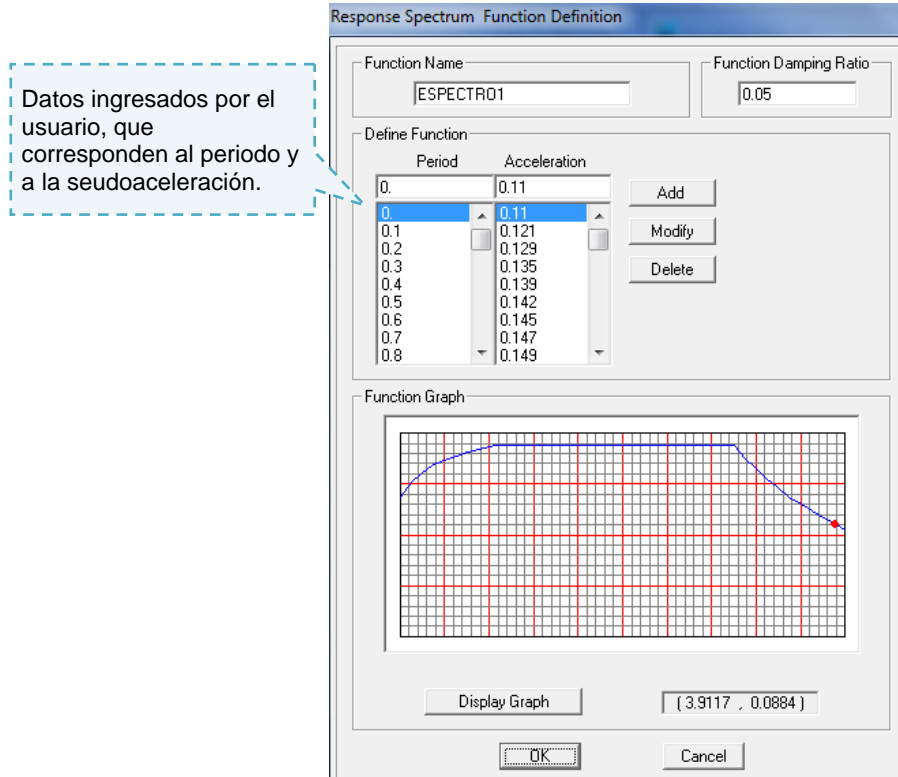


Figura 3.5.1.d Espectro por resistencia.

Cuarta opción: Se define los tipos de carga actuante en el modelo, carga viva, carga muerta y carga viva reducida principalmente, véase figura 2.5.1.e.

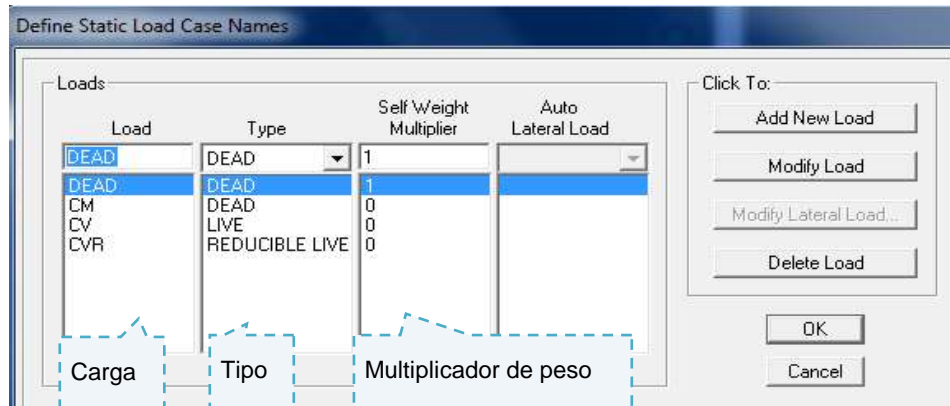


Fig. 3.5.1.e Definición de los casos de carga: carga viva, carga viva reducida y carga muerta.



Quinta opción: Se define los parámetros de un análisis modal espectral (Response spectrum cases) para las direcciones de sismo en x e y (fig. 2.5.1.f).

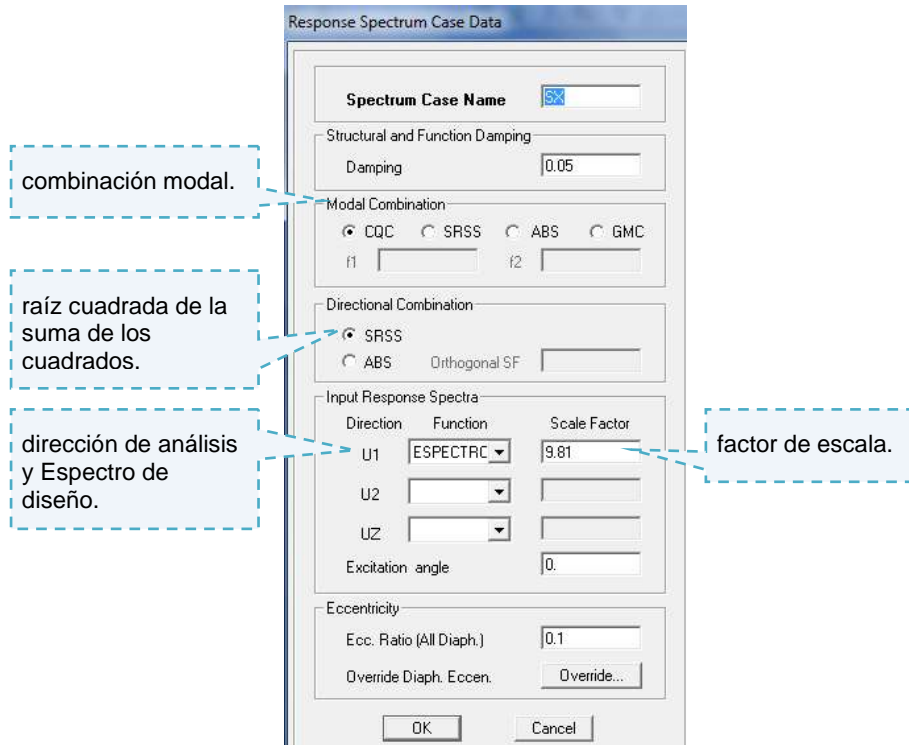


Fig. 3.5.1.f Ventana para el caso de la carga por sismo en x perteneciente al análisis modal espectral. Para sismo en y el análisis se especifica con U2.

Sexta opción: Se definen todas las Combinaciones de carga necesarias para el diseño. Esta combinación sirve para calcular los desplazamientos laterales provocados por los sismos en la dirección x e y.

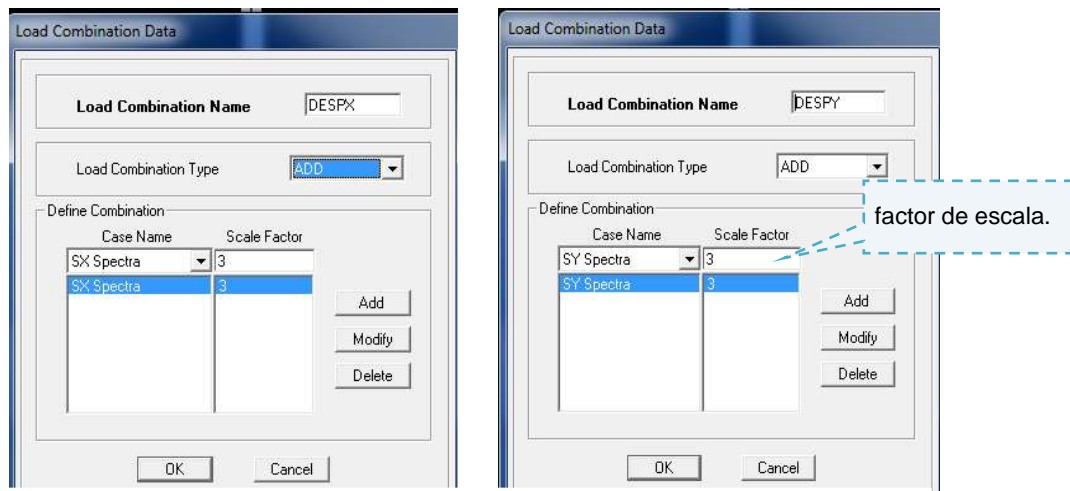
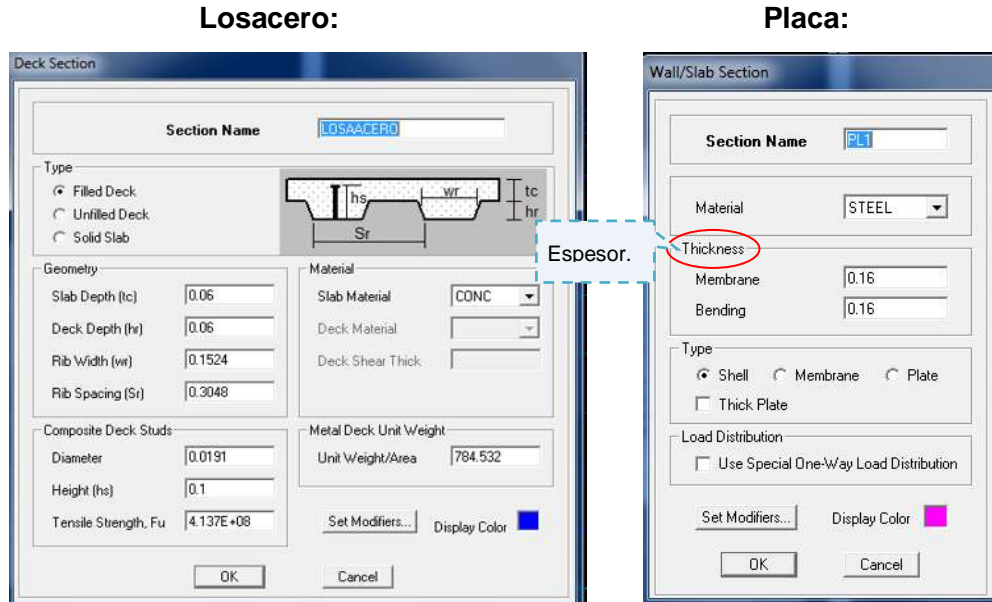


Fig. 3.5.1.g Combinación de cargas dependiendo la dirección del sismo, x e y.



Séptima opción: Se define los parámetros del sistema losacero y de la placa de relleno (se utilizan los diversos espesores aleatorios para crear los muros de corte de acero dentro de los marcos que conformarán el sistema de muros de corte de acero), así como se observa en la figura 2.5.1.h.



Donde:  
tc=altura por encima de la cresta=6 cm  
hr= altura por debajo de la cresta= 6 cm  
wr=distancia del valle= 15 cm.  
Sr= distancia cresta a cresta.

Fig. 3.5.1.h propiedades de la placa de acero y del sistema de losa.

Octava opción: Definición de masas, referentes al caso del análisis de las cargas gravitacionales, ver figura 2.5.1.i.

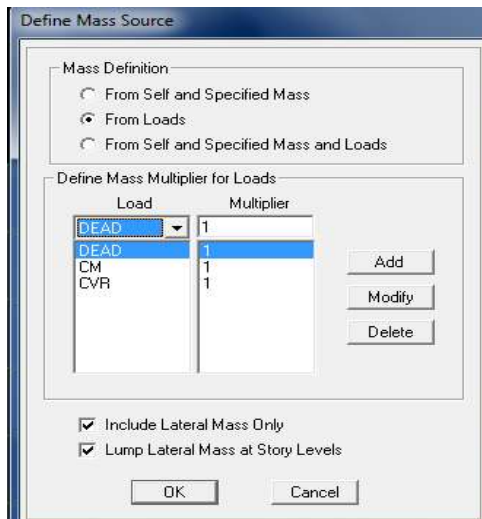


Fig. 3.5.1.i La forma de considerar las masas para el modelo, es a través de esta ventana.



### 3.5.2 Etapa de Asignación:

En esta etapa consiste en seleccionar los parámetros y propiedades ya fijadas, para poder asignar las restricciones de los apoyos, así como la asignación de los parámetros de los elementos estructurales como son las traves, columnas, placas, losacero y las cargas a la que estará expuesta (carga viva, carga muerta y carga reducida de acuerdo a las NTCDF). Para mayor detalle se enumeran las siguientes opciones de acuerdo a la siguiente ventana:

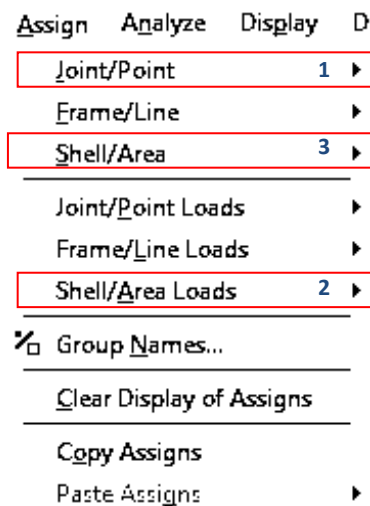


Fig. 3.5.2.a Diferentes opciones del menú del despliegue *Assing*.

*Primera opción:* En la restricción de los apoyos del modelo, se realiza lo siguiente: Se coloca en planta (primer nivel) el modelo para posteriormente trazar sobre el, las vigas transversales y longitudinales con su correspondiente sección; posteriormente se realiza lo mismo para todos los niveles. Una vez trazados los elementos barra se realiza la asignación de la restricción, donde se considero apoyos con empotramiento perfecto, así como se observa la figura 2.5.2.b.

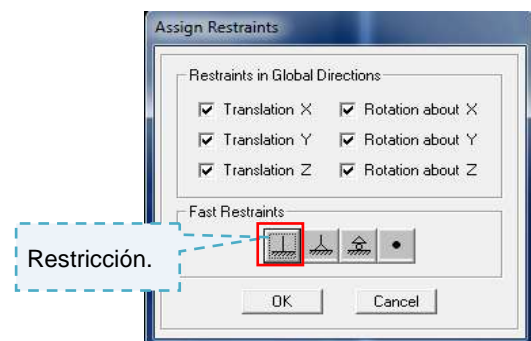


Fig. 3.5.2.b Restricción de los apoyos en los 6 grados de libertad.



*Segunda opción:* Esta opción consiste en asignar las propiedades de cada elemento barra, es decir asignar el tipo de sección que corresponde a cada columna y trabe de los diferentes niveles de este edificio, y colocar las propiedades que ya fueron descritas en la etapa de definición, poder asignar los correspondientes secciones en los entrepisos y azotea (ver figura 2.5.2.c).

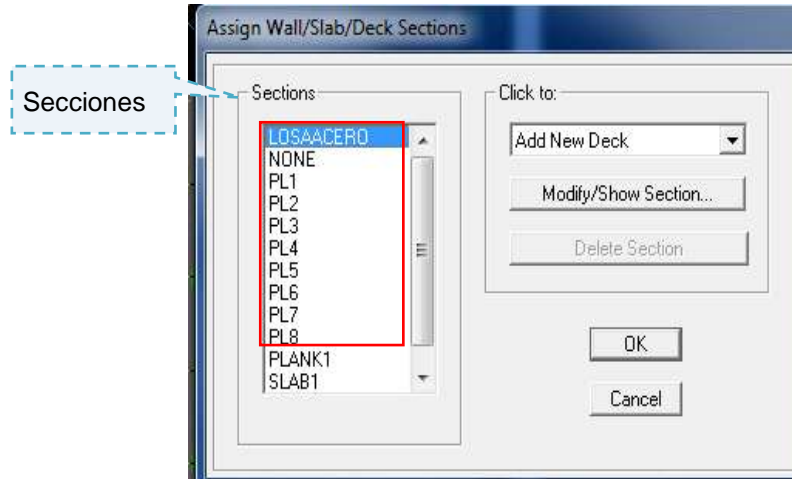


Fig. 3.5.2.c Asignación de las propiedades en los elementos barra y en el sistema losacero.

Es importante mencionar que para asignar las propiedades de la placa de relleno, y una vez colocada entre los elementos de borde de cada entrepiso, se deben tomar las siguientes consideraciones:

- La resistencia del acero de las placas es menor que la resistencia de los elementos de borde (vigas-columna).
- Cada placa de acero del muro a corte se transformará en una malla de elementos finitos con igual número de divisiones tanto para la dirección horizontal como para la vertical. Para este estudio, la placa se dividió en módulos de 5x5.
- Se anuló el caso de cargas gravitacionales aplicadas a los muros, dejando que éste solo tome fuerzas laterales.

*Tercera opción:* Una vez que se ha generado la estructura que se desea modelar en el programa, se prosigue con la aplicación de las diversas cargas de servicio a las que está sometido un edificio tal como está especificado por Reglamento De Construcción Del Distrito Federal esto es de carga viva, carga muerta y cargas sísmicas. Aprovechando la



versatilidad del programa, el análisis sísmico se hace por medio del método dinámico. Las propiedades que deben tomarse en cuenta para las cargas de servicio son:

- Hacer un cálculo previo para conocer el valor de la carga muerta, pero sin contar el peso propio de la estructura pues esto lo realiza el programa por sí mismo. El valor de asignación corresponde a la tabla 2.1.
- El valor de la carga viva será proporcionada por Reglamento De Construcción Del Distrito Federal de acuerdo al tipo de uso en el edificio. Los valores de carga viva se observan en la tabla 2.2.
- El valor de carga viva reducida corresponde al tipo de uso del edificio, que este caso es uso de oficina. Para este valor se observa en la tabla 2.3

La figura 2.5.2.c muestra la asignación de cargas correspondientes:



Fig. 3.5.2.c Cargas actuantes: Cv, Cvr y Cm.

### 3.5.3 Etapa De Diseño

El programa ETABS es un software de análisis y diseño estructural, el cual cuenta con una normatima del código Norteamericano del AISC-LRFD99, que sigue la misma filosofía de diseño de las NTCDF vigentes. Las normas norteamericanas no difieren de las mexicanas, así que no se tuvo ningún problema al emplearlas.

### 3.5.4 Etapa De Analisis

En esta etapa se realiza la corrida del análisis, observando los resultados efectuados por las cargas demandadas, el espectro de diseño y el sismo en la dirección x e y. En esta etapa es de gran importancia ya que muestra todo el proceso mediante





graficos y tablas donde se pueden analizar los resultados. La fig. 2.5.4 muestra la corrida de análisis del modelo.

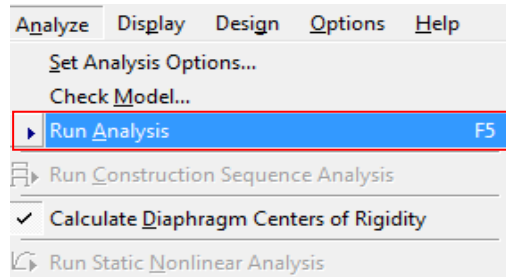


Fig. 3.5.4.a corrida de análisis del modelo.

Una vez corrido el modelo mediante el software, se obtiene los momentos, cortantes y los desplazamientos horizontales provocados por el sismo (en dirección x e y). En la siguiente imagen se tiene las diferentes opciones para ver el comportamiento de la estructura. En la primera opción se puede ver gráficamente la deformación del marco antes de las fuerzas expuestas, en la segunda opción se pueden ver los desplazamientos de dicha estructura, en la tercera se observa los modos de vibrar de la estructura, y por último se observa mediante gráfico los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.

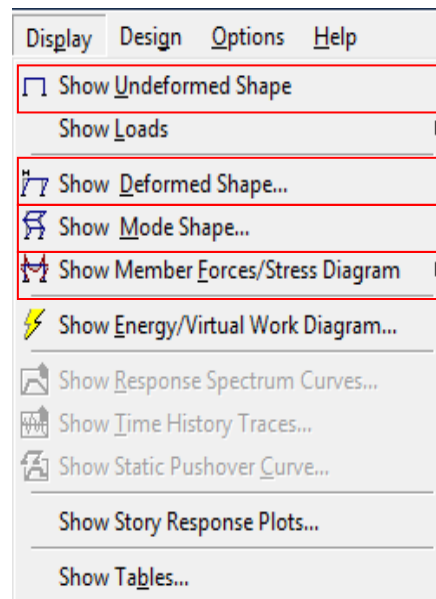


Fig. 3.5.4.b vista de análisis de la estructura



### 3.6 Diseño Estructural

Una vez que se ha logrado crear el modelo, se prosigue a realizar un proceso iterativo que optimice el diseño de la estructura y de los muros de corte de acero no rigidizados. El proceso de iteración se realiza de la siguiente manera:

- Ejecutar el programa y verificar que se cumplan los valores de diseño.
- Repetir este proceso iterativo cuantas veces sea necesario hasta obtener un diseño óptimo.
- Para espesor de cada muro, se irá reduciendo conforme aumenta la altura del edificio y verificando que cumpla con las normas correspondientes.
- Este procedimiento de iteración se debe realizar las veces que sean necesarias hasta encontrar un diseño adecuado de los marcos y de los muros de corte con placa de acero conformando un sistema completo, así como se observa la figura 2.6.a.

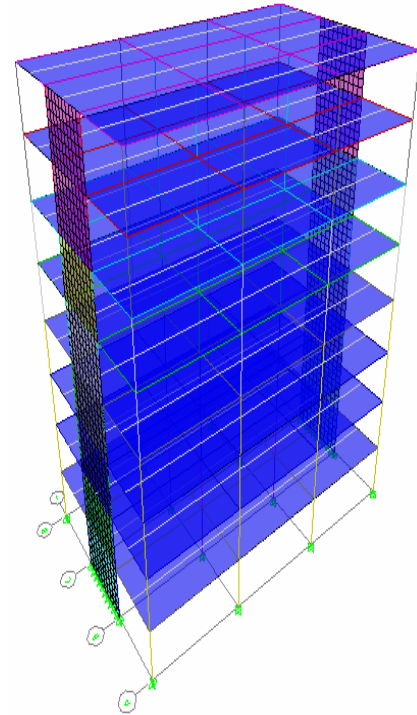


Fig. 3.6.a Vista 3D del edificio modelado.

Una vez obtenido el diseño final de la estructura, se tiene los perfiles seleccionados para vigas y columnas, como se muestra en la tabla 2.6.

Tabla 3.6.a Secciones de los elementos estructurales del modelo final.

NIVEL	TRABES		COLUMNAS		
	SECUNDARIAS	PRINCIPALES	INTERNAS	EXTERNAS	ESQUINA
8	406X85.1(16X57)	457X74.5(18X50)	914X238(36X160)	914X201.1(36X135)	762X184.9(30X124)
7	406X85.1(16X57)	457X96.7(18X65)	914X238(36X160)	914X201.1(36X135)	762X184.9(30X124)
6	406X85.1(16X57)	457X112.9(18X76)	914X271.5(36X182)	914X238(36X160)	762X197(30X132)
5	406X85.1(16X57)	457X128.1(18X86)	914X271.5(36X182)	914X238(36X160)	762X197(30X132)
4	406X85.1(16X57)	553X138.3(21X93)	914X313(36X210)	914X271.5(36X182)	762.220.6(30X148.29)
3	406X85.1(16X57)	553X138.3(21X93)	914X313(36X210)	914X271.5(36X182)	762.220.6(30X148.29)
2	406X85.1(16X57)	553X150.9(21X101)	914X342.4(36X230)	914X313(36X210)	762X257.3(30X173)
1	406X85.1(16X57)	553X150.9(21X101)	914X342.4(36X230)	914X342.4(36X230)	762X257.3(30X173)



Durante el diseño de SPSW, se hizo una preselección de espesores de placa requeridos. La selección del espesor de placa requerido en cada piso se hizo considerando la fuerza de cortante resistente con la fuerza de cortante actuante de cada placa. Esta comparación se hizo en base de la siguiente consideración:

$$V_R > V_u$$

Donde:

$V_R$  = Fuerza resistente de diseño, calculado con la ec. 3.

$V_u$  = Fuerza actuante en cada panel de acero, obtenida del programa ETABS.

Los espesores de placa disponibles comercialmente y que fueron considerados en los diseños hechos para este trabajo, son los listados en la Tabla 2.6.b.

Tabla 3.6.b Espesores de placa, de cada entrepiso.

ESPESORES DE PLACA DISPONIBLES (ASTM 36)		
Nivel	Espesor (mm)	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
1	1.6	16
2	1.6	16
3	3.2	24
4	3.2	24
5	4	32
6	4	32
7	4.8	40
8	4.8	40

En la tabla 2.6.c se reportan los primeros tres modos de vibrar del edificio y las figuras correspondientes a cada modo (ver figura 2.6.b).

Tabla 3.6.c Primeros tres periodos de vibrar.

Dirección	Modo	T(seg)
x	1	1.182
y	2	0.9674
giro	3	0.7054

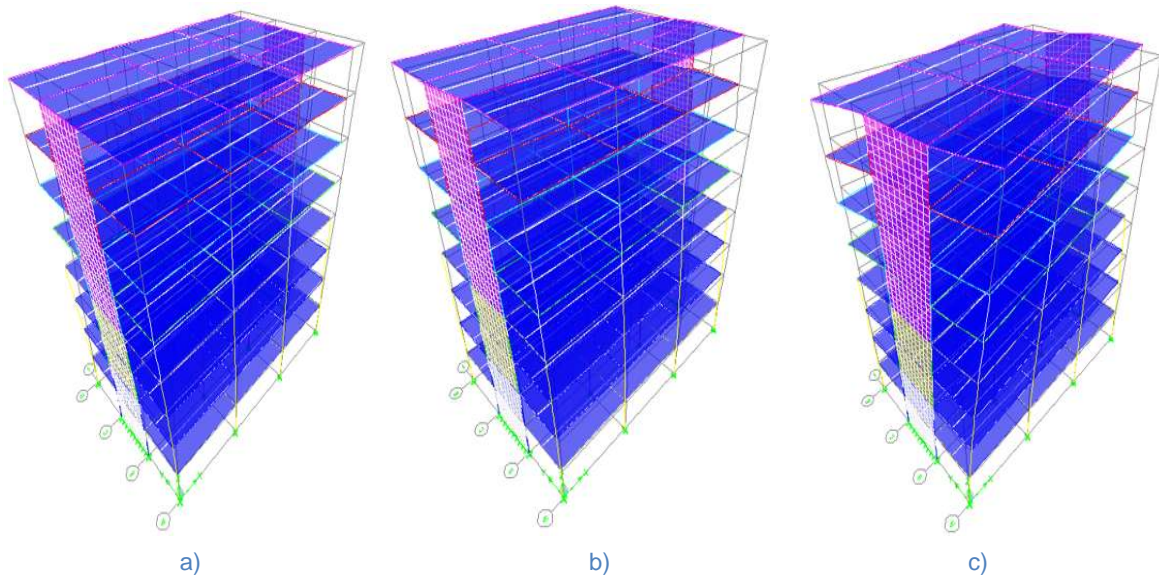


Fig. 3.6.b Primeros tres periodos de vibrar, a) Primer modo de vibrar en dirección x, b) Segundo modo de vibrar en dirección y, c) Tercer modo de vibrar en dirección x-y (giro).

De acuerdo a lo antes mencionado, se da un ejemplo del cálculo del cortante resistente y se verifica con el cortante actuante (tabla 2.)

➤ Para el primer nivel, se tiene:

$t$  = espesor de la placa de relleno.

$L$  = la distancia libre entre componentes de borde verticales.

$A_c$  = área de la sección transversal del VBE.

$h$  = altura del piso.

$A_b$  = área de la sección transversal del HBE.

$I_c$  = inercia de la sección transversal del VBE

$t = 0.0016 \text{ m}$  → este valor es propuesto.

$L = 4.9799 \text{ m}$  → la distancia libre entre componentes de borde verticales.

$h = 3.5 \text{ m}$  → altura de cada entrepiso.

$A_b = 0.0095 \text{ m}^2$

$A_c = 0.0256 \text{ m}^2$

$I_c = 0.00009365 \text{ m}^4$

} valores tomados del manual IMCA.



Una vez encontrado los valores correspondidos al tipo de perfil seleccionado, se prosigue a calcular el ángulo con la ec. 2:

$$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{tL}{2A_c}}{1 + \text{th} \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_cL} \right)}}$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$\alpha = \arctan \sqrt[4]{\frac{1 + \frac{(0.0016)(9.9799)}{2(0.0256)}}{1 + (0.0016)(3.5) \left( \frac{1}{0.0095} + \frac{(3.5)^3}{360(0.00009365)(4.9799)} \right)}} = 38.9763$$

Posteriormente se calcula la resistencia nominal del panel del primer piso, con la siguiente ec. y datos:

Datos:

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 = 25300 \text{ Ton/m}^2$$

$$\alpha = 38.9763^\circ$$

$$t_w = 0.0016 \text{ m}$$

$$L_{cf} = 4.9799 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ec. siguiente:

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \text{sen} 2\alpha$$

$$V_n = 0.42(25300)(0.0016)(4.9799) \text{sen} 2(38.9799^\circ) = 206.4052 \text{ Ton}$$

Se realiza el cálculo anterior para cada placa de acero, a continuación se muestra la siguientes tablas donde muestra el ángulo de las fajas de esfuerzos a los que están sometidos cada muro, la resistencia cortante determinados con la ecuación anterior expuesta y el cortante actuante en cada placa.



Tabla 3.6.d ángulo de las fajas de esfuerzo de cada placa de acero.

nivel	espesor de la placa	ángulo de inclinación ( $\alpha^\circ$ )
1	4	38.9763
2	4	38.9763
3	3.2	39.2610
4	3.2	39.2610
5	2.4	39.8778
6	2.4	39.8778
7	1.6	40.5542
8	1.6	0.0000

Tabla 3.6.e cortante resistente y actuante de cada placa de acero

Nivel	Vy (1)	Vplacas (2)	Vplaca (3)	Vu placa (4)	VR>Vu (5)	Vresistente (6)
1	295.61	293.24288	146.62144	161.283584	>	206.405236
2	288.24	286.57472	143.28736	157.616096	>	206.405236
3	273.45	270.946796	135.473398	149.020738	>	165.616216
4	250.6	248.480608	124.240304	136.664334	>	165.616216
5	220.51	207.230272	103.615136	113.97665	>	124.829193
6	181.18	179.995852	89.997926	98.9977186	>	124.829193
7	132.05	131.266012	65.633006	72.1963066	>	83.6487933
8	69.33	68.651608	34.325804	37.7583844	>	83.6487933

Donde:

(1)= Cortante actuante en todo el entrepiso.

(2)= Cortante de las dos placas que se encuentran en cada entrepiso

Este cortante se calcula:

$$V_{placas} = V_y - \sum i$$

(3)= Cortante de cada placa

$$V_{placas}/2 = V_{placa}$$

(4)= Cortante ultimo de cada placa, considerando un factor de carga de 1.1 (diseño por sismo).



(5)= Demanda de diseño  $V_R > V_u$ , esta se cumple en cada entrepiso del edificio.

(6)= Cortante resistente de cada placa de acero, calculado con la ecuación F5-1.

### 3.6.1 Revisión De Desplazamientos

A continuación se muestra en tablas los desplazamiento laterales y las distorsiones obtenidos del programa ETABS. Este desplazamiento se verifica con lo estipulado en las NTCDF por sismo (sección 1.8, pág. 60), donde la distorsión es de 0.012 por la altura ( $H=3.5$  m). Los desplazamientos se multiplicaron por el factor de comportamiento sísmico ( $Q=3$ ).

Tabla 3.6.1.a Desplazamientos laterales por sismo en X.

NIVEL	DESPX(cm)	DISTORSIONX
8	21.825	0.0067
7	19.532	0.0081
6	16.742	0.0092
5	13.571	0.0096
4	10.25	0.0092
3	7.039	0.0088
2	3.969	0.0075
1	1.339	0.0038

Tabla 3.6.1.b Desplazamientos laterales por sismo en y.

NIVEL	DESPY(cm)	DISTORSIONY
8	15.031	0.0055
7	13.12	0.0067
6	10.799	0.0066
5	8.513	0.0066
4	6.152	0.0056
3	4.19	0.0052
2	2.374	0.0040
1	0.993	0.0028

De acuerdo a las tablas presentadas, se observa que los desplazamientos están dentro de lo establecido en las NTCDF por sismo, por lo cual es aceptable el diseño del edificio.



## CAPITULO 4: CONCLUSIONES

En el mundo real existen diversos factores que afectan al mercado de la construcción y a todos los estructuristas que desarrollan los mejores diseños posibles para cumplir con dos variables fundamentales: desarrollar un diseño que resista las cargas a las que estará sometida la estructura cumpliendo normas y especificaciones técnicas y mantener un costo optimo, lo más económico posible, sin sacrificar la integridad del diseño estructural.

El sistema de muros de corte de placa de acero no rigidizada está presente desde hace treinta años (figura c) y aún no se lo utiliza ampliamente, pero la evidencia de su presencia es por la utilización de dichos sistemas en algunos edificios de las ciudades de Japón, Canadá y Estados Unidos. Sin embargo es un sistema ampliamente estudiado en diferentes universidades del mundo y ha sido analizado bajo distintos parámetros y condiciones. Además, este tipo de muros de corte también fue probado en el terremoto de Northridge en 1994 con resultados muy favorables lo cual desarrolló mayor confiabilidad y cierto interés del tema.



Figura c.1 Muro de corte de placas de acero en construcción.

Es importante introducir este sistema en el mercado Mexicano como una alternativa en la construcción y emplear el criterio de ingeniero, para poder saber qué sistema es más conveniente. Además de presentar un comportamiento bastante favorable ante acciones sísmicas que ayudan a mantener a la estructura segura y fuera de peligro en los elementos principales de la misma, resulta un sistema de suma importancia para el





empleo del sistema en la ciudad de México. Ya que la ciudad de México se ve afectado por el tipo de suelo que es muy blando y su comportamiento es como el de una gelatina, lo que hace que resulta catastrófico ante un sismo. Su comportamiento se vio reflejado ante la destrucción de varios edificios en el terremoto sucedido en el año de 1985.

En este trabajo se considero la ubicación de la estructura en la ciudad de México, en la zona IIIb, en la zona más desfavorable, donde se observo buenos resultados al tener desplazamientos considerables ante un sismo y tener un buen comportamiento estructural al cumplir con el cortante ultima y cortante resistente (tabla c).

Tabla c.1 Valores de resistencia de cada placa de acero de los diferentes niveles

Nivel	Vu placa	VR>Vu	Vresistente
1	161.284	si cumple	206.405
2	157.616	si cumple	206.405
3	149.021	si cumple	165.616
4	136.664	si cumple	165.616
5	113.977	si cumple	124.829
6	98.998	si cumple	124.829
7	72.196	si cumple	83.649
8	37.758	si cumple	83.649

Para poder tener una comparativa se hizo un análisis de peso del edificio original con contraventeos excéntricos y con los muros de corte de placa de acero. Es importante mencionar que solo se considero el peso de los sistemas (contraventeos excéntricos y el muro de placa de acero) y no del edificio, ya que se tomo el mismo diseño para ambos casos y el peso resultaría el mismo. Para el caso del edificio con contraventeos excéntricos se tomo las siguientes consideraciones para determinar el peso de cada nivel:

- La siguiente formula nos ayuda a calcular la longitud del contraventeo, tomando en cuenta la excentricidad que presenta:

$$e = 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad \text{ec. 5}$$

Donde:

$$M_p = Z_x F_y$$

$$V_p = 0.55(d - 2 t_f * t_w) F_y$$

En donde:

$Z_x$  = Módulo de sección plástico del elemento.





$F_y$ = Esfuerzo de fluencia del acero.

$d$ = Peralte efectivo de la sección.

$t_f$ = Espesor del patín.

$t_w$ = Espesor del alma.

Una vez calculado la excentricidad con las propiedades de los elementos horizontales (vigas), se puede conocer la longitud del contraventeo realizando la diferencia de la longitud total del marco menos la excentricidad. La longitud que resulte se divide entre dos y es la longitud de "a" y con la ley de Pitágoras se calcula la longitud del cateto "c"= longitud del contraventeo (ver figura c.2):

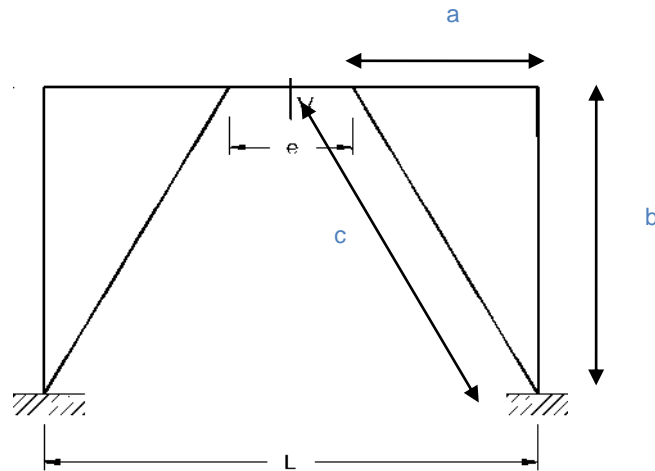


Figura c.2 Longitud del contraventeo.

En la siguiente tabla se observa el cálculo del peso de los contraventeos:

Tabla c.2 Peso de los contraventeos.

Nivel	Placas de acero	peso (kg)
	volumen (m <sup>3</sup> )	
8	203 x 47.38	268.87926
7	203 x 47.38	268.87926
6	203 x 47.38	268.87926
5	203 x 47.38	268.87926
4	203 x 47.38	268.87926
3	203 x 47.38	268.87926
2	203 x 56.1	278.2398
1	203 x 56.1	278.2398



Para el caso del muro de placa de acero, se hace lo siguiente:

- Se calcula el peso de cada placa, considerando el espesor de la misma, la longitud y la altura (figura c.3), para poder sacar un volumen y multiplicarlo por el peso específico del acero. Es así como se determino el peso de cada nivel de placa.

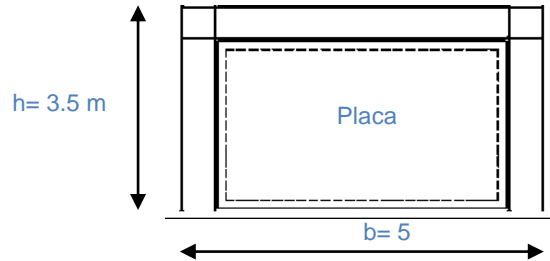


Figura c.3 Propiedades geométricas de la placa.

En la siguiente tabla se observa el cálculo del peso de la placa:

Tabla c.3 Peso de las placas.

nivel	espesor de la placa (m)	Base (m)	Altura (m)	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	Peso en Kg
1	0.004	5	3.5	0.07	7850	549.5
2	0.004	5	3.5	0.07	7850	549.5
3	0.0032	5	3.5	0.056	7850	439.6
4	0.0032	5	3.5	0.056	7850	439.6
5	0.0024	5	3.5	0.042	7850	329.7
6	0.0024	5	3.5	0.042	7850	329.7
7	0.0016	5	3.5	0.028	7850	219.8
8	0.0016	5	3.5	0.028	7850	219.8

Finalmente se puede concluir que la aplicación de los dos sistemas depende del uso de la arquitectura del edificio, de la planeación del proyecto y finalmente del nivel de inversión. Como se puede observar en los resultados obtenidos en la investigación, los contraventeos llevan más tiempo para ser construidos pero son menos pesados que los muros de corte de placa de acero. El factor del tiempo es de suma importancia por el hecho de que, para el caso de hoteles y edificios de venta rápida, es necesario que el edificio se construya y esté en funcionamiento lo más pronto posible. Esto es útil para poder rebajar los costos debido a los intereses de financiamiento que son impuestos por el prestamista. En resumen, mientras más tiempo se demora una obra más cuesta. Por



otro lado se ve contrarrestado por el costo en cuestión del peso, ya que entre mayor pesa el edificio mayor cuesta.

Concluyendo, es importante realizar un estudio de mercado, un análisis financiero y un diagnóstico técnico para concluir cuál es el sistema más eficaz y conveniente para dicho edificio, pues cada proyecto funciona y es planificado de manera diferente.



## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

AISC (2010), Specification For Structural Steel Buildings, 2010.

AISC (2010), Seismic Provisions For Structural Steel Buildings, 2010.

Beltrán, J. F. y Herrera, R. (2008), "Innovaciones en el Diseño Sísmico de Estructuras de Acero", *Revista Acero Latinoamericano*, [en línea]<<http://www.construccionenacero.com/Paginas/ArticulosyPublicaciones-Revista.aspx>> .

Enrique Bazán y Roberto Meli (2011), Diseño Sísmico De Edificios, editorial Limusa.

Francisco Javier Crisafulli (2008), Diseño sismorresistente de construcciones de acero, Alacero (Asociación Latinoamericana Del Acero).

Joaquín Osvaldo Acosta Reveco (2010), Comportamiento De Edificios Con Muros De Corte De Placas De Acero, Universidad De Chile, Facultad De Ciencias Físicas Y Matemáticas, Departamento De ingeniería Civil.

Mauro Alexis Díaz González (2006), Tesis De Confiabilidad Sísmica De Edificios De Acero, Universidad Autónoma De México, Facultad De Ingeniería Civil.

Normas Técnicas Complementarias Por Sismo Del Distrito Federal (2004).

Normas Técnicas Complementarias Para Construcciones Metálicas Del Distrito Federal, (2004).

Pedro Ospina Larrea (2011), Análisis Comparativo Entre Muros De Corte De Placas De Acero No Rigidizadas Y Muros De Corte De Hormigón Armado Para Estructuras De Edificios Sismo-Resistentes, Universidad San Francisco De Quito, Facultad De ingeniería civil.

Reglamento De Construcción Del Distrito Federal (2004).