



U.M.S.N.H

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

COMPORTAMIENTO SISMICO ESPERADO COMO  
FUNCION DEL MATERIAL DE CONSTRUCCION

TESIS

Previa a la obtención del título de

INGENIERO CIVIL

Presenta:

JHANCARLO ROMAN REYNOSO MARIN

Asesor:

DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE



MORELIA MICHOACAN, MARZO DE 2010

## DEDICATORIAS

*A mis papas que me han sabido escuchar y aconsejar, que me han felicitado y castigado, pero lo más importante: me han enseñado los valores humanos. Ustedes son los pilares de mi existencia.*

*A mis primos cercanos que son como mis hermanos.*

*Con agradecimiento a mis tíos que me han brindado cariño.*

*Con cariño a mis abuelitas.*

*A mi novia que me complementa de manera perfecta.*

*Para aquellos profesores que capturaron mi interés en sus cátedras y despertaron mi interés por la ciencia.*

*A todas aquellas personas que alguna vez me hicieron reflexionar acerca de algo y me ayudaron a ser una mejor persona.*

*Gracias a mi asesora*

<b>1. INTRODUCCION</b>	<b>1</b>
<b>2. MATERIALES UTILIZADOS PARA LA CONSTRUCCION DE EDIFICIOS</b>	<b>5</b>
2.1 Mampostería	6
2.2 Concreto	14
2.3 Acero	24
<b>3. CARACTERISTICAS DE LOS MODELOS ESTRCUTURALES</b>	<b>33</b>
<b>4. ANALISIS Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS</b>	<b>36</b>
4.1 Losa de concreto	37
4.2 Tipos de Análisis	50
4.3 Análisis de cargas	52
4.4 Análisis dinámico	60
4.5 Edificio de concreto	64
4.6 Edificio de Acero	80
4.7 Revisión de los desplazamientos laterales	88
<b>5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS</b>	<b>93</b>
5.1 Introducción	94
5.2 Peso de los edificios	95
5.3 Distorsión angular	98
5.4 Cortante en columnas	103
5.5 Periodos de vibración	111
<b>6. CONCLUSIONES</b>	<b>113</b>
6.1 Diseño de edificios	114
6.2 Comportamiento de los edificios ante acciones sísmicas	114
<b>REFERENCIAS</b>	<b>117</b>

# **CAPITULO 1**

## **Introducción**

A lo largo de la historia se ha visto que la ocurrencia de terremotos tiene un efecto devastador en nuestras edificaciones. Estos han causado un gran número de pérdidas humanas y económicas. Es importante entender que los terremotos por si solos no son la causa de las pérdidas humanas, la causa son las edificaciones que no son capaces de soportar las acciones sísmicas presentado su colapso ante cargas extraordinarias y causando grandes desastres ante la ocurrencia de un evento sísmico.

En las últimas décadas gracias a la investigación y las lecciones aprendidas de los terremotos ocurridos de los últimos tiempos, se ha podido tener un mejor entendimiento del problema, además de los grandes avances que se han alcanzado en varias disciplinas de la ingeniería, tales como el desarrollo de nuevos métodos para análisis y diseño estructural, desarrollo de programas computacionales para la aplicación de métodos más refinados de análisis y/o hacer más eficiente la práctica de la ingeniería sísmica cuando se utilizan como una herramienta. Tener un conocimiento más profundo del fenómeno ayuda a los ingenieros estructuralistas a diseñar estructuras capaces de resistir las acciones sísmicas y a desarrollar nuevas tecnologías sismo-resistentes. En la actualidad en los países altamente desarrollados se invierten grandes sumas de dinero tanto para la construcción de nuevos laboratorios donde se puedan llevar a cabo experimentos a escala real ya sea mediante mesas vibratorias (cargas dinámicas) o mediante la aplicación de cargas laterales mediante gatos hidráulicos controlados por computadora (cargas pseudo-dinámicas), como para desarrollar proyectos de investigación que permitan desarrollar y aplicar nuevas técnicas de análisis y diseño.

A pesar de los grandes avances que se han alcanzado en las últimas décadas en el área de ingeniería sísmica, y que muchos países han adoptado reglamentos de diseño sísmico, otros países en vías de desarrollo aún carecen de códigos propios o no los han hecho vigentes o accesibles a la práctica profesional. Esto nos alerta de un gran problema que involucra la muerte de un elevado número de personas a causa de la ocurrencia de terremotos aunado a las enormes pérdidas económicas que se tienen con respecto a la reconstrucción de ciudades devastadas. Otro problema que se presenta con frecuencia es la falta de entendimiento de la naturaleza misma de las acciones sísmicas del constructor

no especializado en el tema. Un ejemplo típico de esto son las edificaciones de mampostería construidas en México y en algunos países de América Latina que se encuentran en zonas de alta sismicidad y son vulnerables a la ocurrencia de acciones sísmicas. Es común que no sean considerados los eventos sísmicos como peligro inminente, debido a que estos ocurren pocas veces en la vida útil de una edificación y el hecho de que la mayoría de estos movimientos sísmicos son de baja intensidad, son factores que contribuyen a menospreciar el desastre potencial que pueden ocasionar los eventos sísmicos.

En este trabajo se pretende entender las principales diferencias en el comportamiento sísmico de las edificaciones construidas con los materiales de construcción más utilizados en la práctica profesional, dichos materiales son: concreto reforzado, acero y mampostería. Con esta finalidad analizaremos las principales características inherentes a los materiales que influyen a un buen o mal comportamiento sísmico.

Como ingenieros civiles sabemos que para hacer una buena aproximación del comportamiento dinámico esperado de las estructuras debemos conocer las propiedades dinámicas de los edificios, las cuales son función en gran medida del comportamiento de los materiales de construcción y la forma geométrica de la estructura, esto implica que para hacer un modelo representativo deben considerarse varias variables que intervienen en la respuesta dinámica de una estructura. Para facilitar el problema, se busca que las estructuras sean lo más simétricas posibles y representar el comportamiento de los materiales con modelos matemáticos simples. En este trabajo estudiamos el comportamiento sísmico de dos edificios con plantas simétricas en planta y elevación. Se consideró que un edificio es de concreto reforzado y el otro de acero estructural A36. Los análisis y diseños estructurales se llevaron a cabo con el software de análisis y diseño estructural (SAP2000). Los edificios diseñaron siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Complementarias del reglamento de construcciones del Distrito Federal, y las acciones sísmicas de acuerdo a la zonificación de la República Mexicana publicada en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad. Las acciones sísmicas

consideradas corresponden a un espectro de diseño para la ciudad de Morelia, Michoacán.

Una vez realizados los análisis y diseños estructurales de los edificios, se analizaron los resultados obtenidos para tratar de tener un mejor entendimiento de las principales diferencias que se presentan en el comportamiento dinámico de las edificaciones construidas usando los principales materiales de construcción, concreto reforzado y acero, para encontrar las ventajas y desventajas que tiene el empleo de uno u otro material en el comportamiento dinámico de una estructura.

## **CAPITULO 2**

### **Materiales utilizados para la construcción de edificios**

## 2.1 Mampostería

### 2.1.1 Introducción

Se entiende por estructura de mampostería a las edificaciones construidas con unidades de piedra o tabiques, generalmente son piezas relativamente pequeñas en comparación al tamaño del elemento a construir, dispuestas de forma ordenada y unidas con un mortero. La mampostería tiene un amplio uso tanto en países desarrollados, donde la gran mayoría de sus edificios históricos y de vivienda están contruidos bajo este esquema, como en países en vías de desarrollo, como es el caso de México, y otros países de Latinoamérica donde una gran parte de los centros urbanos han sido contruidos con este sistema de construcción. En muchas ocasiones el proceso constructivo se ha realizado y se continua realizando sin supervisión técnica, es por esto que se requiere de un mejor entendimiento de su comportamiento ante cargas cíclicas, como las ocasionadas por terremotos, así como el desarrollo de metodologías de análisis que consideren las variables necesarias para mejorar su representación analítica de una forma más fidedigna a su comportamiento real ante acciones dinámicas.

### 2.1.2 Clasificación

De acuerdo al tipo de junta la mampostería puede ser **al tope**, cuando no se emplea ningún elemento de unión entre las piezas, o puede ser **pegada**, cuando se emplea mortero entre los puntos de contacto de las unidades. Desde la perspectiva de su función estructural la mampostería se clasifica en: **mampostería estructural**, cuando los elementos de mampostería deben soportar cargas horizontales y verticales adicionales a su propio peso, y **mampostería no estructural**, cuando los elementos solamente deben soportar su peso propio y cumplir únicamente la función de elemento divisorio. Así mismo, la mampostería puede clasificarse de acuerdo a la forma en que está construida como **mampostería simple o no reforzada**, **mampostería reforzada** y **mampostería confinada**. La mampostería confinada es la modalidad de uso más común en México y en

otros países Latinoamericanos, en esta se colocan elementos delgados de concreto reforzado cuya función es ligar los muros y evitar el colapso de los mismos cuando estos se agrietan. El uso de la mampostería reforzada es más frecuente en países más industrializados en donde se hace uso del refuerzo interior en los muros, en los huecos de las piezas y en las juntas, con esto se logra un mejor comportamiento ante cargas cíclicas, esto quiere decir que se busca un sistema con comportamiento más dúctil.

### **2.1.3 Relación esfuerzo – deformación**

Se puede decir en términos generales que el tipo de falla que presentan las estructuras de mampostería corresponde a la falla frágil; es decir, presentan muy poca ductilidad, poca deformación ante cargas y cuando alcanzan su deformación máxima el colapso se presenta de forma súbita. Se tiene muy baja resistencia a tensión, la curva esfuerzo-deformación es prácticamente lineal hasta alcanzar la falla. En la fig. 2.1 se muestran las curvas esfuerzo – deformación para cuatro tipos diferentes de piezas: ladrillos perforados (A), y ladrillos sólidos (B, C y D), en todos los casos se utilizó la misma proporción en la fabricación del mortero. En la fig. 2.1 se observa que antes de la falla la curva tiene un comportamiento casi lineal y una vez que se produce la falla, la resistencia empieza a descender de forma brusca, es decir corresponde a una falla del tipo frágil. Otro aspecto importante a destacar, es el hecho de que a pesar que se utilizó el mismo tipo de mortero, las gráficas correspondientes a los diferentes tipos de piezas muestran diferencias significativas en cuanto a su resistencia y deformación máxima, es decir el tipo de pieza que se utiliza para la construcción de la mampostería es una variable que incide significativamente en las propiedades finales de los elementos de mampostería.

A pesar del comportamiento frágil de elementos estructurales de mampostería su respuesta en el intervalo elástico ante acciones sísmicas muestra un buen comportamiento. De hecho un gran número de construcciones antiguas han mostrado un desempeño excepcionalmente bueno, pocos daños estructurales, ante sismos de

intensidades considerables, esto se explica principalmente por el hecho de que este tipo de edificaciones tienen dimensiones muy generosas en cuanto al espesor de los muros en ambas direcciones ortogonales en planta.

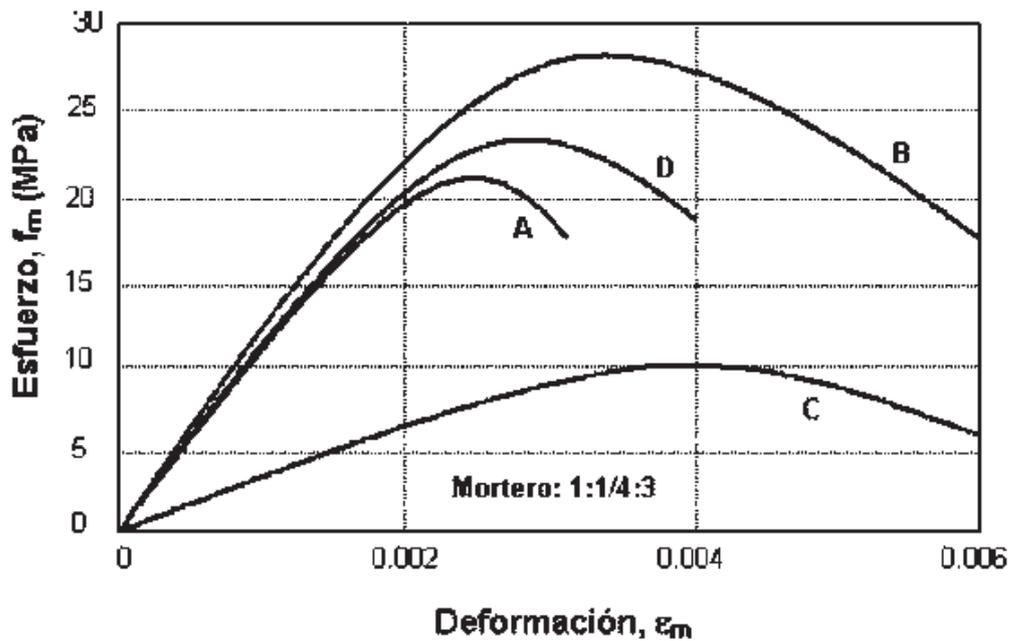


Fig. 2.1 Relaciones esfuerzo – deformación para mampostería en compresión (Hendry, 1990)

Con respecto a las propiedades mecánicas de la mampostería, estas presentan gran variabilidad ya que dependen de las propiedades de las piezas utilizadas, del tipo de mortero utilizado para las uniones, así como del procedimiento de construcción empleado. Este último aspecto es de particular importancia, ya que la colocación de este material continua siendo un trabajo tipo artesanal, realizado con la mano del hombre, ocasionando que este aspecto sea una de las variables que más incide en el comportamiento final de la pieza de mampostería construida, lo cual resulta ser una limitación importante ya que no es fácil de controlar. Por lo que es conveniente estimar estas propiedades mediante ensayos de laboratorio, es decir sometiendo modelos experimentales que representen cada caso particular de las diferentes condiciones de

carga a que pueden estar sometidos elementos estructurales, para tener parámetros estadísticos representativos de sus propiedades mecánicas.

#### **2.1.4 Resistencia a la compresión**

La resistencia a compresión de las estructuras de mampostería depende del tipo de pieza seleccionada para su construcción. De acuerdo con la normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería del Distrito Federal, la resistencia a compresión se debe determinar haciendo el ensayo con pilas construidas de las piezas y morteros que se emplearán en la obra, las pilas deberán estar formadas por al menos 3 piezas sobrepuestas y deberán tener una relación altura-espesor con valor de entre 2 - 5 (Fig. 2.2). La falla más común al realizar este tipo de ensayo corresponde a la formación de grietas verticales en las piezas que son consecuencia de las deformaciones transversales. Cabe mencionar que otro tipo de falla que puede presentarse debido a la variabilidad que se produce al cambiar la calidad del mortero y el tipo de piezas es la falla por aplastamiento, esta se presenta en las piezas con más baja resistencia. La resistencia a compresión obtenida en estos ensayos puede variar en el intervalo 20-30 kg/cm<sup>2</sup> para piezas de tabique de barro o de cemento fabricados artesanalmente hasta 200 kg/cm<sup>2</sup> para piezas producidas en forma industrial. Lo anteriormente descrito se puede resumir en que la resistencia a compresión de la mampostería depende directamente de las propiedades mecánicas de los materiales y de la forma como estos son combinados durante su proceso de construcción.

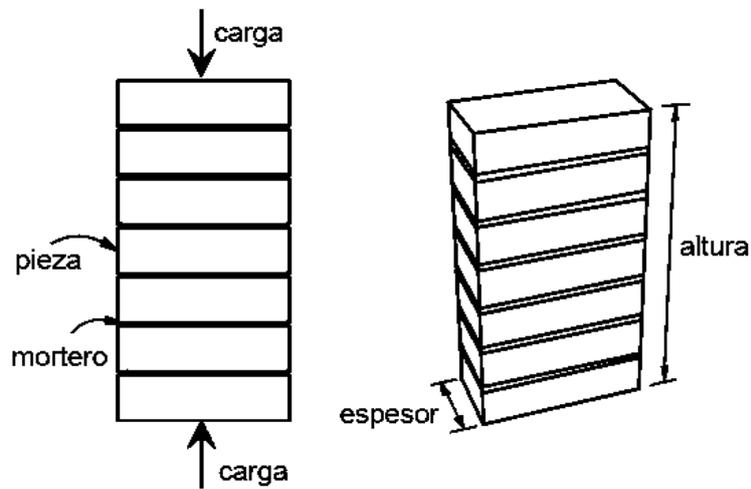


Fig. 2.2 Pila para prueba en compresión (NTCDF, 2004)

### 2.1.5 Módulo de Elasticidad

El módulo de elasticidad ( $E$ ) varía entre 600 y 1000 veces la resistencia a compresión de las piezas, mientras que el módulo de rigidez a cortante ( $G$ ) es aproximadamente el 40% del valor correspondiente al módulo de elasticidad ( $E$ ). Para el comportamiento sísmico de la mampostería su resistencia a cortante juega un rol muy importante, y depende de variables aleatorias como son las propiedades inherentes al mortero de unión. En las NTCDF se especifica que la resistencia a compresión del mortero para pegar piezas deberá ser por lo menos de  $40 \text{ kg/cm}^2$ .

### 2.1.6 Tipos Comunes de Falla

El comportamiento a cortante de la mampostería es complejo debido a las diferentes características de materiales que componen a este material. Diferentes tipos de falla pueden ocurrir, los cuales dependen tanto de los materiales de construcción como de los tipos de esfuerzos a que sea sometida la mampostería, entre los que se encuentra

principalmente la magnitud del esfuerzo de compresión. Se distinguen fundamentalmente tres modos de falla:

- Falla a cortante longitudinal a las juntas de mortero para bajos esfuerzos de compresión; en este caso las grietas siguen las uniones de mortero de forma escalonada.
- Falla debido a tensión diagonal para esfuerzos de compresión moderados, donde las grietas presentan forma de "X"
- Falla debido a esfuerzo de compresión altos, donde las grietas tienden a ser verticales atravesando las unidades de mampostería.

### **2.1.7 Comportamiento Sísmico**

En este trabajo es de particular interés estudiar el comportamiento dinámico de las estructuras de mampostería, ya sea está mampostería estructural o no. Es evidente la importancia que tiene el buen comportamiento de la mampostería estructural ya que la falla de estos elementos podría ocasionar daños graves, lo que significa pérdida de vidas humanas y económicas, e inclusive el colapso parcial o total de la estructura. Con respecto a la mampostería no estructural, también es deseable que se tenga un buen comportamiento ante acciones sísmicas, ya que los daños ocasionados se reflejan principalmente en elementos no estructurales, fachadas y muros divisorios entre otros, incidiendo en pérdidas económicas importantes.

El comportamiento de la mampostería confinada ante ciclos de carga repetida muestran una disipación de energía algo limitada, sin embargo tienen a favor que la falla está lejos de presentar un comportamiento frágil, por el contrario el efecto del confinamiento hace una elemento más dúctil.

El comportamiento dinámico de las estructuras de mampostería no reforzada depende de muchas variables tales como su rigidez, la ductilidad de los paneles de mampostería, el tipo de diafragma de piso, del tipo de conexiones, del nivel de esfuerzo axial, entre otras, por cual resulta muy complejo predecir su comportamiento. Las estructuras de mampostería no reforzada bajo cargas cíclicas presentan en general un mal comportamiento. De hecho existe poca información experimental al respecto debido a que este tipo de estructuración es considerada como poco adecuada para zonas donde se tienen alta actividad sísmica. En estos casos el comportamiento observado ha presentado gran variabilidad, ya que en ocasiones su respuesta ha sido catastrófica pero en otras se ha observado un excelente comportamiento.

La Fig. 2.3 muestra los lazos de histéresis correspondientes a un muro de mampostería no reforzada obtenidos en un ensayo estático de cargas cíclicas laterales reversibles.

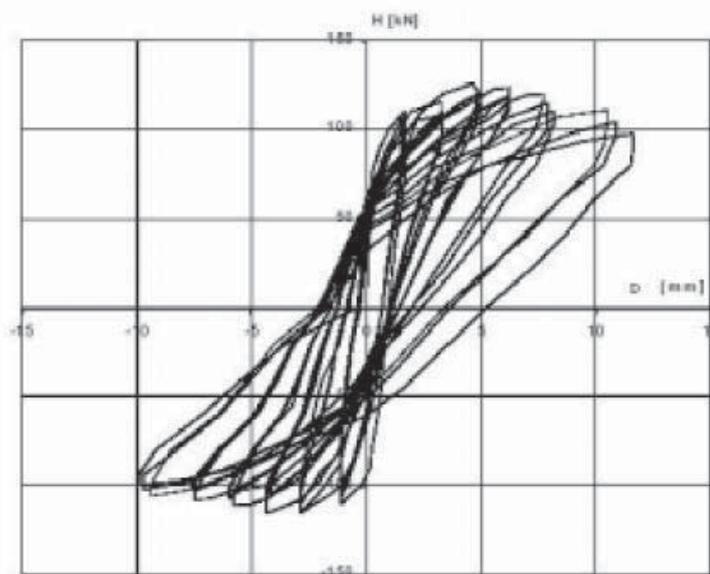


Fig. 2.3 Respuesta histerética de un muro de mampostería no reforzada (Irmies y Bia, 2000)

Algunos experimentos donde estructuras de mampostería no reforzada fueron sometidos a cargas cíclicas mostraron que su comportamiento dinámico está ampliamente ligado a la resistencia intrínseca de la mampostería, y a los esfuerzos de compresión verticales

propios del peso propio del edificio y las cargas de servicio. Se ha demostrado que para un nivel moderado de cargas a compresión los muros de mampostería no reforzada tienen un mejor desempeño para resistir cargas laterales, así como disipar energía cuando se ha producido el primer agrietamiento en las juntas verticales; este fenómeno se puede deber a la fricción que ejercen las juntas horizontales. También se observó en las pruebas experimentales que el elemento pierde rigidez con el aumento del número de ciclos.

Los ensayos realizados con especímenes de mampostería reforzada muestran lazos de histéresis amplios, es decir, tienen una disipación de energía bastante considerable, lo cual muestra un comportamiento dúctil, que es más favorable ante acciones sísmicas. En la fig. 2.4 se muestran los lazos de histéresis de un muro de mampostería reforzada sometido a cargas cíclicas.

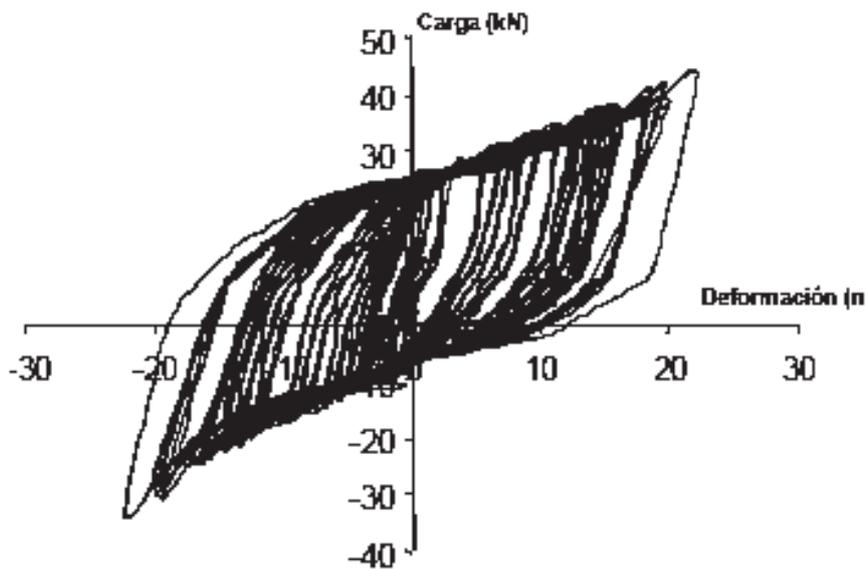


Fig. 2.4 Lazos de histéresis para un modelo de mampostería reforzada (C. Arévalo, 2004)

De lo anterior se concluye que si se pretende construir un elemento de mampostería con la mejor respuesta ante acciones dinámicas se debe pensar en mampostería reforzada, por otra parte la mampostería confinada muestra que mientras se sigan los lineamientos de los reglamentos de construcciones se puede esperar un comportamiento aceptable

ante movimientos sísmicos moderados, garantizando la integridad de los usuarios, por otra parte la mampostería confinada construida mediante procedimientos constructivos inapropiados usando morteros y/o piezas de pobre calidad muestran un comportamiento muy desfavorable, tal como el comportamiento que se esperaría de la mampostería simple.

## **2.2 Concreto**

### **2.2.1 Introducción**

El comportamiento sísmico de las estructuras de concreto reforzado ha sido estudiado más ampliamente en comparación con las edificaciones construidas en otros materiales, esto se debe principalmente al hecho de que el concreto es un material versátil y económico, lo cual ha contribuido en que sea uno de los materiales más implementados en la construcción. Por otro lado, el concreto por sí solo no tiene un comportamiento dúctil ante cargas cíclicas, para alcanzar este comportamiento es necesario cumplir con varios requisitos reglamentarios de cuantías de acero de refuerzo, separación de estribos, y detalles particulares de las conexiones, entre otros aspectos. Este tipo de comportamiento es de particular importancia en estructuras localizadas en zonas sísmicas. Terremotos de magnitudes importantes que han ocurrido en ciudades de diversos países han dejado claro que existen deficiencias importantes en los criterios de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado, esto se ha encontrado inclusive en países desarrollados que cuentan con un mejor entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras donde se han desarrollado tecnologías sísmicas avanzadas. También existe información de estructuras antiguas de mampostería que han presentado un mejor comportamiento que el observado en estructuras de concreto reforzado ante movimientos sísmicos con diferentes intensidades (Díaz et al, 2003).

Recientemente se adoptó el concepto de que para que una estructura de concreto tenga un buen comportamiento sísmico debe preverse el elemento estructural con ductilidad.

Este concepto es relativamente reciente, se incorporo en la década de los 70's y por lo tanto es de esperar que las edificaciones de concreto construidas antes de esa época sean más vulnerables a las acciones sísmicas.

### **2.2.2 Características Generales del Concreto**

El concreto es un material de construcción que está conformado por una mezcla de agregados pétreos con una pasta conformada por cemento y agua. También se pueden agregar otras sustancias a la mezcla inicial mismas que sirven para mejorar ciertas propiedades específicas del concreto, como puede ser la modificación del tiempo de fraguado y mejorar la durabilidad, entre otras.

El concreto simple o no reforzado posee una alta resistencia a la compresión pero baja resistencia a la tensión, alrededor del diez por ciento de su resistencia a compresión, por esta razón se ha adoptado el uso del concreto reforzado como principal material de construcción ya que al añadirle al concreto simple refuerzo a base de barras de acero, el material conformado es capaz de soportar esfuerzos de tensión de manera satisfactoria. El acero de refuerzo también ayuda a restringir el desarrollo de grietas. El acero no solamente proporciona resistencia a tensión sino también aumenta la resistencia a compresión y reduce las deformaciones para cargas perennes. La colocación de estribos de acero proporciona confinamiento al concreto y se ha demostrado que el concreto confinado posee una resistencia a compresión muy superior a la del concreto no confinado, figura 2.9.

El peso volumétrico del concreto es elevado, oscila entre 1.9 y 2.5 ton/m<sup>3</sup>, este depende directamente del tipo de agregados que se utilicen para su elaboración.

Las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones del Distrito Federal establecen dos principales tipos de concreto: Concreto clase 1 que debe tener un peso volumétrico superior a 2.2 ton/m<sup>3</sup>, se fabrica con agregados gruesos con peso

específico superior a  $2.6 \text{ ton/m}^3$  y su resistencia a la compresión,  $f'_c$ , debe ser igual o mayor que  $250 \text{ kg/cm}^2$ . El concreto clase 2 debe tener un peso volumétrico de  $1.9$  a  $2.2 \text{ ton/m}^3$ , agregados con peso volumétrico superior a  $2.3 \text{ ton/m}^3$  y su resistencia,  $f'_c$ , varía entre  $200$  y  $250 \text{ kg/cm}^2$ .

### **2.2.3 Resistencia a compresión**

La curva esfuerzo-deformación del concreto simple se obtiene a través del ensayo de cilindros de concreto sometidos a carga axial repartida uniformemente en la sección transversal a los 28 días de fraguado de acuerdo con la norma mexicana NMX-C-083-ONNCCE-2002. Debido a que el concreto es un material heterogéneo los esfuerzos varían de un punto a otro en el área transversal del espécimen pero se considera que la variación no es significativa desde el punto de vista del diseño estructural.

En la figura 2.5 se muestra la curva típica de esfuerzo-deformación del concreto simple. En esta se aprecia que el concreto no es precisamente un material elástico ya que su curva no es una recta, aunque es común que para simplificar el problema esta curva se considere recta hasta un 40 por ciento de la carga máxima que el espécimen soporta. Es preciso notar que una vez alcanzada la carga máxima la curva tiene una rama descendente. La carga máxima corresponde a una deformación unitaria del orden de  $0.002$ . Una vez alcanzada la resistencia a la compresión máxima,  $f'_c$ , aún se pueden seguir transmitiendo esfuerzos, aunque para este nivel de deformaciones ya han aparecido grietas paralelas a la dirección de la carga. Algunas ecuaciones han sido propuestas para representar la curva esfuerzo-deformación del concreto pero el problema es complejo debido a la numerosa cantidad de variables que influyen en ella. Para la mayoría de las aplicaciones de la ingeniería estas ecuaciones no son necesarias.

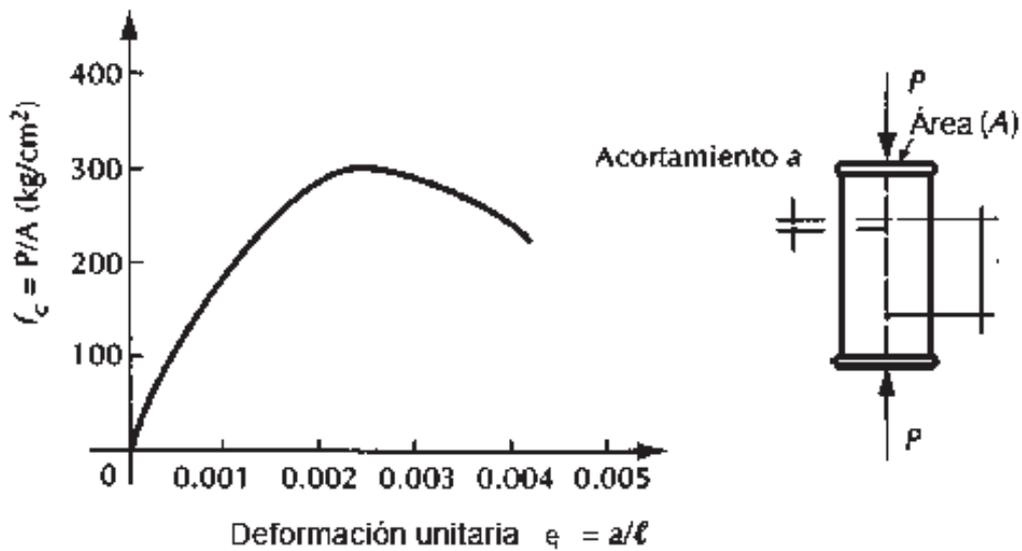


Fig. 2.5 Curva esfuerzo-deformación en compresión axial de un espécimen sujeto a carga de corta duración. (Gonzales et al., 2005)

En la figura 2.6 se muestran curvas esfuerzo-deformación para concretos de varias resistencias, de 250 a 1200  $\text{kg/cm}^2$ , es importante destacar que en la curva A que corresponde a un concreto de mayor resistencia a compresión,  $f'_c$ , la falla se alcanza para una deformación unitaria menor que la correspondiente a las curvas B y C, las cuales corresponden a concretos de una resistencia menor. También se puede ver que en la curva que corresponde al concreto de mayor resistencia, la rama descendente es más pronunciada. Esto quiere decir que los concretos con mayor  $f'_c$ , presentan un comportamiento más frágil. Es necesario considerar este aspecto cuando lo que se busca es un material con comportamiento dúctil, es decir que desarrolle deformaciones grandes antes de llegar a la falla.

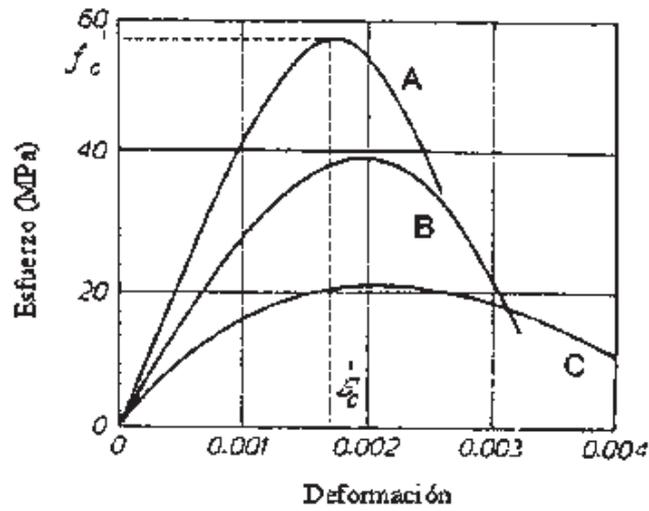


Fig. 2.6 Curva esfuerzo–deformación para concretos de diferentes resistencias,  $f'_c$ . (Paulay y Priestly, 1992)

Por otra parte la resistencia del concreto también es función de la velocidad con la cual se aplica la carga, como se muestra en la figura 2.7 donde se presentan resultados experimentales de elementos sujetos a cargas aplicadas a diferentes velocidades.

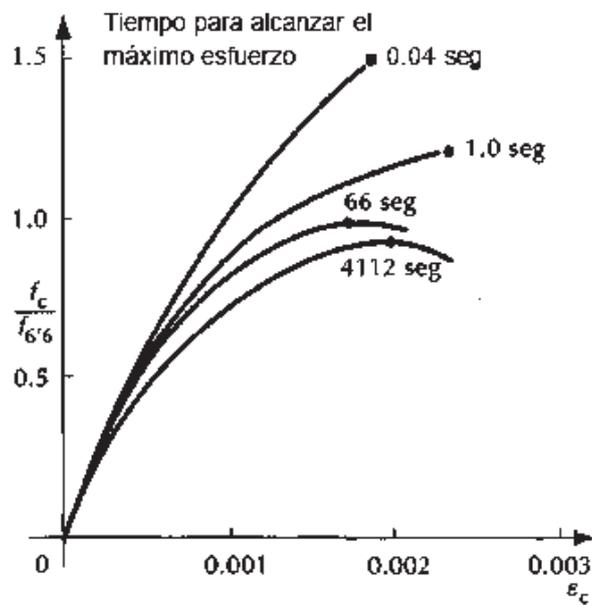


Fig. 2.7 Efecto de la velocidad de carga (Hatano et al, 1960)

De la figura 2.7 concluimos que el concreto alcanza una resistencia mayor a compresión para cargas aplicadas en un lapso de tiempo muy corto, aunque muchas veces para velocidades de carga muy altas se presenta una falla súbita, haciendo imposible determinar la rama descendente. Por otro lado la resistencia a compresión es menor para cargas aplicadas en un largo periodo de tiempo pero la falla no se produce súbitamente por lo que la rama descendente está bien definida. Las sollicitaciones sísmicas pueden variar de forma considerable aunque en general estas son aplicadas rápida y repetidamente a las estructuras. Los efectos de aumento en la resistencia por la aplicación rápida de carga, normalmente no son considerados en el diseño sísmico debido a que son poco significativos y dependen de la frecuencia y vibración de la estructura.

La figura 2.8 muestra los ciclos de histéresis de una muestra de concreto donde se aprecia que ante cargas repetidas de compresión de elevada intensidad, mayores de  $0.85f'_c$  el concreto pierde rápidamente su capacidad de carga y rigidez.

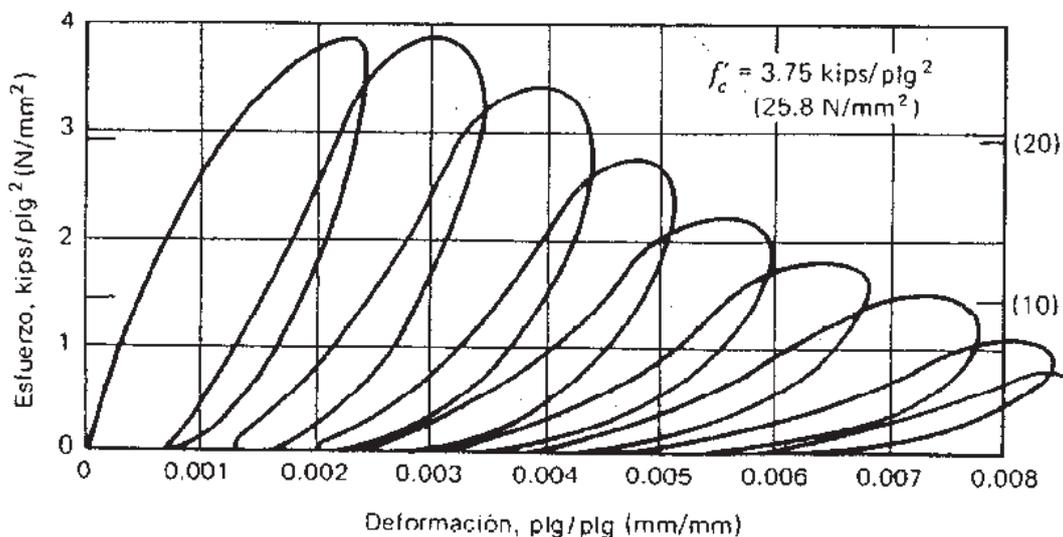


Fig. 2.8 Curvas esfuerzo – deformación ante cargas cíclicas de alta intensidad (Park et al., 1994)

El confinamiento (aplicación de esfuerzos transversales de compresión o también llamado esfuerzo triaxial) proporcionado al concreto aumenta sustancialmente la resistencia a

compresión del mismo y por ende su ductilidad. En la figura 2.9 se muestran curvas esfuerzo–deformación correspondientes a ensayos realizados por Brandtzaeg (1928), que corresponden a compresión triaxial para distintas presiones de confinamiento lateral donde se puede observar que la resistencia a compresión del concreto,  $f'_c$ , es función directa del grado de confinamiento que le sea proporcionado al espécimen. Vemos que con tan solo aplicar una presión lateral de  $140 \text{ kg/cm}^2$  podemos alcanzar un  $f'_c$  del orden de  $750 \text{ kg/cm}^2$ , y una capacidad de deformación unitaria de aproximadamente el doble de lo que se tendría en un concreto sin confinar, por lo que la influencia del confinamiento es muy significativa. Un efecto similar al del ensayo en la práctica constructiva se puede lograr mediante un refuerzo transversal a base de zunchos, o mediante combinaciones de refuerzo longitudinal y transversal. De este tipo de estudios provienen los requerimientos para la colocación de estribos del reglamento de construcciones del Distrito Federal.

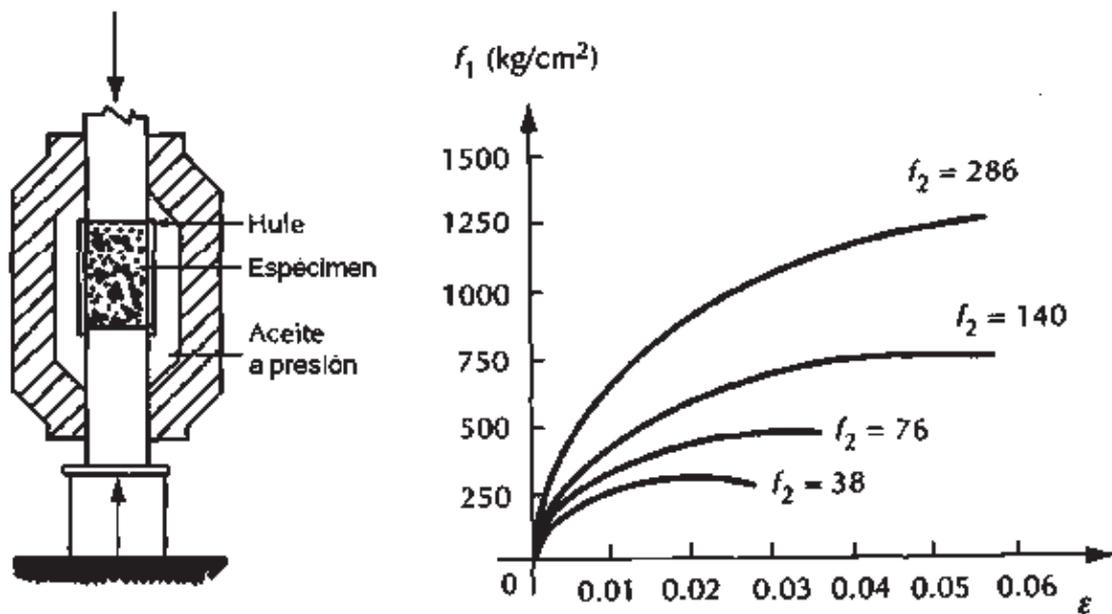


Fig. 2.9 Efecto del confinamiento del concreto (Brandtzaeg et al, 1928)

### 2.2.4 Módulo de elasticidad

Es factible admitir un comportamiento totalmente elástico para deformaciones debidas a cargas de corta duración. Del análisis de las curvas esfuerzo–deformación, se observa que el concepto convencional (pendiente de la recta) del módulo de elasticidad no es aplicable al concreto. Es por esto que se ha adoptado otro tipo de definiciones para el módulo de elasticidad, tal es el caso del módulo tangente a un punto determinado o el módulo secante entre dos puntos. El módulo de elasticidad está en función directa de la resistencia a compresión del concreto,  $f'c$ , y de su peso volumétrico, se han propuesto varias expresiones para calcular el módulo de elasticidad a partir de estas variables.

Para calcular el módulo de elasticidad,  $E_c$ , del concreto las normas técnicas complementarias del reglamento del Distrito Federal proponen las siguientes expresiones:

Concreto clase 1:

$$14000\sqrt{f'c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad \text{(Para concretos con agregado grueso calizo)}$$

$$11000\sqrt{f'c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)} \quad \text{(Para concretos con agregado grueso basáltico)}$$

Concreto clase 2:

$$11000\sqrt{f'c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Así mismo el reglamento permite la utilización de otros valores de  $E_c$  cuando estos están respaldados por pruebas de laboratorio, calculados según la norma NMX-C-128-1997-ONNCCE. Es importante señalar que los valores del módulo de elasticidad obtenidos en la aplicación de cargas con características típicas de las acciones sísmicas, son más altos que los obtenidos en las pruebas estándar, por lo que el cálculo de los periodos del edificio usando valores bajos de  $E_c$ , conducirá a exceder los valores correctos.

### 2.2.5 Comportamiento del concreto reforzado ante cargas dinámicas

El comportamiento del concreto ante cargas dinámicas depende de varios factores, entre los que se encuentran su ductilidad, porcentaje de acero de refuerzo y su distribución, grado de confinamiento, entre otros. Estas variables influyen de manera importante en la forma de los ciclos histeréticos. En la figura 2.10 se muestran los lazos de histéresis para una viga que cuenta con refuerzo en ambas caras y un buen confinamiento. En esta figura se observa un comportamiento dúctil con poca pérdida de rigidez y resistencia. Este resultado representa una respuesta favorable de una estructura ante acciones dinámicas, que es un caso contrario al exhibido en la figura 2.8, presentada con anterioridad, donde el concreto pierde su rigidez y resistencia paulatinamente.

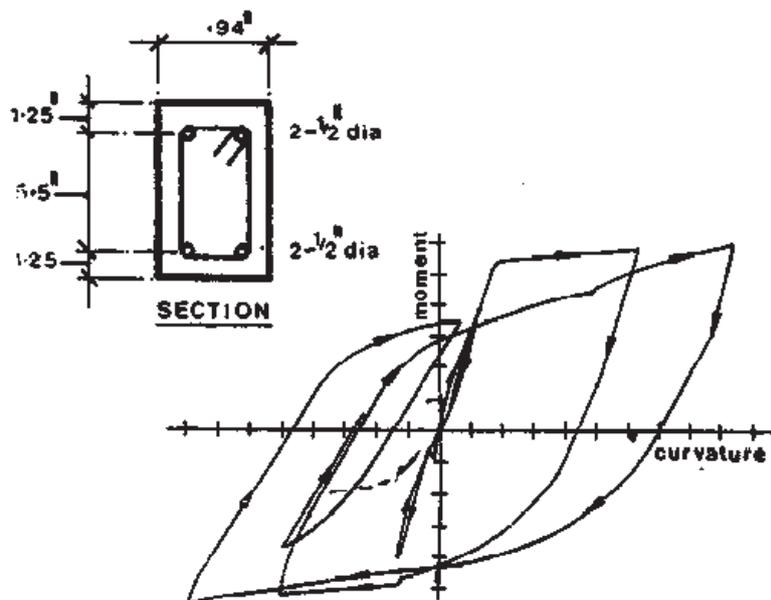


Fig. 2.10 Lazos de histéresis de una viga de concreto reforzado doblemente armada (Park et al., 1975)

En las últimas décadas se han desarrollado varias propuestas de modelos matemáticos para representar analíticamente los lazos de histéresis obtenidos en las pruebas de laboratorio de elementos de concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas. Estos

modelos matemáticos se han ido desarrollando con el paso de tiempo, con la finalidad de acercarse más a la respuesta real del comportamiento de elementos estructurales de concreto reforzado ante cargas cíclicas. De acuerdo a los resultados de pruebas experimentales y al desarrollo del conocimiento, se puede decir que existe un gran número de variables aleatorias que intervienen en el comportamiento no lineal esperado de las estructuras sujetas a cargas dinámicas, entre ellas se tiene como ejemplo la geometría de la sección transversal, el porcentaje de acero de refuerzo, la distribución y la calidad del anclaje tanto del acero de refuerzo longitudinal como del transversal, las propiedades intrínsecas de los materiales que componen al concreto así como la adherencia entre ellos, el tipo y la magnitud de las cargas actuantes, entre otras. Los parámetros que se deben variar en los modelos son los siguientes:

- a) La rigidez en las ramas de carga y descarga, debido a que estas determinan la deformación producida por los ciclos de carga.
- b) El ancho de los ciclos histeréticos, así como el efecto de estrechamiento, ya que este determina la cantidad de energía disipada en los ciclos de carga.
- c) La disminución de la resistencia en los ciclos histeréticos, ya que esta determina la estabilidad de la respuesta y la tasa de aproximación a la falla del elemento.

En resumen, un modelo que represente lazos histeréticos tiene que reflejar adecuadamente el cambio de la rigidez, la capacidad de carga y el efecto de estrechamiento en la historia de desplazamientos. La mayoría de los modelos histeréticos consideran al menos tres factores fundamentales: Deterioro de la rigidez en la descarga plástica, cambio de rigidez por cierre de grietas y el deterioro de la resistencia. Díaz y León (2003) presentan en su tesis doctoral modelos matemáticos para describir el comportamiento histerético de elementos estructurales de concreto reforzado.

Un edificio con buen desempeño sísmico es aquel que es capaz de evitar el colapso súbito de alguno de sus elementos estructurales durante un movimiento sísmico de gran magnitud. Además debe ser capaz de absorber gran parte de la energía de las acciones

dinámicas inducidas por el sismo a través de deformaciones en el intervalo plástico de sus materiales. Las conexiones viga–columna son un factor fundamental para la estabilidad y respuesta de las estructuras de concreto reforzado, puesto que una pérdida súbita de rigidez y resistencia en la conexión puede ocasionar el colapso parcial o incluso total de la estructura. Hay muchos ejemplos de edificios de concreto reforzado que fallaron catastróficamente debido a un mal diseño de sus conexiones. Para evitar esto el enfoque de diseño que debe tenerse en este tipo de conexiones es prevenir una falla de tipo frágil. La conexión debe permitir a las vigas y columnas que desarrollen su capacidad última antes de que estas fallen. Esto se logra a través de minimizar la pérdida de rigidez, evitando agrietamiento excesivo y la pérdida de adherencia entre el refuerzo y el concreto, etc.

## **2.3 Acero**

### **2.3.1 Introducción**

Hoy en día el acero es uno de los materiales de construcción más importantes, se ha ganado ese lugar al ser el material de construcción utilizado en los edificios más altos construidos por el hombre. Este material se destaca por su extrema resistencia en comparación con los otros materiales de construcción, además de su enorme ductilidad. Algunas otras ventajas del acero como material de construcción son su homogeneidad, que le permite al acero tener la misma resistencia sin importar la dirección en que se le aplique la carga. Es un material elástico, por lo que sigue la *ley de hooke* hasta esfuerzos muy elevados. Es un material tenaz, esto permite que los miembros de acero a pesar de estar altamente deformados sigan conservando su capacidad de carga.

El acero no es un metal de origen natural, este debe ser fabricado a partir de la refinación del hierro, y sometido a una serie de tratamientos metalúrgicos cuyo fin es el de crear una aleación con la correcta proporción de hierro y carbono, inclusive otros metales se

adhieren con el fin de obtener propiedades optimas deseadas de acuerdo a uso para el que sea requerido.

### 2.3.2 Clasificación

Los aceros pueden clasificarse de acuerdo a su composición de la siguiente manera:

**1. Aceros simples al carbono:** Conformados por hierro y carbono principalmente con menos del 1 por ciento de carbono.

**2. Aceros de baja aleación:** Hierro y carbono así como otros componentes en cantidades menores al 5 por ciento que sirven para incrementar la resistencia sacrificando la ductilidad.

**3. Aceros especiales o de alta resistencia:** Son parecidos a los aceros de baja aleación pero contienen un mayor porcentaje de otros componentes diferentes al hierro y carbono, esto es con la finalidad de dotarles de alguna cualidad especial como por ejemplo la resistencia a la corrosión y alta resistencia. El acero estructural de uso común en la actualidad es el acero **dulce** ASTM A36 que corresponde a un acero simple al carbono.

### 2.3.3 Relación esfuerzo–deformación del acero estructural

Si una pieza de acero estructural se somete a una fuerza de tensión esta comenzará a estirarse, esta deformación es directamente proporcional al esfuerzo aplicado hasta cierto límite. A este límite se le denomina *límite proporcional* y al mayor esfuerzo que un material puede resistir antes de alcanzar una deformación permanente se le conoce como *límite elástico*. A partir de este límite el acero empieza a tener deformaciones mayores sin mostrar un aumento en su resistencia, entonces se dice que el acero ha alcanzado su *esfuerzo de fluencia*,  $f_y$ . La deformación que se presenta hasta antes de alcanzar el esfuerzo de fluencia se le conoce como *deformación elástica*, y la deformación más allá de este punto se le llama *deformación plástica*. Un fenómeno importante ocurre con el acero

para las deformaciones en la región plástica, el cual se conoce como *endurecimiento por deformación*, que es básicamente un aumento repentino de la resistencia cuando el elemento se encuentra ya bastante deformado, normalmente este aumento no es tomado en cuenta para efectos de diseño.

En la figura 2.11 se muestra la curva típica esfuerzo–deformación para aceros estructurales dúctiles, en principio se supone idéntica para esfuerzos a tensión o compresión cuando se impide el pandeo. Obsérvese que la relación entre la deformación de ruptura y la deformación de fluencia es muy grande, a esto se le conoce como el factor de ductilidad, valor que exceden de diez incluso en los aceros menos dúctiles.

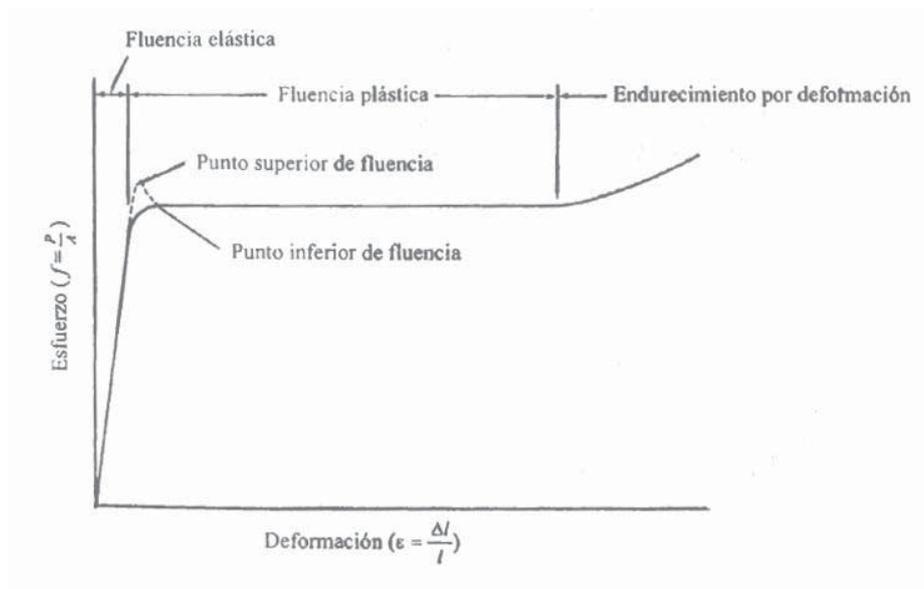


Fig. 2.11 Curva esfuerzo–deformación característica de un acero estructural con bajo contenido de carbono. (McCormac, 2002).

En la figura 2.12 se muestra la curva esfuerzo–deformación para un acero frágil. Normalmente los aceros de alta resistencia tienen la desventaja de ser frágiles. Para fines de diseño sísmico la ductilidad es una propiedad fundamental aunque en ocasiones es

necesario el empleo de aceros de alta resistencia, por lo que el proyectista tiene que buscar el equilibrio entre estas dos propiedades.

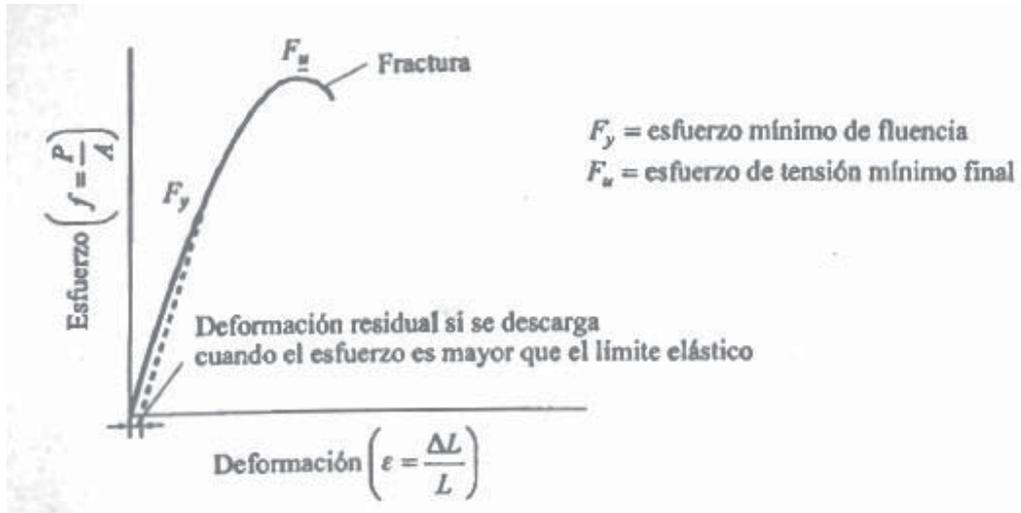


Fig. 2.11 Curva esfuerzo–deformación característica de un acero frágil. (McCormac, 2002)

### 2.3.4 Módulo de elasticidad

Como la curva esfuerzo–deformación del acero es lineal hasta alcanzar su *límite de proporcionalidad* o su *esfuerzo de fluencia*, el módulo de elasticidad equivale a la pendiente de la recta esfuerzo-deformación del acero, su valor se puede calcular fácilmente como la tangente del ángulo que forma la línea recta con el eje de las abscisas; además, este valor es constante independientemente del tipo de acero del que se trate, su valor numérico es de:

$$\text{Módulo de elasticidad del acero} = E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

### 2.3.5 Comportamiento sísmico de las estructuras de acero

Las estructuras de acero son conocidas por tener un excelente desempeño ante acciones sísmicas cuando estas han sido diseñadas siguiendo los criterios sismo–resistentes.

El acero es un material producido con un alto control de calidad, lo cual ayuda en el proceso de diseño, puesto que sus propiedades son bien conocidas y confiables. Gracias a esto, es posible predecir con cierta precisión el mecanismo de formación de articulaciones plásticas. Es conveniente evitar que en las estructuras de acero existan miembros que estén sobrados en el diseño ya que cuando este ocurre, la formación de articulaciones plásticas se produce primero en los miembros de menor resistencia. Es conveniente buscar el equilibrio y asegurarse que las articulaciones plásticas se formen en lugares previstos, además de que en las conexiones donde se deban generar las articulaciones plásticas deben tener suficiente resistencia y capacidad de rotación.

En elementos como vigas y columnas normalmente se espera que se desarrollen articulaciones plásticas en las secciones críticas, aunque cuando estas no son muy eficientes existe la tendencia a utilizar secciones compactas que sean capaces de desarrollar toda su capacidad de carga, donde se debe predecir de manera adecuada la disipación de energía ante cargas cíclicas.

Bajo la aplicación de cargas cíclicas que exceden el esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , se observa en los ciclos histeréticos del acero como la zona donde las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos va disminuyendo, es decir los lazos de histéresis tienden a volverse curvos; sin embargo, los ciclos son muy estables con lazos de histéresis bastante amplios que indican una disipación de energía elevada con poco deterioro de su resistencia. La figura 2.12 muestra los lazos de histéresis de un elemento de acero con sección transversal de un perfil laminado tipo I.

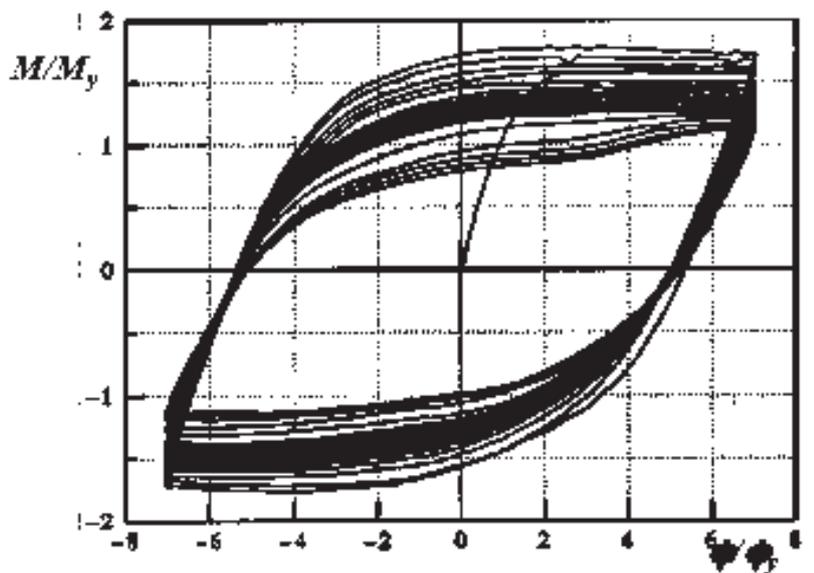


Fig. 2.12 Comportamiento histerético de una sección laminada tipo I (Bertrero y Popov, 1965)

En la figura 2.13 se muestra el comportamiento histerético de una sección rectangular hueca, se aprecia que tiene un comportamiento similar a los lazos de histéresis de la sección tipo I, pero en el caso de secciones con una relación ancho–espesor mayor, la degradación de la resistencia a causa de las cargas cíclicas es considerablemente más grande. Por lo tanto para el cálculo de acumulación de daños, se necesita tomar en cuenta el daño por deformación además del daño por fatiga. Tanto la ductilidad como la resistencia se ven afectados por la relación de carga axial, es decir la ductilidad decrece rápidamente cuando la relación de carga axial aumenta.

Las secciones circulares huecas son usadas comúnmente en elementos estructurales que trabajan como columnas. A diferencia de las secciones laminadas tipo I y las secciones cuadradas estas son más difíciles de conectar y se requiere elaborar rigidizantes externos para lograr una conexión dúctil. En la figura 2.14 se muestran los lazos de histéresis de una sección típica circular hueca. Se observa que los lazos son más redondeados y tienen pendientes negativas en las regiones plásticas.

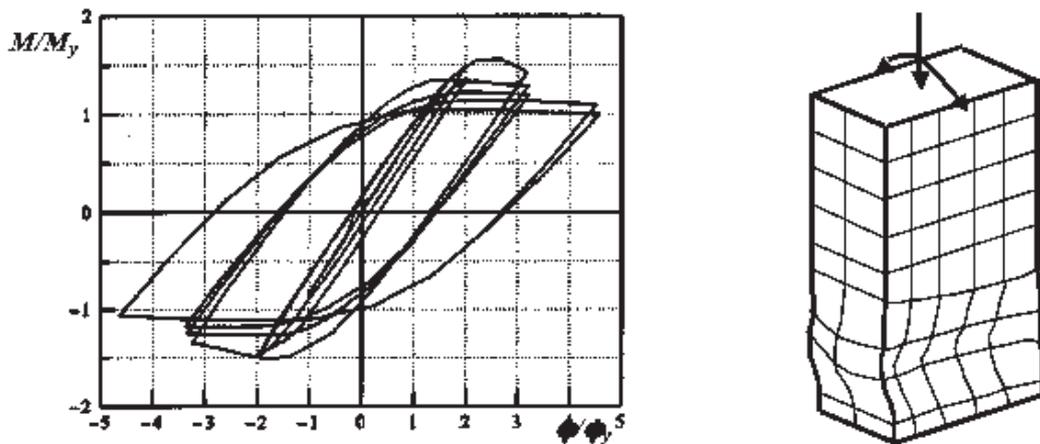


Fig. 2.13 Comportamiento histerético de una sección rectangular hueca (Ballio y Calado, 1994)

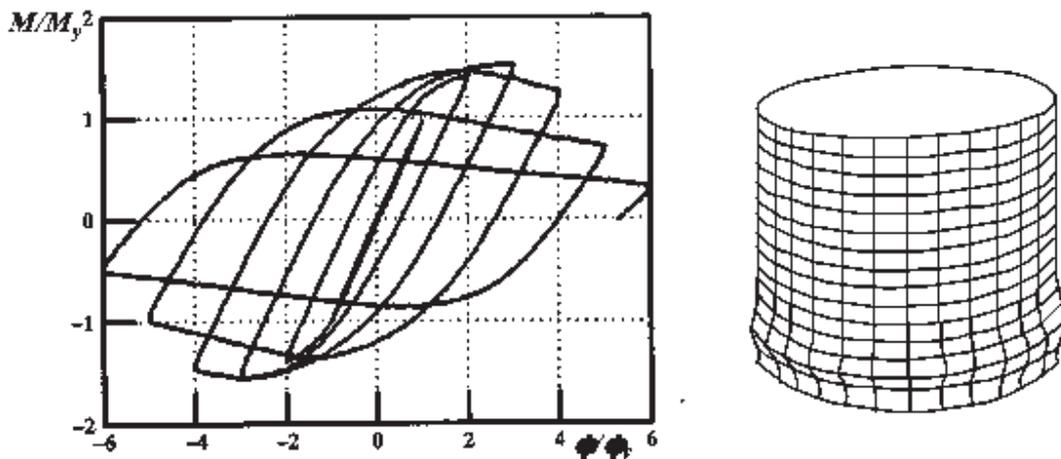


Fig. 2.14 Comportamiento histerético de una sección circular hueca (Kumar et al, 1998)

Las secciones de acero rellenas de concreto tienen grandes ventajas, su resistencia a la carga axial aumenta sustancialmente y no necesitan de cimbra. Además, su comportamiento ante acciones sísmicas es excelente debido al hecho de que oponen gran resistencia al pandeo. Al estar confinado el concreto dentro del acero, este disipa más energía, además mejorar la resistencia al pandeo local de las secciones de acero. Las secciones circulares tienden a desarrollar pandeo local hacia afuera por lo que al rellenar

las secciones con concreto no se puede esperar precisamente un aumento de ductilidad, aunque se puede lograr un aumento en la resistencia. El modo común de falla de este tipo de secciones se muestra en la figura 2.15 donde se aprecia que el acero tiende a desarrollar pandeo hacia afuera cuando se exceden el estado de esfuerzo último de la sección.

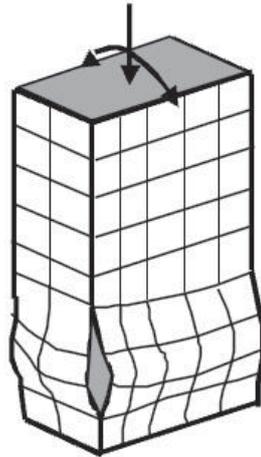


Fig. 2.15 Modo de falla de una sección de acero rellena de concreto (Ge, Usami, 1994)

Las conexiones son los elementos más vulnerables en las estructuras de acero. Las conexiones atornilladas tienden a deslizarse, además muestran estrechamiento en sus lazos de histéresis, reduciendo su capacidad de disipación de energía ante cargas cíclicas. Fallas frágiles en las conexiones soldadas son comunes por lo que se debe tener especial cuidado para reducir las concentraciones de carga en la soldadura. Es ventajoso asegurarse de que el desarrollo de articulaciones plásticas en las vigas se presente lejos de las conexiones viga–columna. Así mismo es conveniente dotar a las conexiones de algún grado de flexibilidad, dando preferencia a las conexiones semirrígidas.

El tipo de mecanismo de colapso de los elementos de la estructura tiene una influencia muy importante en la ductilidad total de la estructura, así como en su disipación de energía. Los elementos que deben fallar ante un terremoto deben estar predeterminados y asegurarse de que ningún otro tipo de mecanismo de falla tenga lugar. El sistema

columna fuerte–viga débil es el más adecuado, este requiere la formación de muchas articulaciones plásticas lo cual se muestra claramente en la figura 2.16.

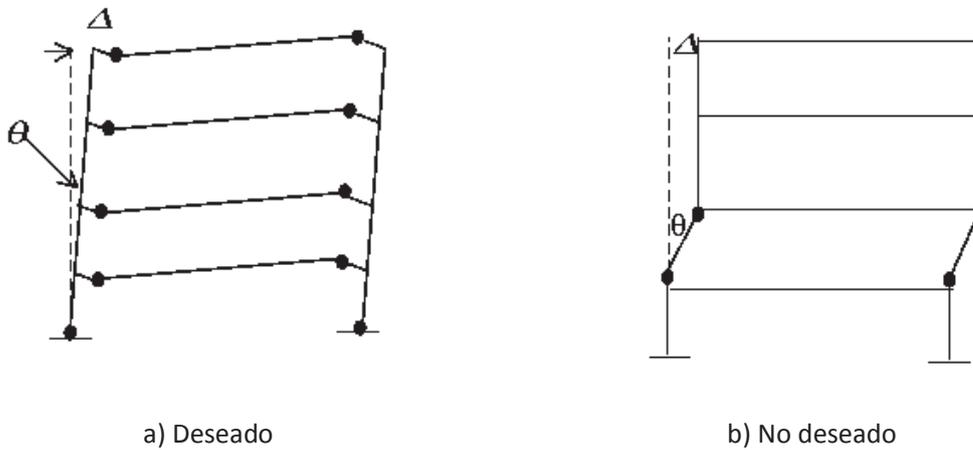


Fig. 2.16 Mecanismo de falla deseado y no deseado

## **CAPITULO 3**

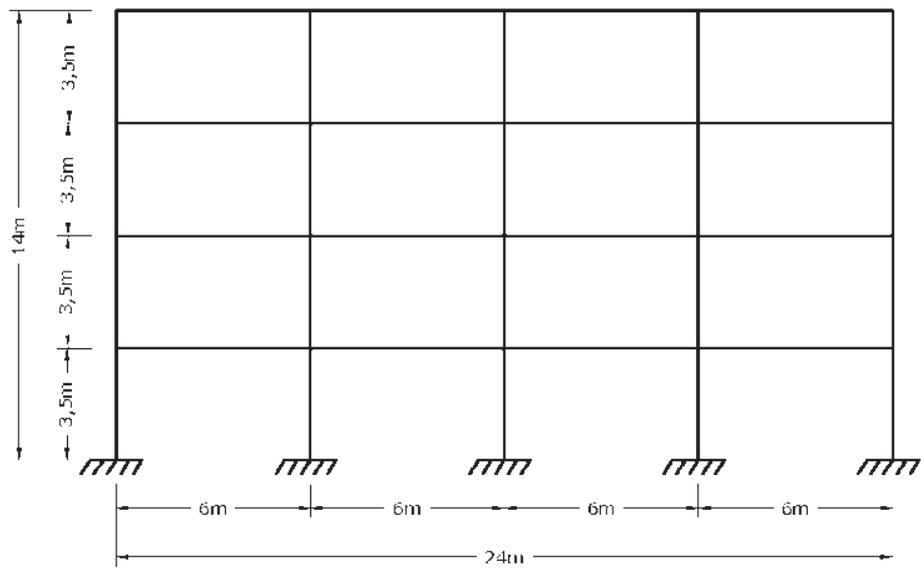
### **Características de los modelos estructurales**

### 3.1 Características

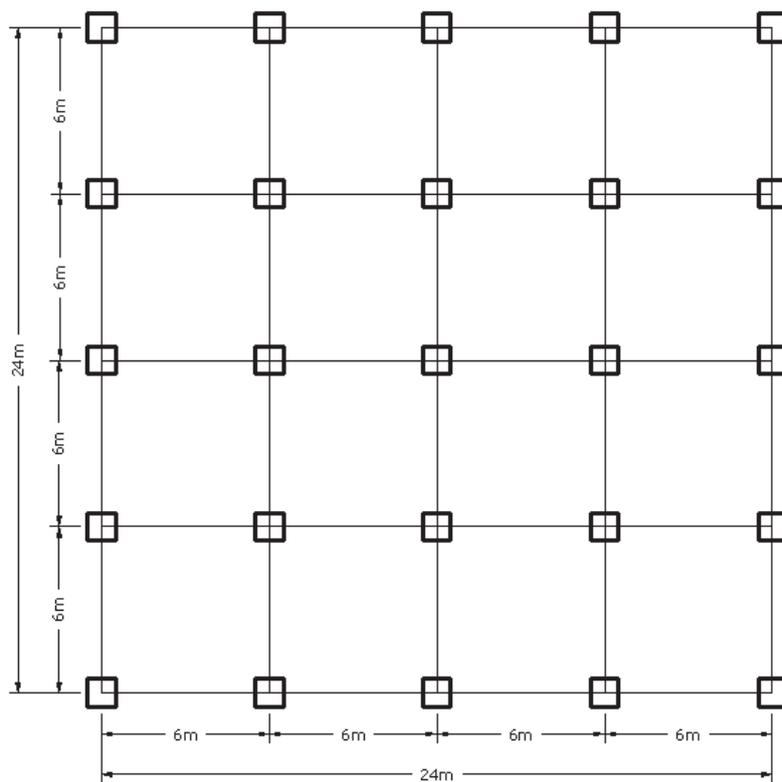
Los modelos estructurales utilizados en el presente trabajo corresponden a un edificio de concreto reforzado y uno de acero estructural A36. Ambos edificios están formados por losas macizas de concreto armado en los entrepisos. Las características geométricas de ambos edificios son idénticas; además de que son simétricos en planta y elevación. Los edificios fueron modelados tridimensionalmente sin elementos rigidizantes, están formados por cinco marcos planos con claros de 6.0 *m*, en dos direcciones ortogonales, y cuatro niveles de 3.5 *m* de altura, las características geométricas de los modelos estructurales se muestran en la figura 3.1. Los edificios fueron modelados utilizando el software comercial SAP2000 v11.

Se han propuesto estas características geométricas teniendo en cuenta los criterios básicos de estructuración, simetría en rigidez y en masas, que conduzca una respuesta favorable ante acciones sísmicas. Es sabido que formas asimétricas en planta pueden provocar vibraciones torsionales al edificio. También formas rectangulares en planta con una relación largo–ancho muy elevada puede conducir a un comportamiento desfavorable. Otros aspectos de estructuración que es conveniente evitar son: la irregularidad en la elevación del edificio, presencia de alas muy alargadas, distribución asimétrica de las cargas o concentraciones de las mismas en pisos superiores, entre otras. Es por esto que conviene que la estructura sea en la medida de lo posible lo más: sencilla, regular, simétrica y continua. El marco tridimensional de los modelos analizados en este trabajo es completamente simétrico por lo que se puede esperar un comportamiento favorable ante acciones sísmicas.

Para fines de diseño se considera que los edificios de concreto y acero son de uso habitacional y están localizados en Morelia Michoacán, región que corresponde a un terreno tipo II, zona C de acuerdo con la zonificación sísmica de la República Mexicana que proporciona el manual de obras civiles de la CFE. Además los detalles constructivos de los edificios cumplen con los requisitos de las NTC del RCDF2004 para tomar un factor de ductilidad  $Q=2$ . Esto se verá con más detalle en el siguiente capítulo.



a) Elevación



b) Planta

Fig. 3.1 Planta y elevación de los edificios de acero y concreto

## **CAPITULO 4**

### **Análisis y diseño de los edificios**

#### 4.1 Losa de concreto

Las losas son elementos estructurales que trabajan principalmente a flexión debido a las cargas que recibe normales a su plano. La finalidad de estos elementos es proporcionar una superficie horizontal útil a las edificaciones y se caracterizan por ser muy grandes en planta y de peralte relativamente pequeño.

Las losas de concreto se pueden clasificar de acuerdo a la forma en que están apoyadas, identificándose esencialmente tres tipos:

1) **Losas en una dirección:** se caracterizan por estar apoyadas en vigas o muros únicamente en dos de sus extremos, quedando libre en sus otros dos extremos, este tipo de losas tienen un comportamiento similar al mostrado por las vigas y puede ser representado como un conjunto de vigas paralelas que tienen un metro de ancho como se muestra en la figura 4.1.

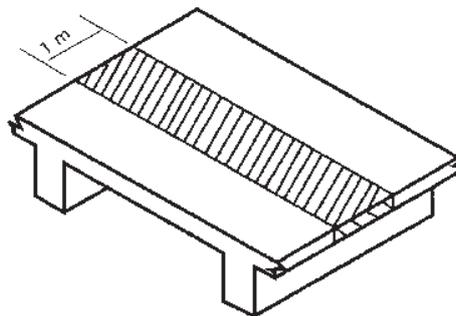


Fig. 4.1 Representación del comportamiento de una losa en una sola dirección (Gonzales et al, 2005)

2) **Losas perimetralmente apoyadas:** se encuentran apoyadas en vigas o muros a lo largo de todo su perímetro lo que hace que estos elementos trabajen en dos direcciones. A diferencia de las losas en una sola dirección estas presentan una curvatura en cada dirección ortogonal (curvatura doble).

3) **Losas planas:** están apoyadas directamente sobre columnas. El tipo de falla común en este tipo de losas es por cortante que sucede cuando la columna penetra la losa, lo que

hace a este factor crítico, que debe ser considerado en el proceso de diseño de una losa plana.

#### 4.1.1 Diseño de la losa de los modelos estructurales

En este trabajo se diseñó la losa de concreto reforzado que será utilizada tanto en el edificio de concreto como en el de acero. La losa se encuentra apoyada en todo su perímetro por las vigas, así que el diseño se realizó utilizando el método de coeficientes especificado en las normas técnicas complementarias (NTC) del reglamento de construcciones del distrito federal (RCDF2004), que se puede aplicar a losas apoyadas en su perímetro para tableros rectangulares. Los datos necesarios para efectuar el diseño son los siguientes:

Material: Concreto clase 2

$$f'c = 200 \text{ kg/cm} \text{ (Concreto clase 2)}$$

$$f *c = 0.8f'c = 0.8(200) = 160 \text{ kg/cm}^2$$

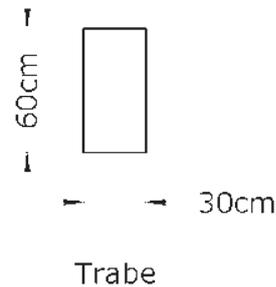
$$f''c = 0.85f *c = 0.85 \left( \frac{160 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) = 136 \text{ kg/cm}^2$$

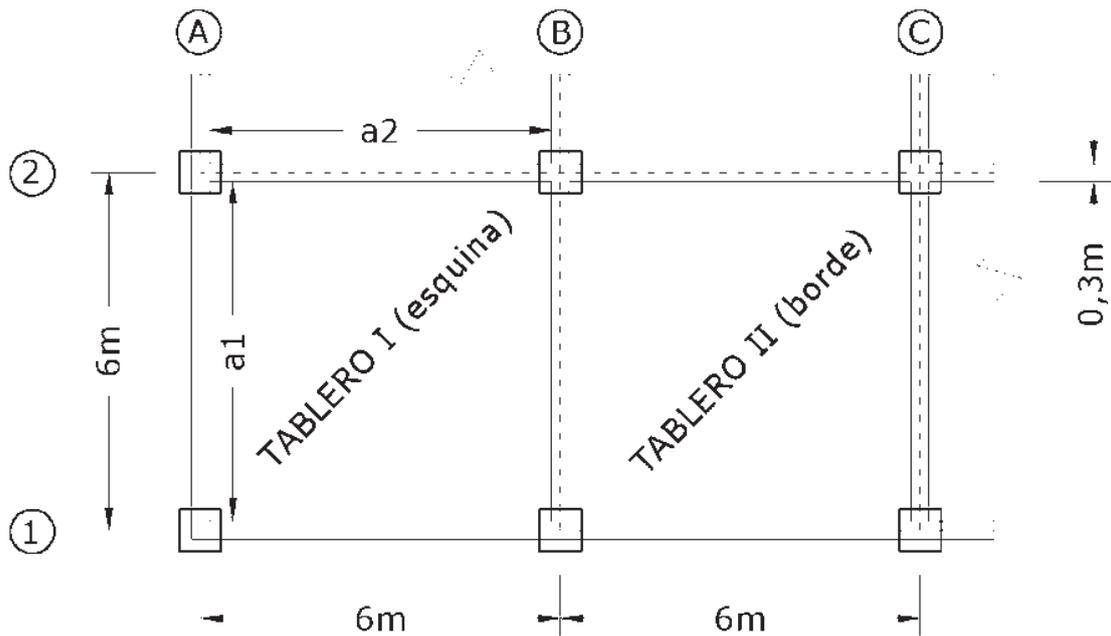
$$E_c = 8000 * \sqrt{f'c}$$

$$f_s = 0.6f_y$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$





#### 4.1.1.1 Cálculo del Peralte

Debemos determinar el perímetro del tablero I que es el más desfavorable ya que se encuentra en esquina y tiene dos lados discontinuos. Para calcular el perímetro debemos incrementar el perímetro en un 25 por ciento por cada lado discontinuo del tablero, así tenemos:

$$\text{Perimetro} = (600) * (2) + 1.25 * (600)(2) = 2700\text{cm}$$

#### a) Losa de Entrepiso

Se puede usar un espesor de losa tentativo con la finalidad de obtener el peso propio de la losa para realizar un análisis de cargas preliminar de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$e = \frac{\text{Perimetro}}{180} = \frac{6(4)}{180} = 13.33 \approx 14\text{cm}$$

Haciendo el análisis de cargas para un peralte total de losa de 14 cm, tenemos:

<b>LOSA DE ENTREPISO</b>					
<b>Elemento</b>	<b>Peso Específico</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>Peso</b>
<b>Losa de Concreto</b>	2400	Kg/m <sup>3</sup>	0.14	m	336
<b>Plafón de yeso</b>	1500	Kg/m <sup>3</sup>	0.02	m	30
<b>Entortado</b>	2100	Kg/m <sup>3</sup>	0.03	m	63
<b>Piso (terrazo)</b>	55	Kg/m <sup>2</sup>	1		55
<b>Muros (divisorios, Tabique)</b>	1200	Kg/m	0	m	0
<b>Peso Muerto Adicional</b>	40	Kg/m <sup>2</sup>	1		40
<b>Carga Viva (Habitacional)</b>	170	Kg/m <sup>2</sup>	1		170
<b>TOTAL LOSA DE ETREPISO</b>		Kg/m <sup>2</sup>			694

$$w_{losa\ de\ entrepiso} = 694\ kg/m^2$$

Para que no sea necesario calcular un factor de corrección se debe cumplir que:

$$w \leq 380\ kg/m^2\ y\ f_s \leq 2520\ kg/cm^2$$

$$f_s = 0.6f_y = 0.6 \left( 4200 \frac{kg}{cm^2} \right) = 2520\ kg/cm^2$$

$$2520\ kg/cm^2 \leq 2520\ kg/cm^2\ (\text{Cumple})$$

$$694\ kg/cm^2 > 380\ kg/m^2\ (\text{No cumple})$$

Como en este caso no cumple una de las dos condiciones, calcularemos el factor de corrección ( $C_{corrección}$ ) con la siguiente fórmula:

$$F_{corrección} = 0.032 \sqrt[4]{f_s * w}$$

$$F_{corrección} = 0.032 \sqrt[4]{2520(694)} = 1.164$$

Una vez obtenido el factor de corrección obtenemos el perímetro corregido

$$Perimetro\ corregido = 1.164(2700\ cm) = 3142.8\ cm$$

El peralte efectivo de la losa se calcula como sigue:

$$d_{min} = \frac{3142}{250} = 12.57 \approx 13\ cm$$

Una vez obtenido el peralte efectivo ya podemos calcular el peralte total  $h$  de la losa de concreto:

$$h = d_{min} + recubrimiento = 13cm + 2cm = 15cm$$

$$h = 15cm \text{ (Losa de entrepiso)}$$

### b) Losa de Azotea

Para hacer el análisis de cargas en la losa de azotea se propone el peralte obtenido en la losa de entrepiso:  $h = 15cm$

<b>LOSA DE AZOTEA</b>					
<b>Elemento</b>	<b>Peso Específico</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Unidad</b>	<b>Peso</b>
<b>Losa de Concreto</b>	2400	Kg/m <sup>3</sup>	0.15	m	360
<b>Entortado</b>	2100	Kg/m <sup>3</sup>	0.03	m	63
<b>Enladrillado</b>	1600	Kg/m <sup>3</sup>	0.02	m	32
<b>Relleno por Pendientes</b>	1600	Kg/m <sup>3</sup>	0.13	m	208
<b>Plafón de yeso</b>	1500	Kg/m <sup>3</sup>	0.02	m	30
<b>Peso Muerto Adicional</b>	40	Kg/m <sup>2</sup>	1		40
<b>Carga Viva Adicional (&lt;5%)</b>	100	Kg/m <sup>2</sup>	1		100
<b>TOTAL LOSA DE AZOTEA</b>		Kg/m <sup>2</sup>			833

$$w_{losa\ de\ azotea} = 833\ kg/m^2$$

De nuevo se debe checar la condición  $w \leq 380kg/m^2$ , como tampoco se cumple procedemos a calcular el factor de corrección:

$$F_{corrección} = 0.032^4 \sqrt{2520(833)} = 1.218$$

$$Perimetro\ corregido = 1.218(2700cm) = 3288.7cm$$

$$d_{min} = \frac{3288.7}{250} = 13.15 \approx 13cm$$

$$h = d_{min} + recubrimiento = 13cm + 2cm = 15cm$$

$$h = 15cm \text{ (Losa de azotea)}$$

Hacemos la corrección en las cargas distribuidas en las losas:

$$w_{entrepiso} = \text{Peso propio} + \text{cargas} = 360 \text{ kg/cm}^2 + 358 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{entrepiso} = 718 \text{ kg/m}^2$$

$$w_{azotea} = 833 \text{ kg/m}^2$$

Hemos obtenido el mismo peralte  $h = 15\text{cm}$  tanto para losa de azotea como para losa de entrepiso. Los valores del peralte los necesitamos para obtener las cargas muertas en el análisis de cargas.

#### 4.1.1.2 Armado de la losa

A partir de este momento se procederá a diseñar la losa para las condiciones más críticas, es decir se diseñará para el tablero I (de esquina) y para la carga de azotea  $w_{azotea} = 833 \text{ kg/m}^2$

Ahora se procede a calcular la carga de diseño usando un factor de carga,  $F.C. = 1.4$

$$w_u = 1.4(833 \text{ kg/cm}^2) = 1166.2 \text{ kg/m}^2$$

#### Cálculo de momentos en las franjas centrales

Cálculo de los claros  $a_1$  y  $a_2$ , su relación  $m$  y el factor  $10^{-4}wa_1^2$

$$a_1 = a_2 = 600 \text{ cm} - 30 \text{ cm} = 570 \text{ cm}$$

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{570}{570} = 1$$

$$10^{-4}wa_1^2 = 10^{-4}(1166.2 \text{ kg/cm}^2)(5.7)^2 = 3.79 \text{ kg} - m/m$$

Los cálculos de momentos se presentan en la tabla 4.1 se toman los coeficientes  $\alpha$  de la [tabla 6.1] de las NTC del RCDF2004, dicha tabla se muestra en la tabla 4.3 de este

documento. El momento  $M_i$  se calcula multiplicando el valor del coeficiente por el factor  $10^{-4}w\alpha_1^2$  calculado previamente.

Tabla 4.1 Cálculo de momentos usando los coeficientes de las NTC del RCDF.

Tablero	Momento	Claro	$\alpha_i$	$M_i$ (kg-m)
<b>De esquina</b> Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en bordes interiores	corto	<b>324</b>	1228*
		largo	324	1228
	Negativo en bordes discontinuos	corto	<b>190</b>	720
		largo	190	720
	Positivo	corto	137	519
		largo	137	519
<b>De borde</b> Un lado corto discontinuo	Negativo en bordes interiores	corto	315	1194* - (1228)
		largo	297	1126
	Negativo en borde discontinuo	largo	190	720
	Positivo	corto	133	504
		largo	129	489

Nota: Los momentos calculados marcados con un asterisco en la tabla 4.1 son momentos en el borde común del eje B y tienen valores diferentes de momento en cada uno. Por lo que se debe tomar el mayor de los dos. Este valor aparece entre paréntesis en la tabla.

#### 4.1.1.3 Cálculo del refuerzo

El porcentaje de acero mínimo puede ser tomado en la forma simplificada como:

$$\rho_{min} = 0.002$$

La separación de las barras no debe exceder de ninguno de los siguientes valores

$$s \leq \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5h \end{cases}$$

$$3.5h = 3.5 * 15 = 52.5 \text{ cm} > 50 \text{ cm}$$

Por lo que:  $s_{max} = 50cm$

De acuerdo con las NTC debemos reducir el peralte efectivo en 2 cm para el cálculo del refuerzo en el lecho superior para losas con espesor menor o igual a 20 cm. Esto cuando no se puede tener un control estricto en la construcción y puede existir una variación en el peralte efectivo de la losa. Tomando en cuenta esta recomendación se calcularán dos valores de  $F_Rbd^2f''_c$

a) Lecho inferior (momento positivo);  $d = 13 cm$

$$F_Rbd^2f''_c = 0.9(100)(13)^2(136) = 2,068,560$$

b) Lecho superior (momento negativo);  $d = 11 cm$

$$F_Rbd^2f''_c = 0.9(100)(11)^2(136) = 1,481,040$$

Los resultados del refuerzo se muestran en la tabla 4.2:

Tabla 4.2 Cálculo del refuerzo

signo	$d$ (cm)	$M_i$ (kg-m)	$Q$	$\omega$	$\rho$ calculado	$\rho$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$s$ (cm) (barras No. 3)
-	11	1,228	0.083	0.087	0.0028	0.0028	3.1	23.0
-	11	1,228	0.083	0.087	0.0028	0.0028	3.1	23.0
-	11	720	0.049	0.05	0.0016*	0.0020	2.2	32.4
-	11	720	0.049	0.05	0.0016*	0.0020	2.2	32.4
+	13	519	0.025	0.025	0.0008*	0.0020	2.6	27.4
+	13	519	0.025	0.025	0.0008*	0.0020	2.6	27.4
-	11	1,228	0.083	0.087	0.0028	0.0028	3.1	23.0
-	11	1,126	0.076	0.078	0.0025	0.0025	2.8	25.6
-	11	720	0.049	0.05	0.0016*	0.0020	2.2	32.4
+	13	504	0.024	0.024	0.0008*	0.0020	2.6	27.4
+	13	489	0.024	0.024	0.0008*	0.0020	2.6	27.4

Donde:

$F_R = 0.9$  (Factor de resistencia a flexión)

$$Q = \frac{M_i}{F_R b d^2 f''_c}$$

$\omega$  ; (Se obtiene de la gráfica para diseño por flexión; figura 4.4)

$$\rho = \frac{\omega * f''_c}{f_y}$$

$A_s = \rho * (d * 100 \text{ cm})$  ; (Área de acero por cada metro de ancho de la losa)

$s = 100 \frac{A_b}{A_s}$  ; (Separación del refuerzo)

$A_b = \text{Área de la barra} = \pi((3/8)(2.54 \text{ cm}))^2(1/4) = 0.7172 \text{ cm}^2$  ; (Usando barra del No. 3)

En donde los valores de  $\rho$  calculados resultan menores de  $\rho_{min} = 0.002$  (se muestran con un asterisco), se toma el valor de  $\rho_{min}$  para calcular el  $A_s$ . Las separaciones calculadas en ningún caso exceden la separación máxima permitida  $s_{max} = 50 \text{ cm}$ .

#### 4.1.1.4 Revisión por cortante

Normalmente las losas están sujetas principalmente a esfuerzos de flexión pero por seguridad es conveniente revisar estos elementos por cortante. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario puede ser calculada con la siguiente expresión:

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d\right) w \left[0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2}\right]$$

Este valor de cortante  $V$  debe incrementarse en un 15% cuando en el tablero existan bordes continuos y bordes discontinuos. La resistencia a cortante de la losa se puede calcular con la expresión:

$$V_c = 0.5 F_R b d \sqrt{f * _c}$$

$F_R = 0.8$  (Factor de resistencia a cortante y torsión)

Sustituyendo valores:

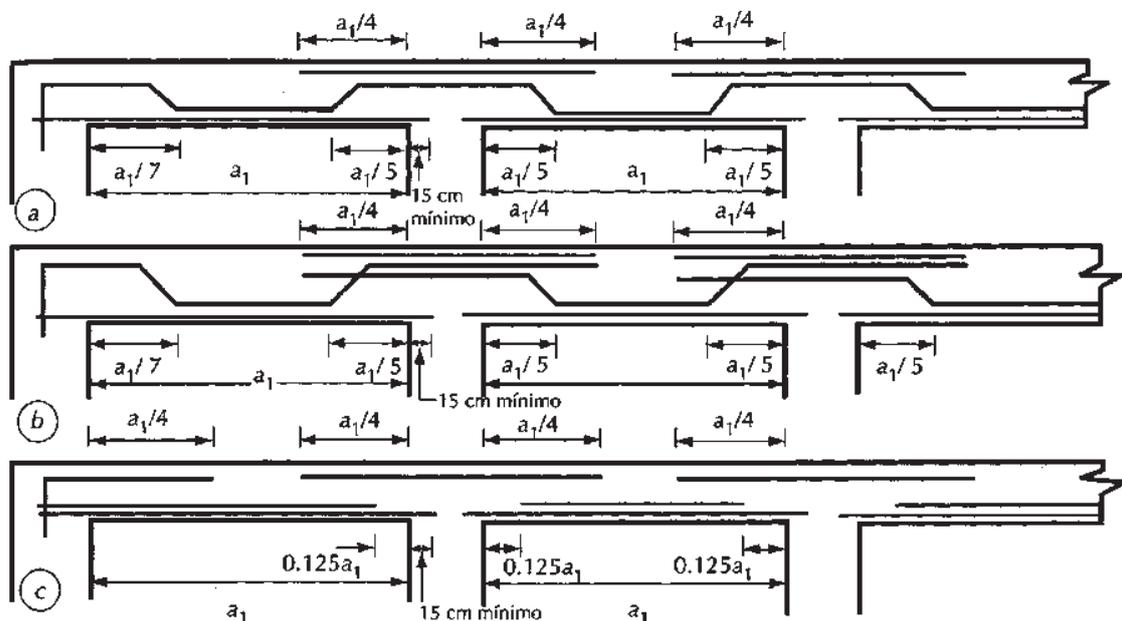
$$V = (1.15) \left( \frac{5.7}{2} - 0.13 \right) (1166.2) \left( 0.95 - 0.5 \frac{5.7}{5.7} \right) = 1641.54 \text{ kg}$$

$$V_c = (0.5)(0.9)(100)(13)\sqrt{160} = 7400 \text{ kg}$$

$V \ll V_c$ ; Por lo tanto el diseño es adecuado por cortante

#### 4.1.1.5 Croquis del armado de la losa de los modelos estructurales

Para hacer el croquis del armado de la losa es necesario seguir algunas recomendaciones comunes. Estas recomendaciones se presentan en la figura 4.2 y son validas cuando los tableros y las condiciones de carga de estos son semejantes.



Notas: a) Los dobleces son a 45°. b) En losas perimetralmente apoyadas, los cortes y dobleces se hacen en función del claro corto para el refuerzo en ambas direcciones. c) En el apoyo extremo debe proporcionarse un anclaje adecuado a partir del paño de apoyo.

Fig. 4.2 Recomendaciones comunes para el armado de losas (Gonzales et al, 2005)

Siguiendo estas recomendaciones se propone el armado que se muestra en la figura 4.3. Este armado es válido en ambos sentidos ya que se trata de una losa cuadrada, en caso de que no sea así se debe mostrar un croquis para cada sentido de la losa. Las separaciones se proponen en base a los resultados en la tabla de refuerzo. Se observa que se tienen separaciones a cada 30 cm para las zonas con momento positivo. En las zonas de momento negativo se proponen combinaciones de bastones y columpios a cada 20 cm

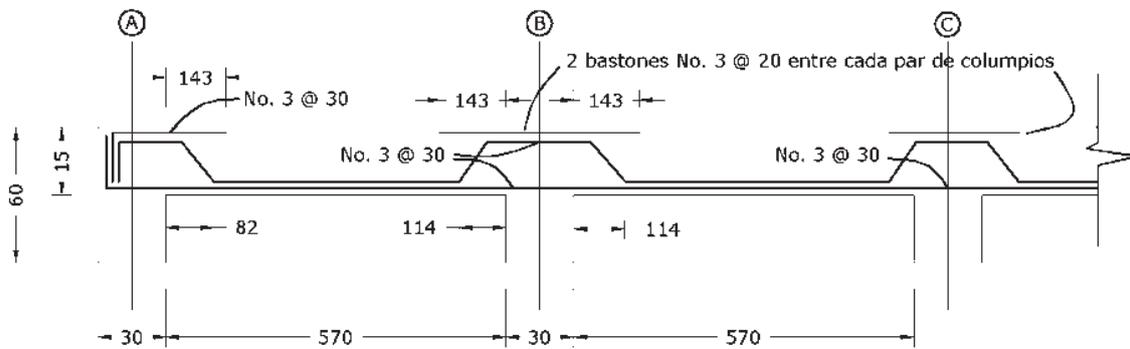


Fig. 4.3 Croquis de armado de la losa de los modelos estructurales

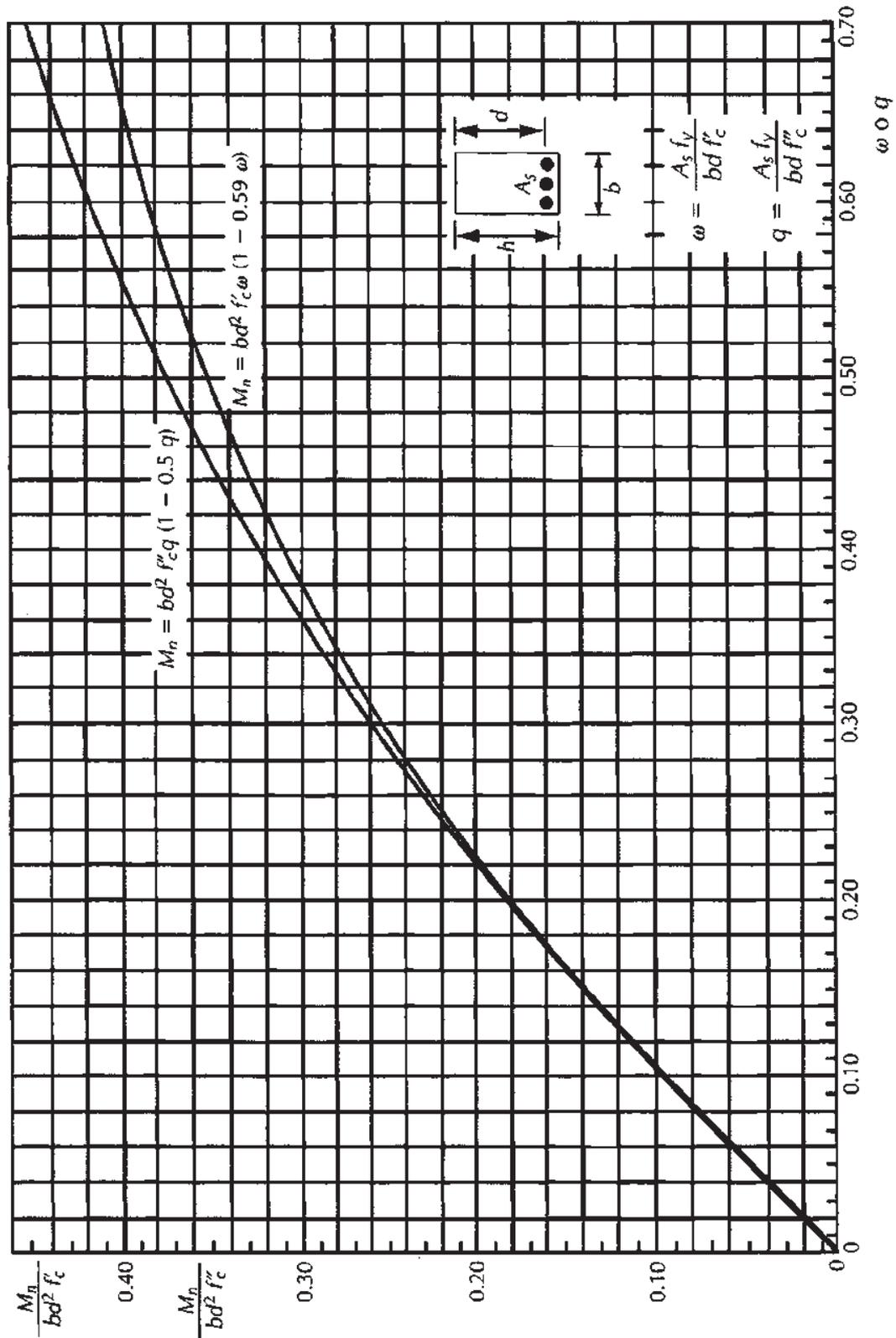


Fig. 4.4 Grafica para diseño por flexión (Gonzales et al, 2005)

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I <sup>2</sup>	II <sup>3</sup>	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
Positivo	largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135	
	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135	
largo discontinuo	largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144	
	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311	
Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes dis.	corto	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
		largo	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135	
	largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144	
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153	
	largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153	
Extremo Tres bordes discontinuos un lado lar- go continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	Neg. en bordes disc.	corto	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
Positivo	corto	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	
	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	
Extremo Tres bordes discontinuos un lado cor- to continuo	Neg. en borde cont.	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Neg. en borde disc.	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Positivo	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0	
	largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	
Aislado Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

<sup>1</sup> Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

<sup>2</sup> Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

<sup>3</sup> Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} w a_1^2$ , dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si  $w$  está en  $\text{kN/m}^2$  (en  $\text{kg/m}^2$ ) y  $a_1$  en m, el momento da en  $\text{kN-m/m}$  (en  $\text{kg-m/m}$ )

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

Tabla 4.3 Coeficientes de momento flexionante para tableros rectangulares, franjas centrales

(NTRCDF, 2004)

## 4.2 Tipos de Análisis

Los modelos de los edificios del presente trabajo fueron diseñados para los siguientes criterios de carga: 1) *Carga muerta y carga viva*, 2) *Carga muerta, carga viva y carga accidental de sismo*.

### 1) *Carga muerta y carga viva*

La carga muerta corresponde a las cargas que el edificio tiene que soportar de manera constante, tales como el peso propio del edificio, equipos instalados, etc. La carga viva se refiere a las cargas que no son constantes durante la vida útil de la estructura y esta depende principalmente de las condiciones de uso del edificio. En las NTC del RCDF2004 se proponen los siguientes valores para cuantificar las cargas vivas (tabla 4.4):

Tabla 4.4 Cargas vivas unitarias (Kg/m<sup>2</sup>)

Destino de piso o cubierta	W	W <sub>a</sub>	W <sub>m</sub>	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250	2
c) Aulas	100	180	250	3 y 4
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350	
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	40	250	350	5

g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W <sub>m</sub>	0.9W <sub>m</sub>	W <sub>m</sub>	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	5	20	40	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250	10

De acuerdo con el RCDF la carga viva máxima,  $W_m$  se debe usar para el diseño por fuerzas gravitacionales, la carga viva instantánea,  $W_a$  se debe usar para el diseño por cargas accidentales como lo son el sismo y el viento y la carga media  $W$  se debe emplear para el cálculo de asentamientos diferidos y cálculo de flechas diferidas. Para consultar lo referente a las observaciones y mayor detalle del uso de esta tabla consúltese el Reglamento de construcciones del Distrito Federal (2004).

## **2) Carga accidental de sismo**

Las cargas accidentales son aquellas externas a las condiciones de funcionamiento convencional de los edificios pero que pueden alcanzar intensidades significativas durante lapsos breves de tiempo y comprometer la integridad de la propia estructura. En este tipo de cargas se incluyen por ejemplo; Las acciones sísmicas, viento, granizada o nevada, explosiones, entre otras. El ingeniero estructurista deberá diseñar el edificio tomando en cuenta los efectos de estas cargas de acuerdo con el tipo de carga accidental que pueda regir de acuerdo a la ubicación y características propias de la estructura. En el presente rige el diseño por sismo.

De acuerdo con el RCDF2004 debe diseñarse la estructura considerando la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Debe considerarse la

acción sísmica actuando al 100% en su componente paralela más un 30% en su componente ortogonal.

#### 4.2.1 Factores de carga

De acuerdo con el RCDF, para combinaciones de carga que incluyan acciones permanente y acciones variables, es decir carga muerta y carga viva se utilizará un **factor de carga de 1.4** y para combinaciones de carga que incluyan el efecto de acciones permanente, para acciones variables más cargas accidentales se debe usar un **factor de carga de 1.1**. Las acciones de diseño y las combinaciones de las mismas se presentan en las tablas 4.5 y 4.6.

Tabla 4.5 Acciones de diseño

Acciones de diseño	Nomenclatura
Carga muerta	CM
Carga viva	CV
Sismo en X	sis-x
Sismo en Y	sis-y

Tabla 4.6 Combinaciones de diseño

Combinaciones de acciones	Nomenclatura	Factor de carga
CM + CV ultima	CMCVu	1.4
CM + CV + sis-x ultima	sis-x-u	1.1
CM + CV + sis-y ultima	sis-y-u	1.1

#### 4.3 Análisis de cargas

El análisis de cargas para los edificios tanto de concreto como de acero se supone idéntico ya que ambos tendrán las mismas condiciones de carga viva y carga muerta ya que para ambos se utilizó la misma losa de concreto reforzado, condiciones de uso, terminados,

relleno por pendientes en azotea etc. Lo único que influirá en la diferencia en peso entre ambos edificios será el peso propio de sus elementos estructurales.

Se considera que los edificios son de uso habitacional por lo que la carga viva de entrepiso de acuerdo con las NTC del RCDF2004 corresponde a  $170 \text{ kg/m}^2$ . Así mismo se considera una carga viva de azotea con pendiente  $<5\%$  de  $100 \text{ kg/cm}^2$ .

En la figura 4.5 se muestra el esquema general de las cargas que deben ser consideradas para el análisis de los edificios, en este trabajo se considero que no hay peso muerto de muros divisorios de tabique.

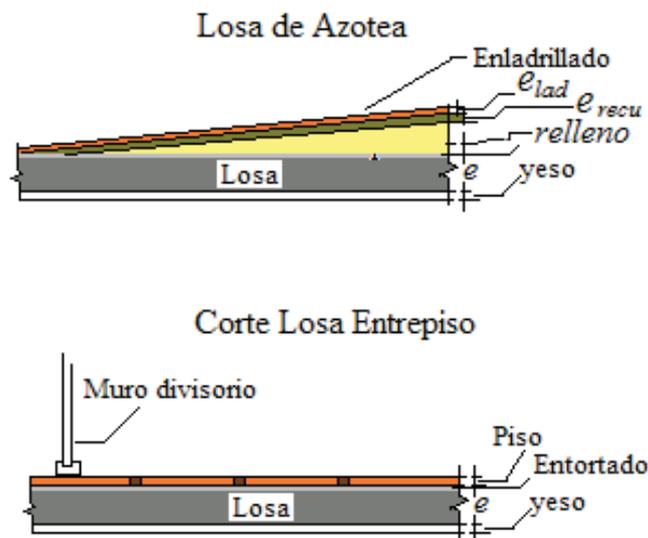


Fig. 4.5 Esquema de las cargas muertas en Azotea y Entrepiso de un edificio

La tabla 4.7 muestra el análisis de cargas donde por comodidad en el análisis empleando del software SAP 2000 v11 se subdivide el total de carga viva y carga muerta. Nótese que en este análisis no se considera el peso propio de los elementos estructurales ya que estos son tomados en cuenta dentro del mismo software de análisis.

Tabla 4.7 Análisis final de cargas de los modelos estructurales

Área del tablero =	36	m <sup>2</sup>			
	Peso Específico	Unidad	Cantidad	Unidad	Peso
<b>LOSA DE AZOTEA (Kg)</b>					
Losa de Concreto	2400	Kg/m <sup>3</sup>	0,15	m	360
Entortado	2100	Kg/m <sup>3</sup>	0,03	m	63
Enladrillado	1600	Kg/m <sup>3</sup>	0,02	m	32
Relleno por Pendientes	1600	Kg/m <sup>3</sup>	0,13	m	208
Plafón de yeso	1500	Kg/m <sup>3</sup>	0,02	m	30
Peso Muerto Adicional	40	Kg/m <sup>2</sup>	1		40
Carga Viva Adicional (<5%)	100	Kg/m <sup>2</sup>	1		100
<b>TOTAL CARGA VIVA</b>		<b>Kg/m<sup>2</sup></b>			<b>100</b>
<b>TOTAL CARGA MUERTA</b>		<b>Kg/m<sup>2</sup></b>			<b>733</b>
<b>TOTAL LOSA DE AZOTEA</b>		<b>Kg/m<sup>2</sup></b>			<b>833</b>
<b>LOSA DE ENTREPISO</b>					
Losa de Concreto	2400	Kg/m <sup>3</sup>	0,15	m	360
Plafón de yeso	1500	Kg/m <sup>3</sup>	0,02	m	30
Entortado	2100	Kg/m <sup>3</sup>	0,03	m	63
Piso (terrazo)	55	Kg/m <sup>2</sup>	1		55
Muros (divisorios, Tabique)	1200	Kg/m	0	m	0
Peso Muerto Adicional	40	Kg/m <sup>2</sup>	1		40
Carga Viva (Habitacional)	170	Kg/m <sup>2</sup>	1		170
<b>TOTAL CARGA VIVA</b>		<b>Kg/m<sup>2</sup></b>			<b>170</b>
<b>TOTAL CARGA MUERTA</b>		<b>Kg/m<sup>2</sup></b>			<b>548</b>
<b>TOTAL LOSA DE ETREPISO</b>		<b>Kg/m<sup>2</sup></b>			<b>718</b>

Una vez que tenemos los totales de carga viva y carga muerta en las losas de entrepiso y azotea se procede a calcular las áreas tributarias que le corresponden a cada elemento. En la figura 4.6 se muestran las áreas tributarias del modelo del edificio del presente trabajo. Se aprecia que las vigas que se encuentran en los marcos exteriores solo les corresponde un área tributaria de 9m<sup>2</sup>, mientras que las vigas de marcos internos deben soportar la carga equivalente a un área tributaria de 18m<sup>2</sup>.

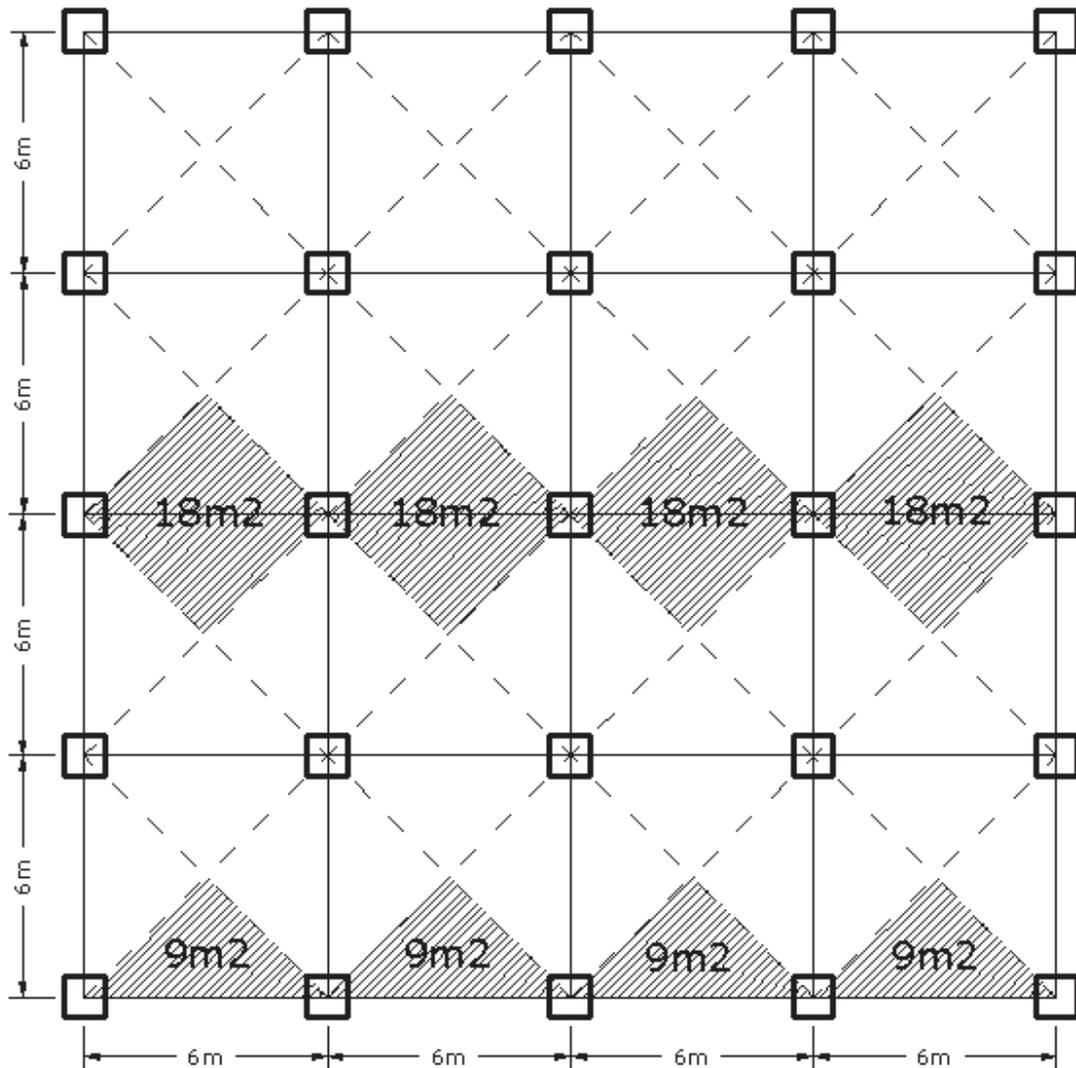


Fig. 4.6 Áreas tributarias

Una vez calculados los totales de cargas muerta y viva en  $\text{kg/m}^2$  y las áreas tributarias en las que estas estarán actuando, se procede a calcularlas como áreas uniformemente distribuidas en las vigas de la siguiente forma:

Tabla 4.8 Equivalente de cargas triangulares a cargas repartida en los marcos

<b>Marcos exteriores: A, E, 1, 3</b>				
Área tributaria =		9	m <sup>2</sup>	
Longitud =		6	m	

	Carga muerta		Carga viva	
	Entrepiso	Azotea	Entrepiso	Azotea
Carga (kg/m <sup>2</sup> )	548	733	170	100
Wt (kg)	4932	6597	1530	900
Carga repartida (kg/m)	822	1099	255	150

b) Marcos exteriores

<b>Marcos interiores: B, C, D, 2, 3, 4</b>				
Área tributaria =		18		
Longitud =		6		

	Carga muerta		Carga viva	
	Entrepiso	Azotea	Entrepiso	Azotea
Carga (kg/m <sup>2</sup> )	548	733	170	100
Wt (kg)	9864	13194	3060	1800
Carga repartida (kg/m)	1644	2199	510	300

a) Marcos interiores

En la figura 4.7 se muestran la designación de los ejes para que el lector pueda ubicar fácilmente los marcos a continuación detallados.

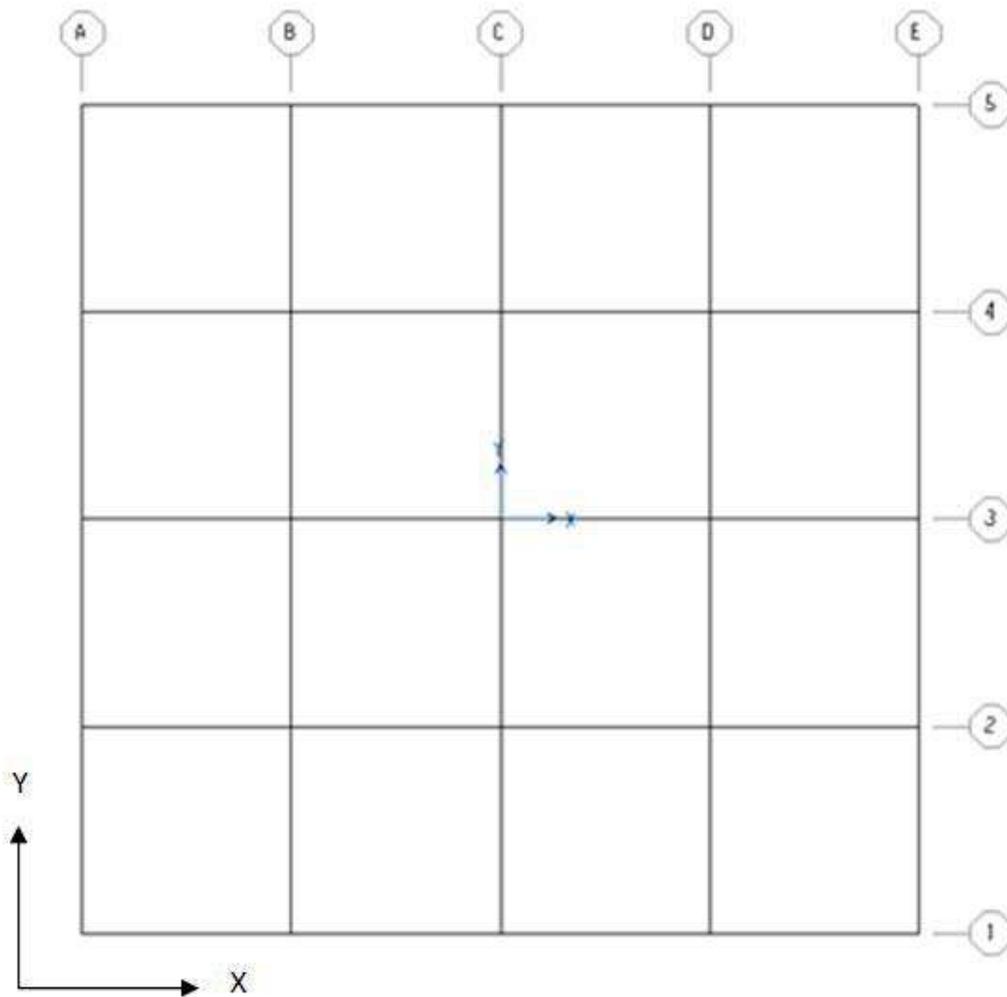
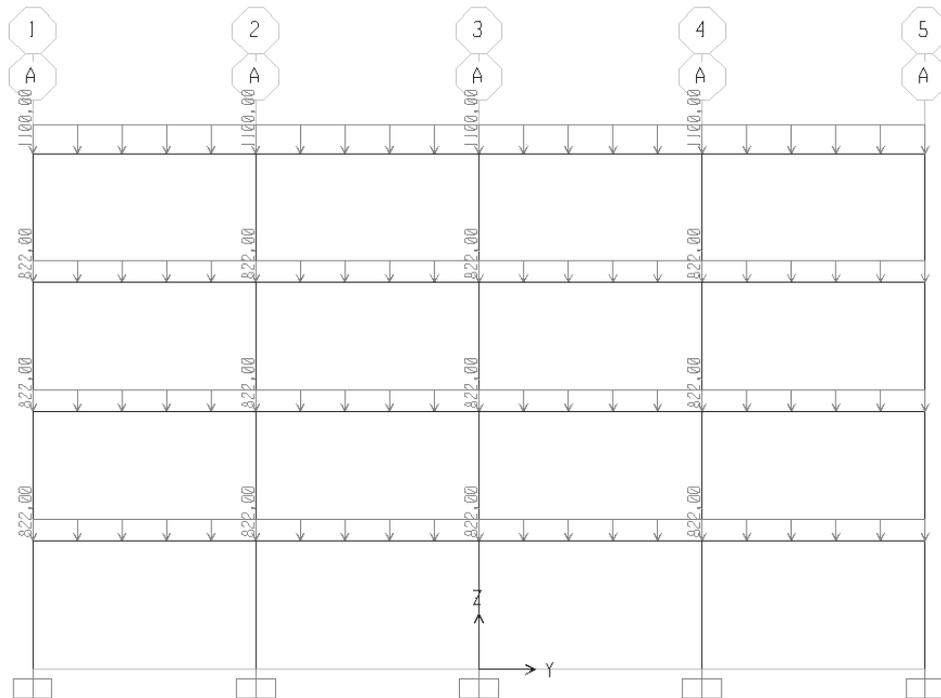
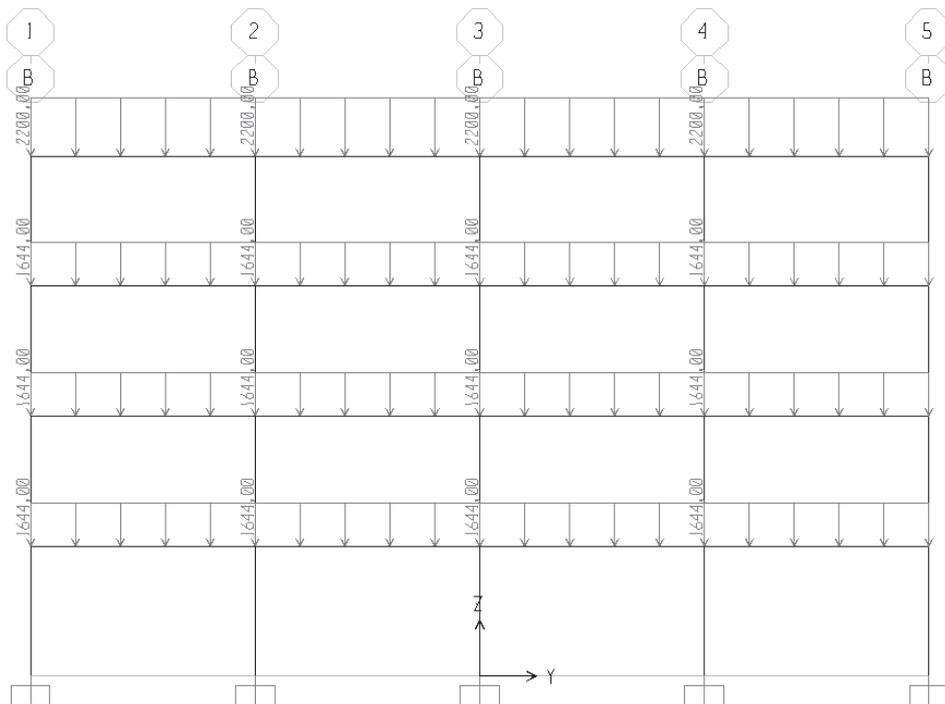


Fig. 4.7 Ejes en planta de los edificios de concreto y acero (SAP2000)

Las cargas en los marcos de los modelos de los edificios se muestran en las figuras 4.8 y 4.9. Estas cargas son idénticas tanto para el edificio de concreto como el de acero y como se mencionó con anterioridad el programa SAP2000 asigna automáticamente el peso propio de los elementos estructurales por lo que no se incluyen en este análisis de cargas.



a) Marcos Externos



b) Marcos internos

Fig. 4.8 Carga muerta asignada a los modelos de concreto y acero (SAP2000)



## 4.4 Análisis dinámico

### 4.4.1 Generalidades

El análisis dinámico empleado en este trabajo es del tipo modal espectral. Este tipo de análisis usa conjuntamente los modos de vibrar de la estructura y los espectros de diseño. Se parte de que en un instante dado se puede definir la posición de las masas de un sistema de varios grados de libertad como la sumatoria de los desplazamientos multiplicados por un coeficiente de participación de cada uno de los modos de vibrar del sistema:

$$u_n(t) = \sum p_j \phi_j(t) Z_{nj} \quad (4.1)$$

donde  $u_n(t)$  corresponde al desplazamiento de la masa  $n$  en un sistema de varios grados de libertad,  $p_j$  es el coeficiente de participación del modo  $j$ ,  $\phi_j(t)$  es una función que proporciona el desplazamiento relativo de la masa de periodo y amortiguamiento iguales al modo  $j$  que se esté analizando pero en un sistema de un grado de libertad y  $Z_{nj}$  es un vector modal.

La excitación sísmica se puede definir con un registro de aceleraciones en el tiempo, a la gráfica resultante de este se le conoce como acelerograma  $\ddot{s}(t)$ . Es posible definir la función  $\phi_j(t)$  resolviendo la ecuación equilibrio dinámico o ecuación de movimiento (4.2) ampliamente conocida:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + ku = 0 \quad (4.2)$$

Entonces la ecuación 4.1 resuelve el problema ya que nos permite conocer los desplazamientos de cada masa del sistema de varios grados de libertad que representa a una estructura.

En el análisis espectral interesa la respuesta máxima que generará un temblor en el periodo de vida de una estructura ya que no es posible predecir con exactitud qué forma tendrá el acelerograma de un evento sísmico. Los espectros de diseño que se utilizan en

México con fines de diseño sísmico corresponden a lo especificado en el RCDF2004 y el Manual de obras civiles de la CFE, en estos códigos se proponen espectros de diseño suavizados que procuran ser un envolvente de los espectros de respuesta elásticos.

#### 4.4.2 Análisis dinámico en los modelos estructurales

##### 4.4.2.1 Consideraciones

Para la modelación dinámica se consideran los dos edificios ubicados en la ciudad de Morelia Michoacán donde corresponde un terreno tipo II, zona C, de acuerdo a la regionalización sísmica de la Republica Mexicana. En la figura 4.10 se muestran los espectros de diseño sísmico que propone el manual de obras civiles de la CFE y el mismo espectro modificado por el factor de reducción,  $Q = 2$ . Este último es el espectro empleado en este trabajo para el análisis dinámico de los modelos estructurales de concreto y acero. Fue supuesto un porcentaje de amortiguamiento crítico del cinco por ciento y del dos por ciento para los edificios de concreto y acero respectivamente.

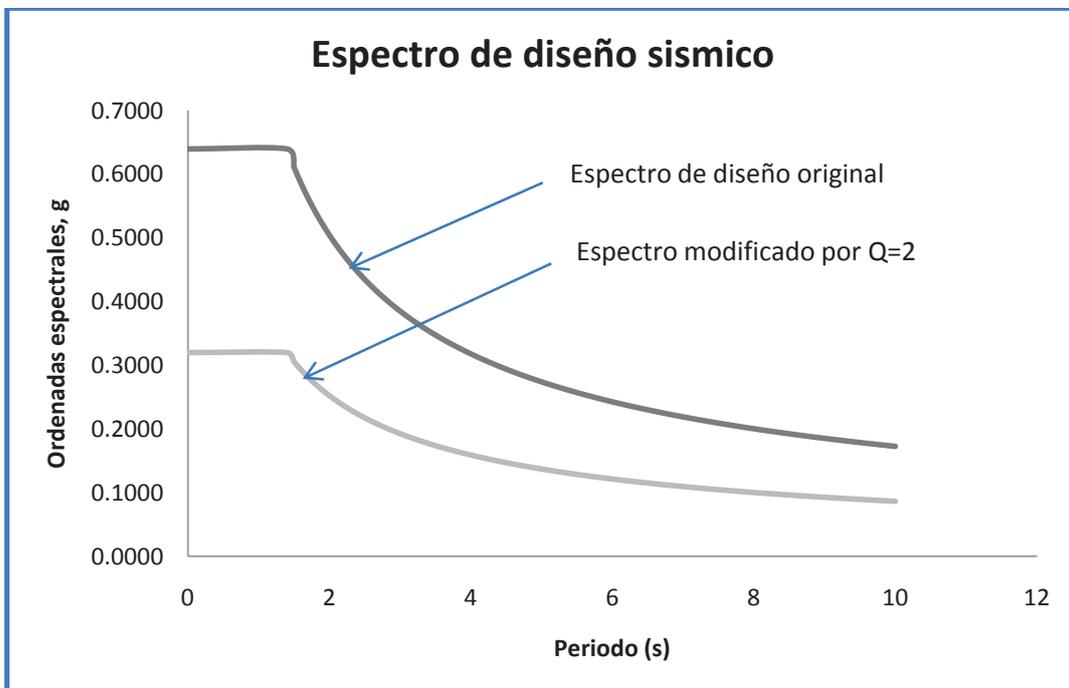


Fig. 4.10 Espectro de diseño para un terreno tipo II, Zona C (Manual de obras civiles CFE)

El peso de la losa se discretizó y se asignó una masa equivalente en cada dirección ortogonal y en cada nodo del edificio que corresponde al peso volumétrico de la losa de concreto multiplicado por su área tributaria. Además se emplea la hipótesis de que los pisos del edificio son diafragmas rígidos. Esta hipótesis reduce los grados de libertad de la estructura y simplifica el problema. Se ha visto que los resultados obtenidos teniendo en consideración que los pisos se comportan como diafragmas rígidos, representan con relativa precisión el comportamiento real de una estructura.

En la modelación de los edificios se emplea un factor de ductilidad  $Q = 2$ , las NTC del RCDF en su apartado de diseño por sismo menciona: “Se usará un valor  $Q = 2$  cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles”. Este factor de ductilidad siendo hasta cierto punto conservador se apega a las características de los modelos de edificios empleados en este trabajo.

#### 4.4.2.2 Asignación de masas a los nodos

Cada nodo deberá tomar el peso total (carga muerta y carga viva) de la losa que le corresponda de acuerdo a su área tributaria. En la figura 4.11 se muestran las áreas tributarias correspondientes a los nodos de esquina, nodos de orilla y nodos centrales.

El cálculo de las masas se realiza como sigue

$$m = Wt/g; \quad \text{Por lo que: } Wt = A * w_{distribuido} \quad ; \quad \text{donde: } A = \text{Área tributaria}$$

Entonces calculamos la masa de la siguiente forma

$$m_{nodo} = A * w_{distribuido}/g$$

Los resultados se muestran en la tabla 4.9. Nótese que el peso total de la losa para entrepiso y azotea se toma del análisis de cargas hecho con anterioridad.

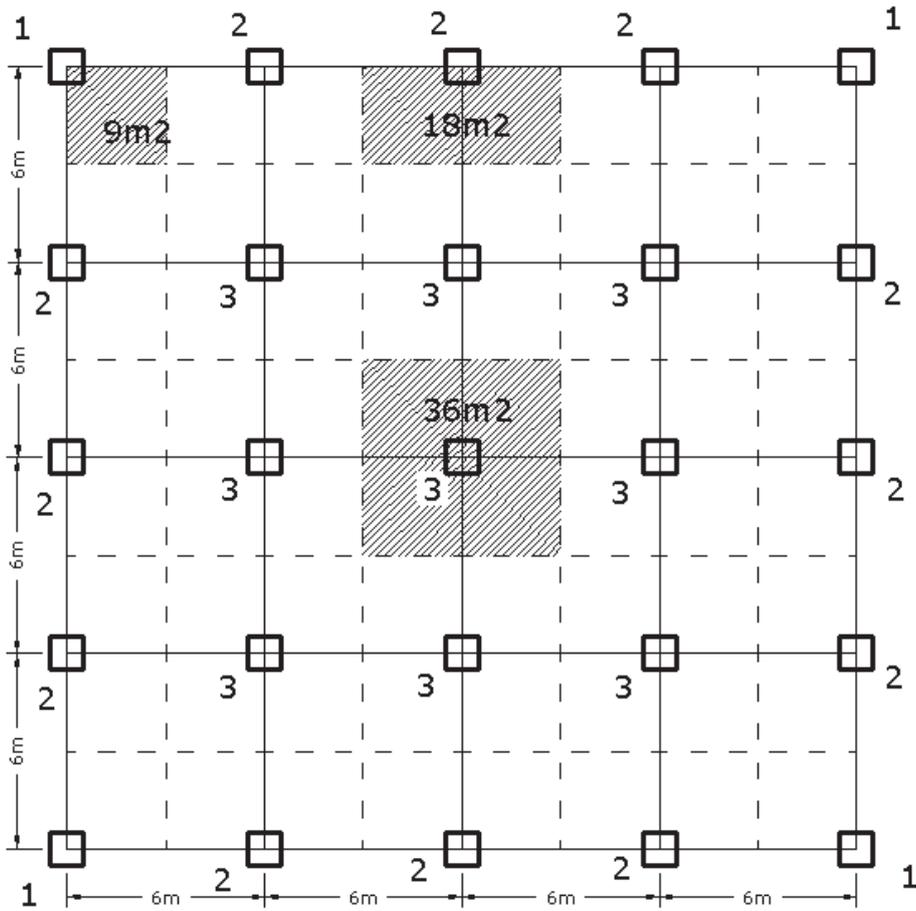


Figura 4.11 Área tributaria para asignación de masa a los nodos

Tabla 4.9 Masas en los nodos

Tipo de Nodo	Ubicación	Área (m <sup>2</sup> )	Peso total de losa (kg/m <sup>2</sup> )		Masa en el nodo (kg*s <sup>2</sup> /m)	
			Entrepiso	Azotea	Entrepiso	Azotea
1	Esquina	9	718	833	658,72	764,22
2	Exterior	18	718	833	1317,43	1528,44
3	Central	36	718	833	2634,86	3056,88

## 4.5 Edificio de concreto

### 4.5.1 Consideraciones generales del diseño

En el edificio de concreto se consideró un “concreto clase 1” para fines de diseño, de acuerdo con la clasificación de las NTC del RCDF2004 con una resistencia nominal a la compresión,  $f'_c$ , de 250 kg/cm<sup>2</sup>, un peso volumétrico de 2.4 t/m<sup>3</sup>, un módulo de elasticidad de:

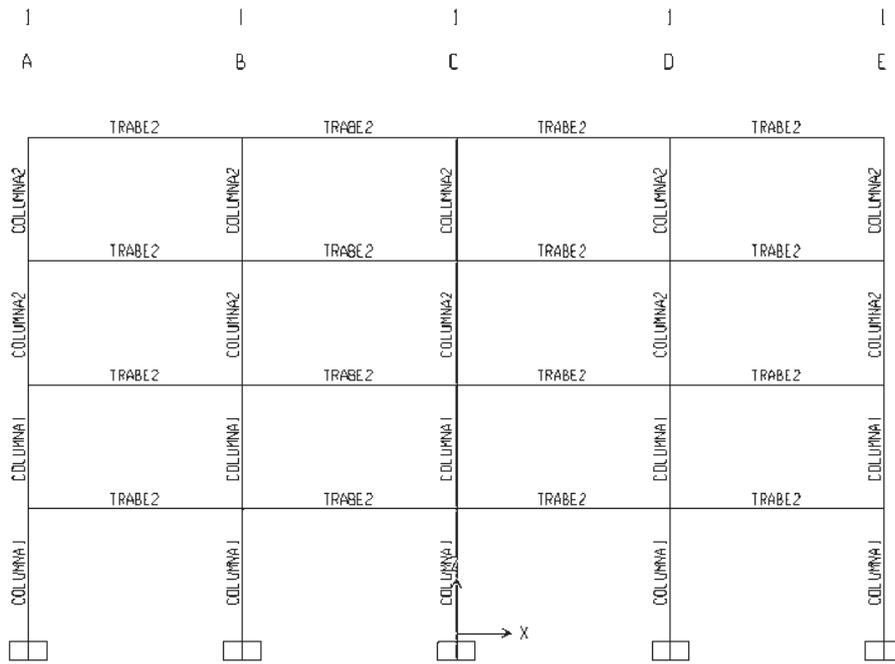
$$E_c = 14000\sqrt{f'_c} = 14000 * \sqrt{250} = 221359.4 \text{ kg/cm}^2.$$

Las columnas se propusieron con una sección cuadrada y las trabes con una sección rectangular. Después de ensayar varios tipos de geometría de las secciones y revisar las recomendaciones propias del diseño en concreto, los elementos estructurales; trabes y columnas, resultan adecuados con las dimensiones de sección transversal mostradas en la tabla 4.10.

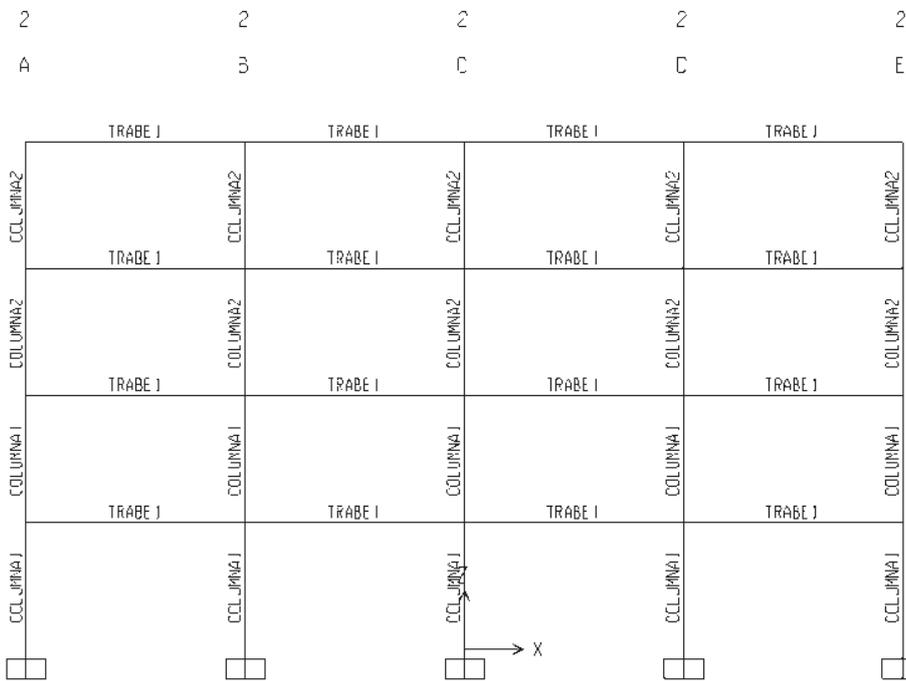
Tabla 4.10 Secciones usadas en el edificio de concreto reforzado

ELEMENTO	DIMENSIONES
<b>COLUMNA1</b>	70 x 70 cm
<b>COLUMNA2</b>	60 x 60 cm
<b>TRABE1</b>	70 x 40 cm
<b>TRABE2</b>	60 x 30 cm

La sección *COLUMNA1* fue utilizada para los primeros dos niveles y la sección *COLUMNA2* para los últimos dos niveles. Así mismo se utilizó la sección *TRABE1* para los marcos internos del edificio y sección *TRABE2* para los marcos externos que deben soportar menos carga. El área de refuerzo necesario para cada elemento fue calculado en base a las NTC del RCDF2004. La distribución de las secciones de concreto utilizadas en el edificio se muestra en las figura 4.12.



a) Marcos externos: Ejes 1, 5, A y E



b) Marcos internos: Ejes 2,3, 4, B, C y D

Fig. 4.12 Secciones de elementos de concreto reforzado(SAP2000)

En la figura 4.13 se presenta el modelo tridimensional del edificio de concreto con las dimensiones de sus elementos estructurales a escala.

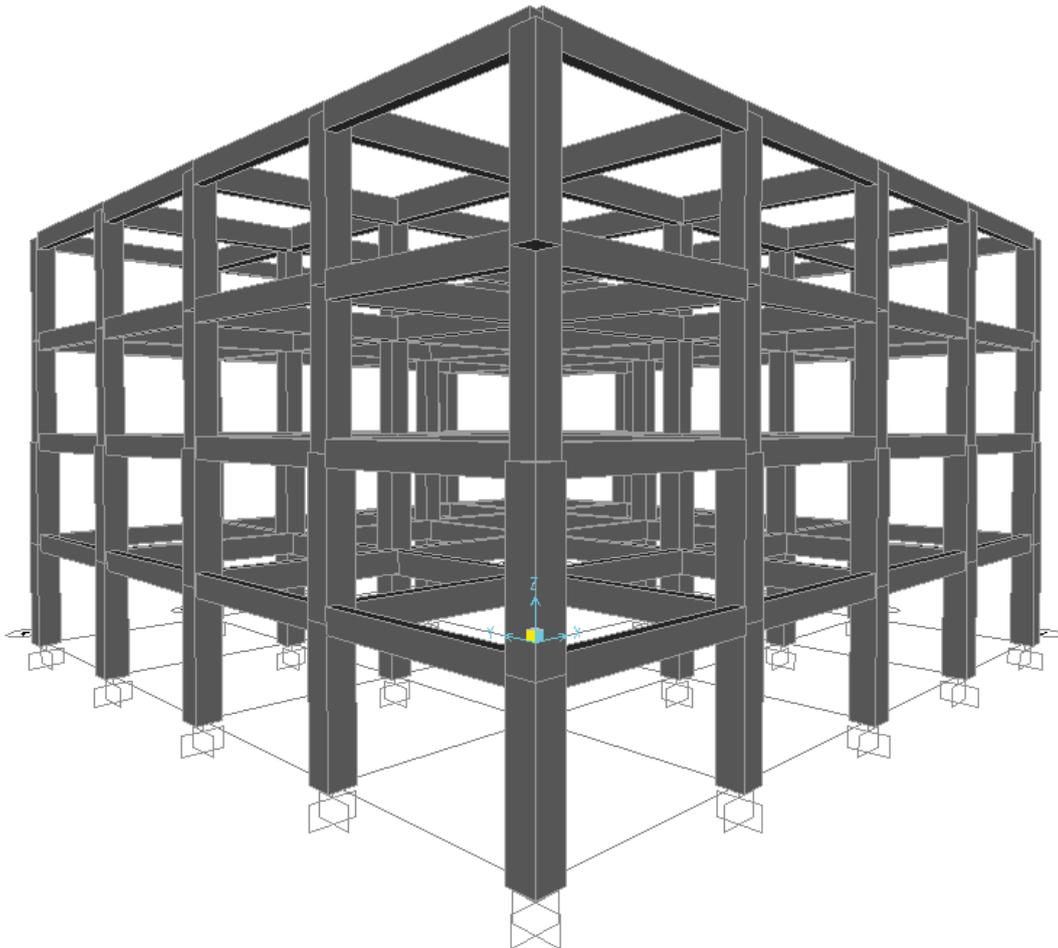


Fig. 4.13 Modelo 3D del edificio de concreto (SAP2000).

#### 4.5.2 Revisión de área de acero

Para cada análisis y diseño ejecutado dentro del programa con unas secciones de vigas y columnas que propone el usuario, se debe verificar que el área de acero refuerzo longitudinal de las secciones transversales de los elementos de concreto se encuentren dentro de los límites permitidos, es decir debe cumplir con lo siguiente:

$$A_{s,min} \leq A_s \leq A_{s,max}$$

Donde:

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$$A_{s,max} = \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000\beta_1}{f_y+6000} bd$$

A continuación se presentan los cálculos de las áreas de acero de refuerzo máximo y mínimo para las secciones de los elementos del modelo estructural que fueron encontradas después de varias iteraciones en el presente trabajo. Estos cálculos se muestran en la tabla 4.11.

Tabla 4.11 Área máxima y mínima de acero de refuerzo a flexión.

TRABE 1 (0.70x0.40m)	
<b>Datos:</b>	
<b>f'c =</b> 250	kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy =</b> 4218	kg/cm <sup>2</sup>
<b>b =</b> 0,4	M
<b>d =</b> 0,7	M
<b>Cálculos:</b>	
<b>fc* =</b> 200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f''c =</b> 170	kg/cm <sup>2</sup>
<b>beta =</b> 0,85	
<b>As min =</b> 7,34716	cm <sup>2</sup>
<b>As max =</b> 56,325448	cm <sup>2</sup>

TRABE 2 (0.60x0.30m)	
<b>Datos:</b>	
<b>f'c =</b> 250	kg/cm <sup>2</sup>
<b>fy =</b> 4218	kg/cm <sup>2</sup>
<b>b =</b> 0,3	M
<b>d =</b> 0,6	M
<b>Cálculos:</b>	
<b>fc* =</b> 200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f''c =</b> 170	kg/cm <sup>2</sup>
<b>beta =</b> 0,85	
<b>As min =</b> 4,7231743	cm <sup>2</sup>
<b>As max =</b> 36,209217	cm <sup>2</sup>

En la figura 4.14 se muestra la forma en que el software de análisis y diseño SAP2000 despliega los resultados en pantalla del análisis de los elementos de concreto reforzado después de ejecutado el análisis. El marco mostrado en esta figura corresponde al marco del eje 3. Los elementos se muestran con colores para indicar si los elementos propuestos

cumplen con las especificaciones del reglamento o no. Además estos indican el nivel de esfuerzos al que están sometidos en forma de una relación esfuerzo permisible - esfuerzo real. En el marco notamos colores verde y naranja de los elementos estructurales del marco, por ejemplo, para este caso las columnas aparecen en naranja lo que significa que estas están sometidas al nivel de esfuerzo máximo pero aun sin rebasar las recomendaciones del RCDF. Las vigas se muestran en color verde, esto quiere decir que el nivel de esfuerzos al que están sometidas las vigas es considerablemente inferior al que podrían soportar cumpliendo con los lineamientos del reglamento de construcciones. Cuando los elementos aparecen en color rojo se hace necesario proponer una sección más robusta ya que el software nos indica de esta forma visual cuando una sección es inapropiada para un determinado elemento estructural del edificio. Además el software nos indica las áreas de acero de refuerzo longitudinal necesarias para cada elemento estructural. En este caso los valores se muestran en  $cm^2$ . Para el caso de las columnas notamos que solamente se muestra un valor, el cual corresponde al área de acero necesaria para soportar un determinado esfuerzo axial, principalmente, pero en el caso de las vigas se nos proporcionan tres valores y esto se debe a que como trabajan principalmente a flexión y como sabemos su nivel de esfuerzos causados por el momento flexionante varia a lo largo de la longitud de la viga se requieren diferentes cuantías de acero a lo largo de esta. Además notamos que estas cuantías de acero están dentro de lo límites máximo y mínimo que recomienda el RCDF.

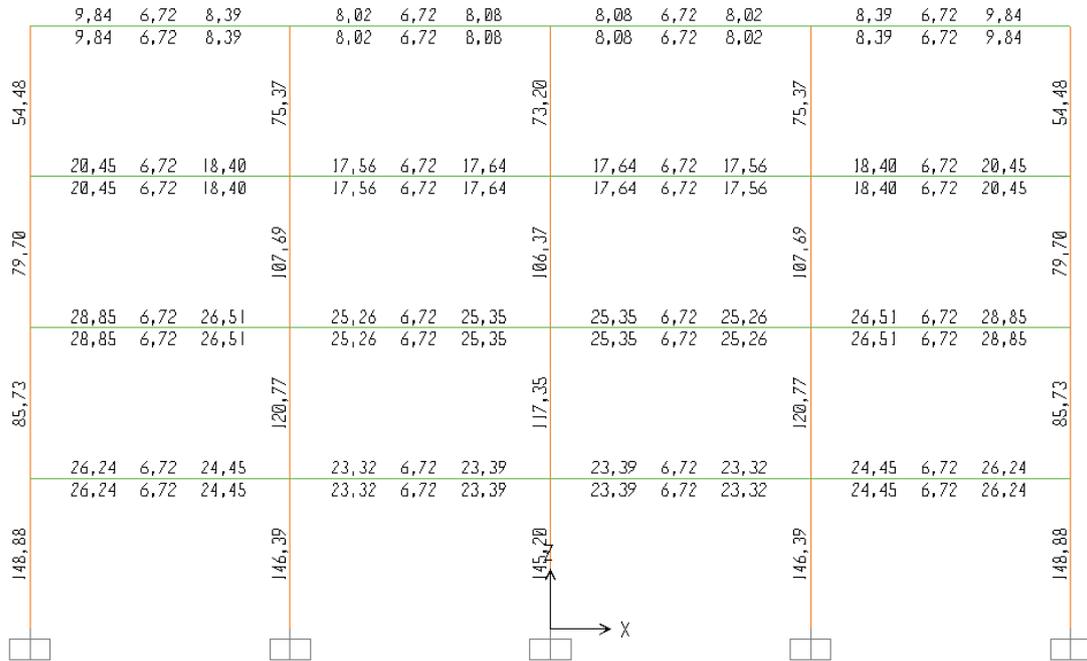


Figura 4.14 Visualización de resultados obtenidos del SAP2000 correspondientes al diseño de elementos de concreto en el marco del eje 3 (SAP2000).

### 4.5.3 Armado de los elementos de concreto

Debido a que resulta muy impráctico constructivamente proponer un armado personalizado para cada elemento estructural que compone al edificio de concreto, fueron propuestos solo algunos tipos de armados que adoptaran varios de los elementos estructurales que estén sometidos a una serie de elementos mecánicos de características similares. Así algunos elementos quedarán un poco sobrados pero esto se ve recompensado con las ventajas que se obtiene en los procedimientos constructivos al estandarizar el armado de varios elementos de concreto.

#### 4.5.3.1 Columnas

Las columnas de los edificios diseñados para cargas verticales sin considerar las cargas por sismo, trabajan principalmente a carga axial ya que los valores por cortante o momento que le generen los miembros con los que se conectan son relativamente bajos comparado con su nivel de esfuerzo a carga axial. En la tabla 4.12 se muestran los elementos mecánicos producidos por las diferentes combinaciones de carga en la columna central del marco central del edificio. Es claro que la carga axial más importante es originada por las acciones verticales (CMCVu), sin embargo estas acciones escasamente demandan fuerzas cortantes o momentos flexionantes a diferencia de la carga accidental por sismo que induce un alto nivel de estos elementos mecánicos en las columnas. La columna debe ser diseñada para la combinación de esfuerzos más desfavorable.

Tabla 4.12 Elementos mecánicos inducidos para las diferentes combinaciones de carga

Combo	Carga Axial (ton)		Cortante (ton)		Momento (t-m)	
	Tensión	Compresión	(+)	(-)	(+)	(-)
CMCVu	-	-173.4	0	0	0	0
sis-x-u	0	-136.23	31.1	-31.1	109.35	-109.35
sis-y-u	0	-136.23	32.37	-32.37	76.76	-76.75

Los valores de área de acero longitudinal  $A_s$  resultantes del diseño del edificio de concreto que ejecuta el software SAP2000 con base al reglamento del Distrito Federal son los valores que fueron tomados para proponer los armados que tiene cada columna del edificio de concreto. Estos valores de área de acero longitudinal,  $A_s$ , son resultado de los cálculos que realiza el software en base a la aplicación de los lineamientos y recomendaciones de las NTC del RCDF04.

El primer armado que fue elegido es para soportar las acciones a las que está sometida la columna crítica; es decir la columna central del marco central. El número de barras se calcula con la siguiente sencilla relación:

$$\text{No. de barras requeridas} = \frac{A_s}{A_b}$$

Donde:

$A_s$  = Área de acero de refuerzo requerido

$A_b$  = Área de la barra de refuerzo

En la tabla 4.13 se presentan los 8 armados que satisficieron las demandas de área de acero que se obtienen con el programa de análisis y diseño SAP2000 de acuerdo a las solicitaciones a las que se somete el edificio de concreto.

Tabla 4.13 Tipos de armado de columnas

<b>Armado1 (<math>A_s = 148.88 \text{ cm}^2</math>)</b>		
<b>Dimensiones =</b>	COLUMNA1 (70 x 70)	
<b>Refuerzo longitudinal =</b>	14 barras del no. 12	
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 4 @ 35	(central)
	Estribos del No. 4 @ 17	(extremos)
<b>Armado2 (<math>A_s = 136.18 \text{ cm}^2</math>)</b>		
<b>Dimensiones =</b>	COLUMNA1 (70 x 70)	
<b>Refuerzo longitudinal =</b>	12 barras del no. 12	
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 4 @ 35	(central)
	Estribos del No. 4 @ 17	(extremos)
<b>Armado3 (<math>A_s = 85.73 \text{ cm}^2</math>)</b>		
<b>Dimensiones =</b>	COLUMNA1 (70 x 70)	
<b>Refuerzo longitudinal =</b>	8 barras del no. 12	
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 4 @ 35	(central)
	Estribos del No. 4 @ 17	(extremos)
<b>Armado4 (<math>A_s = 55.57 \text{ cm}^2</math>)</b>		
<b>Dimensiones =</b>	COLUMNA1 (70 x 70)	
<b>Refuerzo longitudinal =</b>	8 barras del no. 10	
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 35	(central)
	Estribos del No. 3 @ 17	(extremos)
<b>Armado5 (<math>A_s = 107.69 \text{ cm}^2</math>)</b>		
<b>Dimensiones =</b>	COLUMNA2 (60 x 60)	
<b>Refuerzo longitudinal =</b>	10 barras del no. 12	
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 4 @ 30	(central)
	Estribos del No. 4 @ 15	(extremos)
<b>Armado6 (<math>A_s = 79.70 \text{ cm}^2</math>)</b>		
<b>Dimensiones =</b>	COLUMNA2 (60 x 60)	
<b>Refuerzo longitudinal =</b>	10 barras del no. 10	
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 30	(central)
	Estribos del No. 3 @ 15	(extremos)
<b>Armado7 (<math>A_s = 58.18 \text{ cm}^2</math>)</b>		
<b>Dimensiones =</b>	COLUMNA2 (60 x 60)	
<b>Refuerzo longitudinal =</b>	8 barras del no. 10	
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 30	(central)
	Estribos del No. 3 @ 15	(extremos)
<b>Armado8 (<math>A_s = 36.00 \text{ cm}^2</math>)</b>		
<b>Dimensiones =</b>	COLUMNA2 (60 x 60)	
<b>Refuerzo longitudinal =</b>	8 barras del no. 8	
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 30	(central)
	Estribos del No. 3 @ 15	(extremos)

El número de barras empleadas en los armados de las columnas debe cumplir con el área de acero requerida de acuerdo a los reglamentos de construcción, pero también debe cumplir con algunas recomendaciones para el acomodo de las barras y los estribos que proponen los manuales de diseño en concreto. En la figura 4.14 se muestran las formas más comunes de armado de barras y estribos para columnas. La separación de estribos en columnas se calculó manualmente aplicando las recomendaciones de las NTC del RCDF04 de que la separación no debe ser mayor que:

$$s \leq \begin{cases} 48d_b \\ b/2 \\ \frac{850d_b}{\sqrt{f_y}} \end{cases}$$

Donde:

$d_b$  = diámetro de la barra

$b$  = Ancho de la sección transversal

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

En la tabla 4.13 se presenta el resumen del diseño de las columnas para el edificio completo. En la columna izquierda se encuentra la ubicación de la columna y en las columnas derechas el tipo de armado recomendado para cada nivel del edificio.

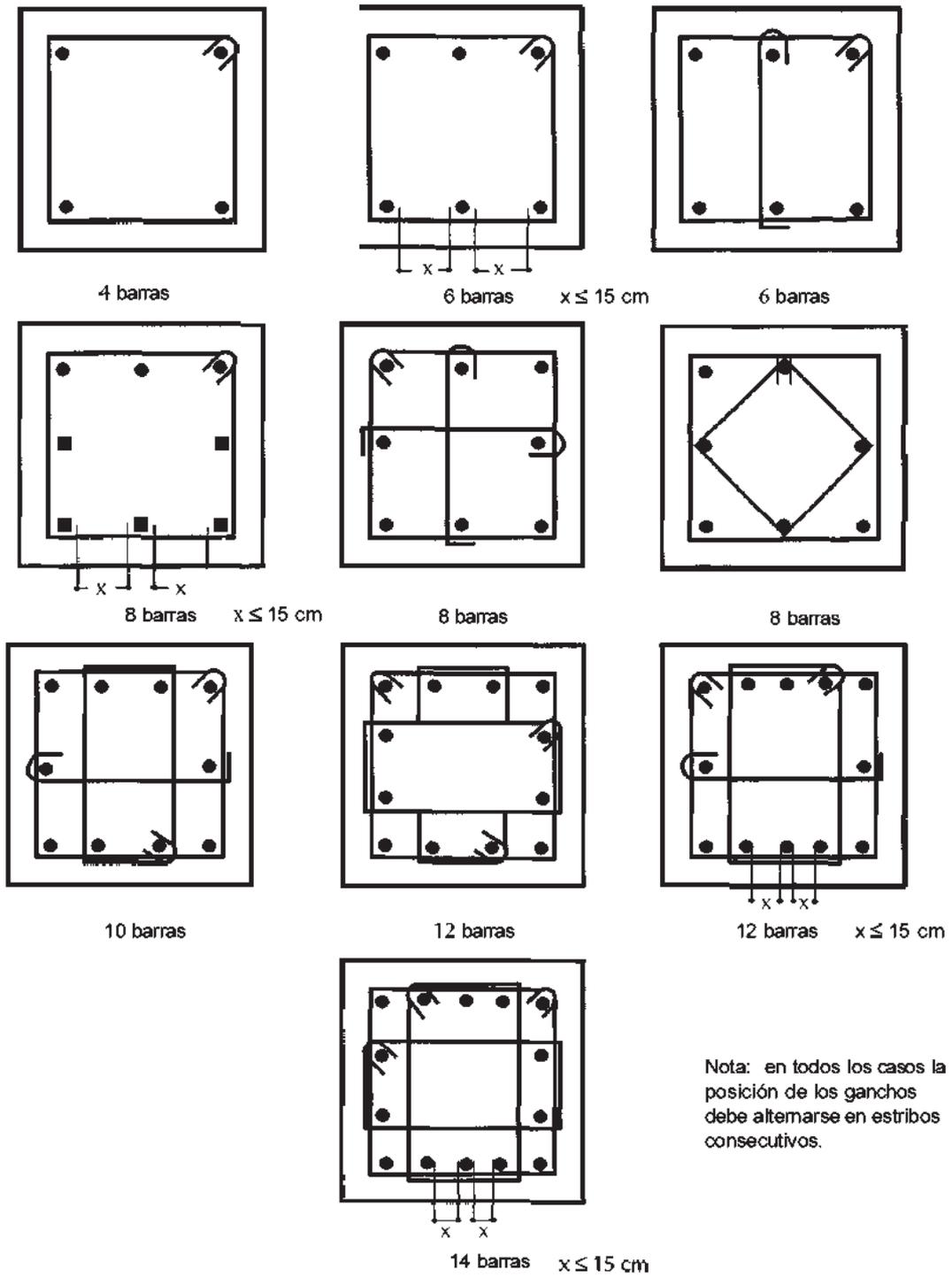


Fig. 4.16 Formas de armado comunes en columnas (Gonzales et al, 2005)

Tabla 4.14 Resultados del diseño de las columnas en el edificio de concreto

RESUMEN DEL DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO					
Ubicación		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4
X	Y				
A	1	Armado2	Armado4	Armado7	Armado8
A	2	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
A	3	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
A	4	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
A	5	Armado2	Armado4	Armado7	Armado8
B	1	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
B	2	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
B	3	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
B	4	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
B	5	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
C	1	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
C	2	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
C	3	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
C	4	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
C	5	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
D	1	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
D	2	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
D	3	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
D	4	Armado1	Armado2	Armado5	Armado6
D	5	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
E	1	Armado2	Armado4	Armado7	Armado8
E	2	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
E	3	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
E	4	Armado1	Armado3	Armado6	Armado7
E	5	Armado2	Armado4	Armado7	Armado8

#### 4.5.3.2 Trabes

Para proponer el armado de las trabes es necesario extraer los resultados del diseño que arroja el SAP2000. Entre los resultados que se necesitaron para hacer las propuestas de los armados se encuentra el área de acero de refuerzo longitudinal para compresión y tensión. Solo basta proponer una cierta cantidad de barras que sumen el área de refuerzo requerida. Cuando los edificios se diseñan solo por cargas verticales es común tener

diferentes áreas de acero en compresión y en tensión puesto que los momentos flexionantes positivo y negativo tienen valores diferentes. Pero en el caso de la revisión que se hace para este edificio el momento positivo y negativo inducidos por las acciones sísmicas tienen el mismo valor numérico. En la tabla 4.15 se muestran los valores máximos de cortante y momento flexionante para los diversos tipos de combinaciones de carga sobre una de las vigas críticas del edificio de concreto (viga en el eje 2 de A – B en el 2do. nivel) para cada combinación de acciones.

Tabla 4.15 Valores máximos de cortante y momento para una viga

Combo	Momento (t-m)		Cortante (ton)	
	(+)	(-)	(+)	(-)
CMCVu	7.9	14.87	14.45	-14.93
sis-x-u	60.36	-60.36	19.43	-19.43
sis-y-u	18.11	-18.11	11.35	-11.73

En la tabla se puede apreciar claramente como los valores de momento flexionante y cortante son mucho más elevados para las combinaciones de sismo. Es de esperarse que los valores de momento y cortante sean más grandes para la combinación *sis-x-u* ya que la viga se encuentra en un marco paralelo al eje x por lo que las acciones más intensas son ocasionadas por dicha combinación. Además de observar que los momentos positivo y negativo son iguales para las acciones sísmicas. Esto se repite en cada trabe del edificio y es por eso que el refuerzo a compresión resulto igual al refuerzo a tensión.

Otro aspecto importante del armado de las trabes es el refuerzo transversal que proporciona resistencia al cortante y confinamiento al núcleo del concreto. Es necesario proponer un diámetro de barra para los estribos y en base a esto calcular la separación de estos, teniendo en cuenta la fuerza cortante que debe resistir el elemento estimando la parte de fuerza cortante que toma el concreto y la parte que toma el acero.

Las separaciones de los estribos fueron calculadas manualmente y se estima en base a las recomendaciones de las NTC del RCDF2004 de que la separación debe ser como máximo:

$$s \leq \begin{cases} d/2 \\ \frac{A_v f_y}{0.30 \sqrt{f^* c} b} \\ \frac{A_v f_y d}{V_{SR}} \end{cases}$$

Donde:

$d$  = Peralte efectivo de la sección =  $H - rec$

$A_v$  = Area transversal del refzo. por tensión diagonal comprendido en una dist.  $s$

$f^* c = 0.8 f_c$

$b$  = Ancho de la sección transversal

$V_{SR}$  = Esfuerzo cortante que toma el acero

Las expresiones que permiten obtener el cortante que toma el acero  $V_{SR}$  se pueden encontrar en las NTC del RCDF04. En este trabajo el valor de  $V_{SR}$  se tomo directamente de los resultados del análisis realizado por el SAP2000. En base a los resultados obtenidos se proponen 7 tipos de armados para las trabes, estos se muestran en la tabla 4.16.

Tabla 4.16 Tipos de armado de trabes

<b>Armado1</b>	<b>(<math>A_s = 28.89 \text{ cm}^2</math>)</b>
<b>Dimensiones =</b>	TRABE1 (70 x 40)
<b>Refuerzo a compresión =</b>	6 barras del no. 8
<b>Refuerzo a tensión =</b>	6 barras del no. 8
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 13 cm (primer estribo a 7 cm del paño del apoyo)
<b>Armado2</b>	<b>(<math>A_s = 25.41 \text{ cm}^2</math>)</b>
<b>Dimensiones =</b>	TRABE1 (70 x 40)
<b>Refuerzo a compresión =</b>	4 barras del no. 9
<b>Refuerzo a tensión =</b>	4 barras del no. 9
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 14 cm (primer estribo a 7 cm del paño del apoyo)

<b>Armado3</b>	$(A_s = 20.48 \text{ cm}^2)$
<b>Dimensiones =</b>	TRABE1 (70 x 40)
<b>Refuerzo a compresión =</b>	4 barras del no. 8
<b>Refuerzo a tensión =</b>	4 barras del no. 8
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 17 cm (primer estribo a 8 cm del paño del apoyo)
<b>Armado4</b>	$(A_s = 9.88 \text{ cm}^2)$
<b>Dimensiones =</b>	TRABE1 (70 x 40)
<b>Refuerzo a compresión =</b>	2 barras del no. 8
<b>Refuerzo a tensión =</b>	2 barras del no. 8
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 26 cm (primer estribo a 13 cm del paño del apoyo)
<b>Armado5</b>	$(A_s = 18.75 \text{ cm}^2)$
<b>Dimensiones =</b>	TRABE2 (60 x 30)
<b>Refuerzo a compresión =</b>	3 barras del no. 9
<b>Refuerzo a tensión =</b>	3 barras del no. 9
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 22 cm (primer estribo a 11 cm del paño del apoyo)
<b>Armado6</b>	$(A_s = 13.87 \text{ cm}^2)$
<b>Dimensiones =</b>	TRABE2 (60 x 30)
<b>Refuerzo a compresión =</b>	3 barras del no. 8
<b>Refuerzo a tensión =</b>	3 barras del no. 8
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 27 cm (primer estribo a 13 cm del paño del apoyo)
<b>Armado7</b>	$(A_s = 7.25 \text{ cm}^2)$
<b>Dimensiones =</b>	TRABE2 (60 x 30)
<b>Refuerzo a compresión =</b>	2 barras del no. 7
<b>Refuerzo a tensión =</b>	2 barras del no. 7
<b>Refuerzo transversal =</b>	Estribos del No. 3 @ 27 cm (primer estribo a 13 cm del paño del apoyo)

Tabla 4.17 Resultados del diseño de las trabes en el edificio de concreto

RESUMEN DEL DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO					
Ubicación		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4
Eje	De				
A	1-2	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
A	2-3	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
A	3-4	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
A	4-5	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
B	1-2	Armado1	Armado1	Armado3	Armado4
B	2-3	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
B	3-4	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
B	4-5	Armado2	Armado1	Armado3	Armado4
C	1-2	Armado1	Armado1	Armado3	Armado4
C	2-3	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
C	3-4	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
C	4-5	Armado2	Armado1	Armado3	Armado4
D	1-2	Armado1	Armado1	Armado3	Armado4
D	2-3	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
D	3-4	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
D	4-5	Armado2	Armado1	Armado3	Armado4
E	1-2	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
E	2-3	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
E	3-4	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
E	4-5	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
1	A-B	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
1	B-C	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
1	C-D	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
1	D-E	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
2	A-B	Armado1	Armado1	Armado3	Armado4
2	B-C	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
2	C-D	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
2	D-E	Armado2	Armado1	Armado3	Armado4
3	A-B	Armado1	Armado1	Armado3	Armado4
3	B-C	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
3	C-D	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4

3	D-E	Armado2	Armado1	Armado3	Armado4
4	A-B	Armado1	Armado1	Armado3	Armado4
4	B-C	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
4	C-D	Armado2	Armado2	Armado3	Armado4
4	D-E	Armado2	Armado1	Armado3	Armado4
5	A-B	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
5	B-C	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
5	C-D	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7
5	D-E	Armado5	Armado5	Armado6	Armado7

## 4.6 Edificio de Acero

### 4.6.1 Consideraciones generales del diseño

Para el análisis y diseño del edificio de acero se consideró un acero estructural ASTM A36, que posee una resistencia nominal de  $2530 \text{ kg/cm}^2$ . Se proponen vigas y columnas con perfiles IR tipo I, con la finalidad de tener conexiones viga – columna simples.

En general se aprecia que los perfiles elegidos para los elementos que trabajan principalmente a compresión, como es el caso de las columnas, corresponden a perfiles tipo I con radios de giro,  $r_x$  y  $r_y$  que no difieren significativamente en su valor numérico. Esto se logra con perfiles de peralte bajo y patín ancho, es decir con una relación de longitud peralte – patín,  $d/b_f$ , cercana a la unidad. Para los elementos que trabajan principalmente a flexión (vigas) se prefieren secciones de gran peralte,  $d$ , que poseen un valor de momento de inercia,  $I_x$ , bastante elevado, aunque es conveniente que también tenga un valor alto del momento de inercia,  $I_y$ , considerable así como ciertas características de sección compacta para evitar un posible pandeo lateral o problemas de pandeo local. Otro recurso que se puede utilizar para evitar el pandeo lateral es mediante puntos de soporte lateral a lo largo de la longitud del elemento (en este caso no se cuenta con ellos).

Básicamente el diseño de estructuras de acero consiste en llegar a conocer cual perfil es apto para cada elemento estructural que conforma la estructura de tal manera que cuando se revise el elemento, cumpla con lo establecido por el reglamento. Pero también se debe procurar el elemento con las menores dimensiones posibles que cumpla con lo antes mencionado ya que de lo contrario se utilizará una gran cantidad de acero y como el valor del acero está en función de su peso, el edificio resultará más costoso. Para lograr el equilibrio entre las exigencias de los reglamentos de construcciones y el aspecto económico es necesario hacer una serie de propuestas de perfiles e ir revisando cada una de estas hasta conseguir el diseño más óptimo. Por otra parte se debe pensar en la parte constructiva. Para que las conexiones viga - columna sean simples se debe procurar usar el mismo tipo de perfil en ambas. Por ejemplo, es difícil conectar una viga con perfil tipo I, con una columna de sección en cajón del tipo circular. Cabe mencionar que en las conexiones complicadas el diseño se vuelve crítico, ya que se debe cuidar que todos los elementos que integran a dicha conexión sean capaces de soportar el nivel de esfuerzos para el que fueron diseñadas vigas y columnas, esto a veces es difícil de lograr. Por otra parte se debe intentar lograr un diseño lo más uniforme posible por varias razones, por ejemplo: 1) conexiones simples dan comodidad de trabajar con un menor número de tipos de perfiles en la etapa constructiva, 2) evitar cambios bruscos de rigidez en los elementos ya que esto puede conducir a un comportamiento sísmico desfavorable.

Para diseñar los elementos de acero con el SAP2000 en este trabajo se procede de la siguiente manera: 1) Se hace un pre-diseño de las vigas y columnas críticas usando las NTC para el diseño y construcción de estructuras metálicas del RCDF2004 tomando las magnitudes de los elementos mecánicos que nos muestra como resultado el software. 2) Se proponen estas secciones de forma uniforme en toda la estructura. 3) Se van proponiendo secciones más pequeñas paulatinamente mientras que se cumpla que ningún elemento se encuentre sobre-esforzado.

El programa calcula la relación esfuerzo real-esfuerzo permisible para cada elemento estructural. En la figura 4.17 se observan estas relaciones para el marco central paralelo al eje X. Al igual que en el diseño en concreto los elementos se muestran en colores para

identificar rápidamente los elementos sobrados o sobre-esforzados. Un color rojo nos indica una relación superior a la unidad (elemento sobre-esforzado). Un color naranja una relación cercana a la unidad pero debajo de ella y así sucesivamente pasando por el amarillo, verde y hasta llegar al azul con un relación menor que 0.5 que equivale a una sección sobrada.

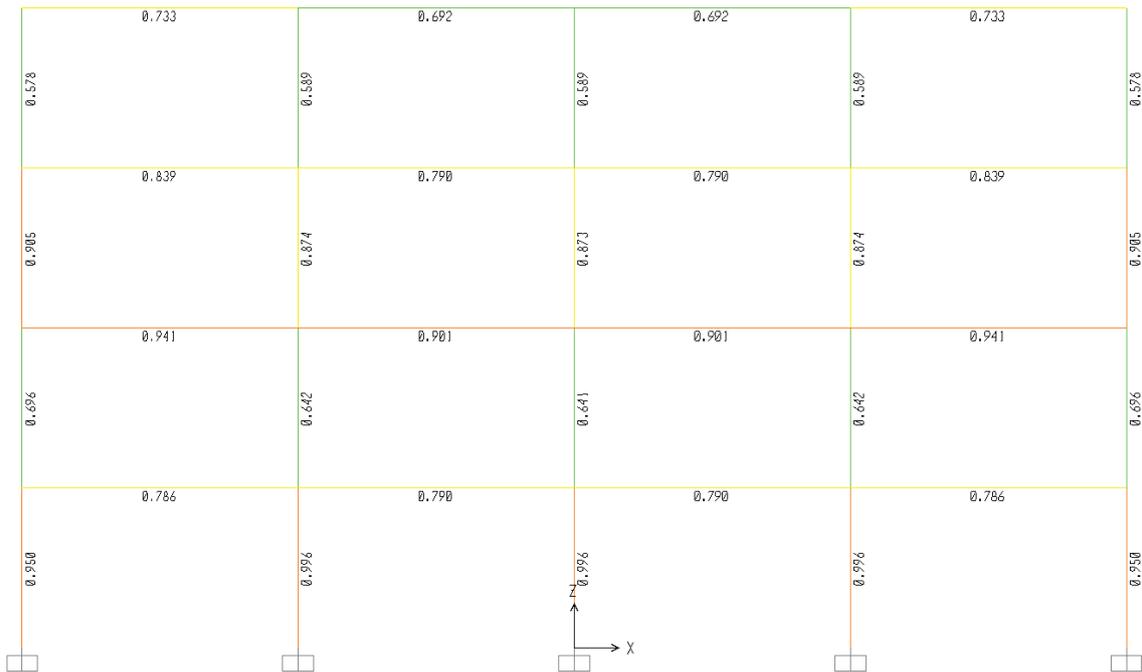


Fig. 4.17 Relaciones esfuerzo real-esfuerzo permisible en miembros de acero (SAP2000)

Después de haber efectuado un considerable número de iteraciones, proponiendo varios tipos de perfiles de acero, con la finalidad de obtener elementos que no se encuentren sobre-esforzados pero tampoco sobrados y cuidando a la vez tener un edificio lo más uniforme posible en cuanto a los perfiles utilizados, se llegó a los resultados que se muestran en las tablas 4.18 y 4.19. Cabe mencionar que debido a la gran cantidad de perfiles comerciales existe un número infinito de soluciones técnicamente correctas, aunque muchas de estas soluciones normalmente se van eliminando por las exigencias del proyecto arquitectónico o la disponibilidad propia de los perfiles.

## 4.6.2 Resultado del diseño

### 4.6.2.1 Columnas

Tabla 4.18 Resultados del diseño de las columnas para todo el edificio de acero

RESUMEN DEL DISEÑO DE COLUMNAS DE ACERO					
Ubicación		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4
X	Y				
A	1	W14X82	W14X82	W14X82	W14X82
A	2	W14X176	W14X176	W14X145	W14X145
A	3	W14X176	W14X176	W14X145	W14X145
A	4	W14X176	W14X176	W14X145	W14X145
A	5	W14X82	W14X82	W14X82	W14X82
B	1	W14X176	W14X176	W14X109	W14X109
B	2	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
B	3	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
B	4	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
B	5	W14X176	W14X176	W14X109	W14X109
C	1	W14X176	W14X176	W14X109	W14X109
C	2	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
C	3	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
C	4	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
C	5	W14X176	W14X176	W14X109	W14X109
D	1	W14X176	W14X176	W14X109	W14X109
D	2	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
D	3	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
D	4	W14X283	W14X283	W14X145	W14X145
D	5	W14X176	W14X176	W14X109	W14X109
E	1	W14X82	W14X82	W14X82	W14X82
E	2	W14X176	W14X176	W14X145	W14X145
E	3	W14X176	W14X176	W14X145	W14X145
E	4	W14X176	W14X176	W14X145	W14X145
E	5	W14X82	W14X82	W14X82	W14X82

### 4.6.2.2 Vigas

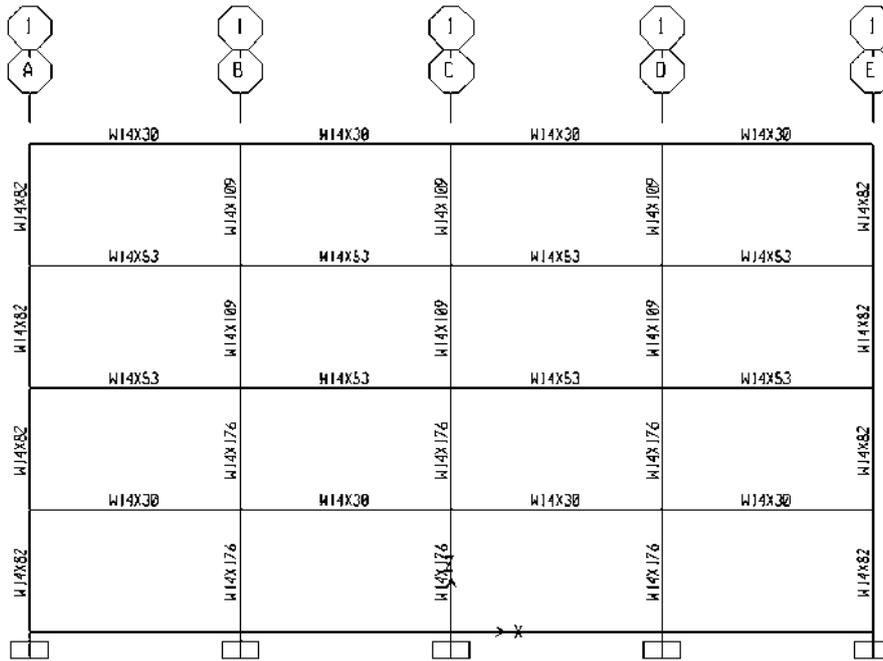
Tabla 4.19 Resultados del diseño de las vigas para todo el edificio de acero

RESUMEN DEL DISEÑO DE VIGAS					
Ubicación		Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Nivel 4
Eje	De				
A	1-2	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
A	2-3	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30

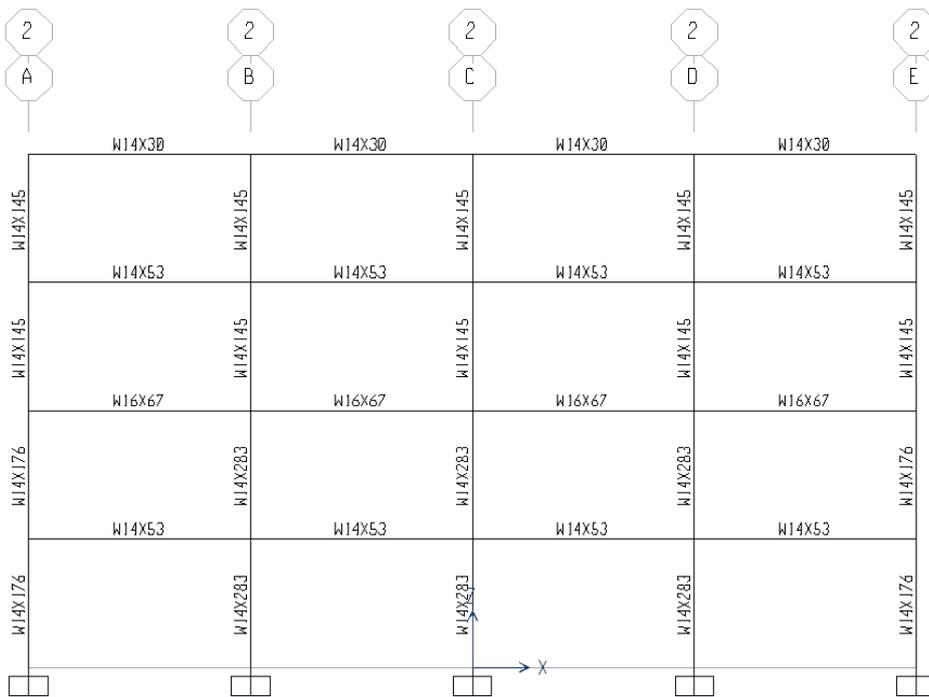
A	3-4	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
A	4-5	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
B	1-2	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
B	2-3	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
B	3-4	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
B	4-5	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
C	1-2	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
C	2-3	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
C	3-4	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
C	4-5	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
D	1-2	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
D	2-3	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
D	3-4	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
D	4-5	W16X67	W16X67	W14X53	W14X30
E	1-2	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
E	2-3	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
E	3-4	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
E	4-5	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
1	A-B	W14X30	W14X53	W14X53	W14X30
1	B-C	W14X30	W14X53	W14X53	W14X30
1	C-D	W14X30	W14X53	W14X53	W14X30
1	D-E	W14X30	W14X53	W14X53	W14X30
2	A-B	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
2	B-C	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
2	C-D	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
2	D-E	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
3	A-B	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
3	B-C	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
3	C-D	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
3	D-E	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
4	A-B	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
4	B-C	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
4	C-D	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
4	D-E	W14X53	W16X67	W14X53	W14X30
5	A-B	W14X30	W14X53	W14X53	W14X30
5	B-C	W14X30	W14X53	W14X53	W14X30
5	C-D	W14X30	W14X53	W14X53	W14X30
5	D-E	W14X30	W14X53	W14X53	W14X30

#### 4.6.2.3 Edificio completo

Los perfiles de los marcos del edificio también se muestran en las figuras 4.18 y 4.19, mostrándose los marcos en las direcciones X y Y debido a que los perfiles resultantes del diseño difieren en ambas direcciones.



a) Perfiles de acero en los marcos externos: Ejes 1 y 5



b) Perfiles de acero en los marcos internos: Ejes 2, 3 y 4

Fig. 4.18 Marcos paralelos al eje X (SAP200)



a) Perfiles de acero en los marcos externos: Ejes A y E



b) Perfiles de acero en los marcos externos: Ejes B, C y D

Fig. 4.19 Marcos paralelos al eje Y (SAP2000)

En la Figura. 4.20 se presenta el modelo tridimensional del edificio de acero con sus respectivas secciones a escala. Se aprecia a simple vista que posee secciones mucho más esbeltas en comparación con el modelo del edificio de concreto.

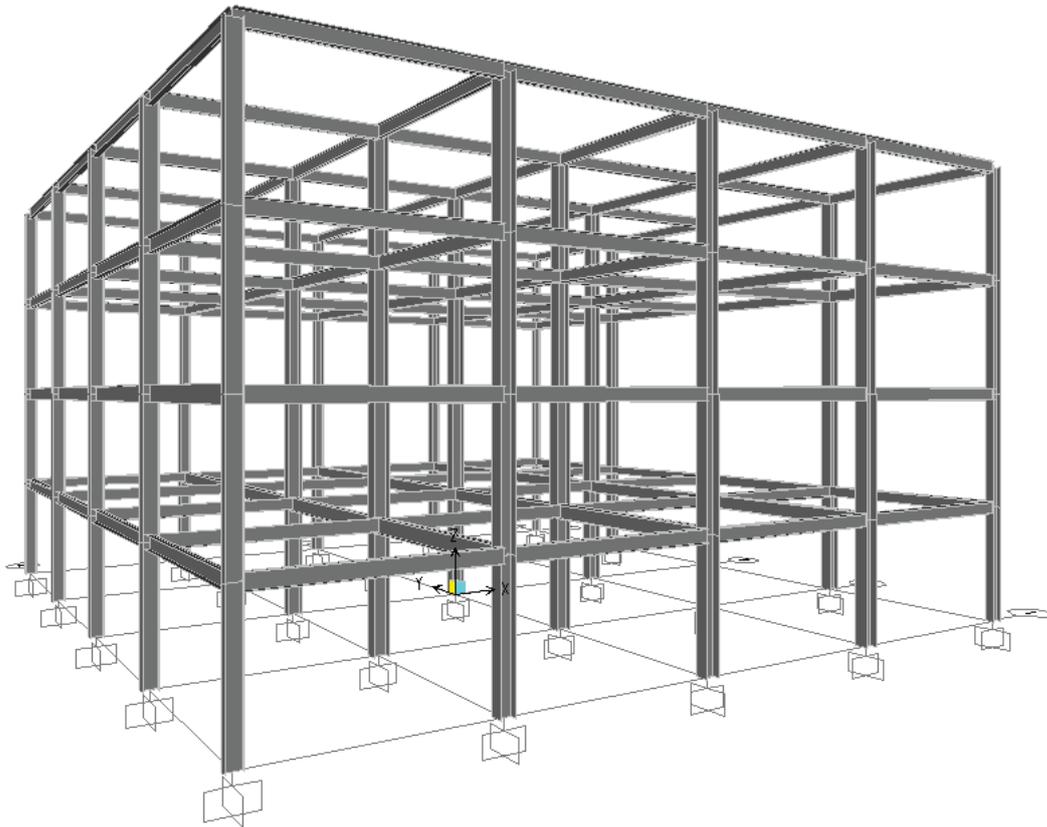


Fig. 4.20 Modelo 3D del edificio de acero (SAP200)

#### 4.7 Revisión de los desplazamientos laterales

También se debe verificar que los desplazamientos laterales de los marcos no excedan lo establecido en la NTC para el diseño y construcción de concreto del RCDF2004. El cual especifica que la distorsión de entrepiso:

$$\text{Distorsión de entrepiso} = \Delta/H$$

Donde:

$\Delta$  = Desplazamiento relativo

$H$  = Altura de entrepiso

El desplazamiento relativo,  $\Delta$  no es más que la diferencia del desplazamiento lateral del nodo del nivel superior menos el desplazamiento lateral del nivel inferior:

$$\Delta = \Delta_j - \Delta_{j-1}, \text{ donde } j \text{ representa el nivel superior}$$

Entonces, el desplazamiento relativo del nivel 1 es igual a su desplazamiento lateral ya que en la cimentación se considera desplazamiento igual a cero. El desplazamiento relativo,  $\Delta$  no debe exceder de 0.006 cuando los muros están integrados a la estructura y funcionan como elementos rigidizantes. Cuando los muros están separados de la estructura, la distorsión de entrepiso no debe excederse de 0.012. Esto se expresa:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.006 \quad (\text{Muros integrados a la estructura})$$

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.012 \quad (\text{Muros separados de la estructura})$$

En este caso consideraremos que los muros están separados de la estructura por lo que la dejan desplazarse lateralmente de forma libre. Nótese que para que se cumpla que la distorsión de entrepiso no exceda lo recomendado por el reglamento se tiene:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.012 ;$$

Pero debemos recordar que se está utilizando un factor de ductilidad sísmico  $Q=2$  que reduce la intensidad de las aceleraciones a la mitad induciendo a que los desplazamientos obtenidos en el análisis no sean los reales. Entonces la relación que se debe cumplir será:

$$\frac{\Delta * Q}{H} \leq 0.012$$

$$\Delta * Q \leq H * 0.012 = 350\text{cm} * 0.012 = 4.2\text{cm}$$

Por lo tanto los desplazamientos relativos multiplicados por el factor de ductilidad,  $\Delta * Q$  en el caso de los modelos estructurales de este trabajo, deben ser menores a  $4.2\text{ cm}$

#### 4.7.1 Edificio de concreto

En la tabla 4.20 se muestran los desplazamientos laterales de los marcos de concreto en ambas direcciones ortogonales para la combinación de carga accidental de sismo.

Tabla 4.20 Desplazamientos relativos y distorsiones en el edificio de concreto debido a la carga accidental por sismo.

a) Marcos paralelos al eje X. Ejes: 1, 2, 3, 4 y 5

SISMO EN X ultimo					
NIVEL	Caso	X (cm)	$\Delta$ (cm)	Distorsión	Diseño
0	sis-x-u	0,00	0,00	0,00000	OK
1	sis-x-u	0,67	0,67	0,00190	OK
2	sis-x-u	1,76	1,09	0,00311	OK
3	sis-x-u	2,86	1,11	0,00317	OK
4	sis-x-u	3,56	0,70	0,00199	OK
SISMO EN Y ultimo					
NIVEL	Caso	X (cm)	$\Delta$ (cm)	Distorsión	Diseño
0	sis-y-u	0,00	0,00	0,00000	OK
1	sis-y-u	0,20	0,20	0,00057	OK
2	sis-y-u	0,53	0,33	0,00093	OK
3	sis-y-u	0,86	0,33	0,00095	OK
4	sis-y-u	1,07	0,21	0,00060	OK

b) Marcos paralelos al eje Y. Ejes: A, B, C, D y E

SISMO EN X ultimo					
NIVEL	Caso	Y (cm)	$\Delta$ (cm)	Distorsión	Diseño
0	sis-x-u	0,00	0,00	0,00000	OK
1	sis-x-u	0,20	0,20	0,00057	OK
2	sis-x-u	0,53	0,33	0,00093	OK
3	sis-x-u	0,86	0,33	0,00095	OK
4	sis-x-u	1,07	0,21	0,00060	OK
SISMO EN Y ultimo					
NIVEL	Caso	Y (cm)	$\Delta$ (cm)	Distorsión	Diseño
0	sis-y-u	0,00	0,00	0,00000	OK
1	sis-y-u	0,67	0,67	0,00190	OK
2	sis-y-u	1,76	1,09	0,00311	OK
3	sis-y-u	2,86	1,11	0,00317	OK
4	sis-y-u	3,56	0,70	0,00199	OK

Es importante señalar que no es necesario especificar los desplazamientos marco por marco para cada dirección ortogonal debido a que los desplazamientos laterales varían solamente en algunas milésimas de centímetro cuando estos están en la misma dirección, debido al comportamiento de diafragma rígido considerado en las losas de entrepiso.

En las tabla 4.20 se puede observar que los valores máximos de los desplazamientos laterales para sismo en X en la dirección X son iguales a los valores máximos de los desplazamientos laterales para sismo en Y en la dirección Y. Esto se puede explicar por el hecho de que la estructura es completamente simétrica y las características de los elementos de concreto son muy parecidas en ambas direcciones ortogonales.

#### 4.7.2 Edificio de acero

A continuación se presenta la tabla 4.21 donde se muestran los valores de los desplazamientos relativos y distorsiones para el edificio de acero. En principio se observa que los valores son considerablemente más grandes en comparación con los valores

calculados para el edificio de concreto. A pesar de lo anterior siguen estando dentro de los límites que permite el reglamento.

Tabla 4.21 Desplazamientos relativos y distorsiones en el edificio de acero debido a la carga accidental por sismo.

a) Marcos paralelos al eje X. Ejes: 1, 2, 3, 4 y 5

SISMO EN X ultimo					
NIVEL	Caso	X (cm)	$\Delta$ (cm)	Distorsión	Diseño
0	sis-x-u	0,00	0,00	0,00000	OK
1	sis-x-u	1,47	1,47	0,00421	OK
2	sis-x-u	3,96	2,48	0,00710	OK
3	sis-x-u	6,61	2,65	0,00757	OK
4	sis-x-u	8,89	2,28	0,00652	OK
SISMO EN Y ultimo					
NIVEL	Caso	X (cm)	$\Delta$ (cm)	Distorsión	Diseño
0	sis-y-u	0,00	0,00	0,00000	OK
1	sis-y-u	0,44	0,44	0,00126	OK
2	sis-y-u	1,19	0,75	0,00213	OK
3	sis-y-u	1,98	0,79	0,00227	OK
4	sis-y-u	2,67	0,68	0,00196	OK

b) Marcos paralelos al eje Y. Ejes: A, B, C, D y E

SISMO EN X ultimo					
NIVEL	Caso	Y (cm)	$\Delta$ (cm)	Distorsión	Diseño
0	sis-x-u	0,00	0,00	0,00000	OK
1	sis-x-u	0,60	0,60	0,00171	OK
2	sis-x-u	1,46	0,86	0,00246	OK
3	sis-x-u	2,43	0,97	0,00277	OK
4	sis-x-u	3,22	0,79	0,00227	OK
SISMO EN Y ultimo					
NIVEL	Caso	Y (cm)	$\Delta$ (cm)	Distorsión	Diseño
0	sis-y-u	0,00	0,00	0,00000	OK
1	sis-y-u	2,00	2,00	0,00570	OK
2	sis-y-u	4,87	2,87	0,00820	OK
3	sis-y-u	8,10	3,23	0,00923	OK
4	sis-y-u	10,74	2,65	0,00757	OK

Nótese que caso contrario al del edificio de concreto en el edificio de acero los desplazamientos máximos son diferentes en ambos ejes ortogonales. Por ejemplo; para sismo en  $X$  los marcos paralelos al eje  $X$  tienen un desplazamiento de  $8.89\text{ cm}$  en el nivel 4 mientras que para sismo en  $Y$  en los marcos paralelos al mismo eje el desplazamiento en el nivel 4 es de  $10.74\text{ cm}$ .

## **CAPITULO 5**

### **Comparación de resultados**

## 5.1 Introducción

Una vez efectuado el análisis y diseño de los edificio nos interesa hacer la comparación de los resultados para poder determinar las principales diferencias del comportamiento sísmico entre los edificios de acero y de concreto reforzado. Como ingenieros civiles queremos tener herramientas y conocimientos para decidir cual material de construcción puede tener un comportamiento más adecuado cuando diseñamos estructuras sismo-resistentes, teniendo en cuenta criterios de estructuración y las características de las acciones sísmicas.

## 5.2 Pesos de los edificios

Debido a que los materiales de construcción de acero y concreto tienen diferencias en sus propiedades físicas y mecánicas muy notables, tales como peso volumétrico, módulo de elasticidad, resistencia, rigidez, tenacidad y ductilidad, entre otras propiedades, es de suponer que el peso de los edificios será bastante diferente. En el edificio de concreto se tienen elementos estructurales muy robustos en comparación con el edificio de acero que presenta elementos esbeltos más ligeros.

### 5.2.1 Peso total de losas

Para calcular el peso total de la losa en los niveles de entrepiso y azotea solo debemos multiplicar el peso distribuido de la losa por el área total del entrepiso y/o azotea (tabla 5.1)

Tabla 5.1 Peso total de las losas en entrepiso y azote

PESO DE TOTAL DE LOSAS			
Tipo de losa	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	W (kg)
Losa Entrepiso	718	576	413568
Losa Azotea	833	576	479808

## 5.2.2 Peso del edificio de acero

### 5.2.2.1 Peso de los elementos estructurales de acero

Se calculó el peso de cada elemento estructural del edificio multiplicando el peso por metro lineal del perfil (que se obtiene en manuales de construcción en acero) por su longitud como se muestra en la tabla 5.2.

Tabla 5.2 Peso de los elemento estructurales del edificio de acero

Elemento Acero	Peso (kg/m)	Tipo	Longitud (m)	W (kg)
W14X82	122.1	COLUMNA	3.5	427.35
W14X109	162.1	COLUMNA	3.5	567.35
W14X145	216.3	COLUMNA	3.5	757.05
W14X176	262.3	COLUMNA	3.5	918.05
W14X283	421.9	COLUMNA	3.5	1476.65
W14X30	44.8	VIGA	6	268.8
W14X53	79	VIGA	6	474
W16X67	99.8	VIGA	6	598.8

### 5.2.2.2 Peso en cada nivel y peso total del edificio de acero

En la tabla 5.3 se van acumulando los pesos de las losas y elementos que están por encima del nivel para el que se calcula, así para el nivel 0 que representa el nivel de suelo, el peso obtenido representa el peso total del edificio mientras que el nivel 4 no se tiene ningún elemento ya que en ese nivel corresponde a la azotea.

Tabla 5.3 Peso acumulado en cada nivel del edificio de acero

Nivel	Losas Entrepiso	Losas Azotea	Columnas					Vigas			W <sub>i</sub> (ton)
			W 14X82	W 14X109	W 14X145	W 14X176	W 14X283	W 14X30	W 14X53	W 16X67	
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	1	4	6	15	0	0	40	0	0	507.03
2	1	1	8	12	30	0	0	40	40	0	956.03
1	2	1	12	12	30	12	9	40	48	32	1418.56
0	3	1	16	12	30	24	18	48	68	44	1877.96

Por lo tanto el peso total del edificio de acero equivale a:

$$W_{\text{edificio de acero}} = 1876.96 \text{ toneladas}$$

### 5.2.3 Peso del edificio de concreto

#### 5.2.3.1 Peso de los elementos estructurales de concreto

Para calcular el peso de los elementos estructurales necesitamos multiplicar el peso volumétrico del concreto reforzado por el volumen de los elementos, en la tabla 5.4 se presenta un resumen de los cálculos:

Tabla 5.4 Peso de los elemento estructurales del edificio de concreto

Elemento Concreto	b (m)	h (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Longitud (m)	Peso Vol. (Kg/m <sup>3</sup> )	W (kg)
COLUMNA1	0.7	0.7	0.49	3.5	2400	4116
COLUMNA2	0.6	0.6	0.36	3.5	2400	3024
TRABE1	0.4	0.7	0.28	6	2400	4032
TRABE2	0.3	0.6	0.18	6	2400	2592

#### 5.2.3.2 Peso en cada nivel y peso total del edificio de concreto

Efectuamos el mismo procedimiento realizado para obtener el peso del edificio de acero para calcular el peso del edificio de concreto (tabla 5.5).

Tabla 5.5 Peso acumulado en cada nivel del edificio de concreto

Nivel	Losas Entrepiso	Losas Azotea	Columnas		Vigas		W (ton)
			COLUMNA1	COLUMNA2	TRABE1	TRABE2	
4	0	0	0	0	0	0	0
3	0	1	0	25	24	16	693.648
2	1	1	0	50	48	32	1321.056
1	2	1	25	50	72	48	1975.764
0	3	1	50	50	96	64	2630.472

$$W_{\text{edificio de concreto}} = 2630.47 \text{ toneladas}$$

#### 5.2.4 Comparación del peso de los edificios

Del análisis anterior se puede observar que el edificio de concreto es aproximadamente un 40 por ciento más pesado que el edificio de acero. Cabe recordar que ambos edificios están sometidos a las mismas acciones de diseño, lo único que hace la diferencia del peso de uno al del otro es el peso propio de sus elementos estructurales. En la tabla 5.6 se muestra un comparativo de los pesos del edificio por nivel donde el nivel 0 representa el peso total de los edificios. Además estos resultados se muestran en forma de grafica en la figura 5.1.

Tabla 5.6 Comparativo del peso de los edificios de acero y concreto por nivel

Peso de los edificios		
Nivel	W (ton)	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
4	0.00	0.00
3	693.65	507.03
2	1321.06	956.03
1	1975.76	1418.56
0	2630.47	1876.96

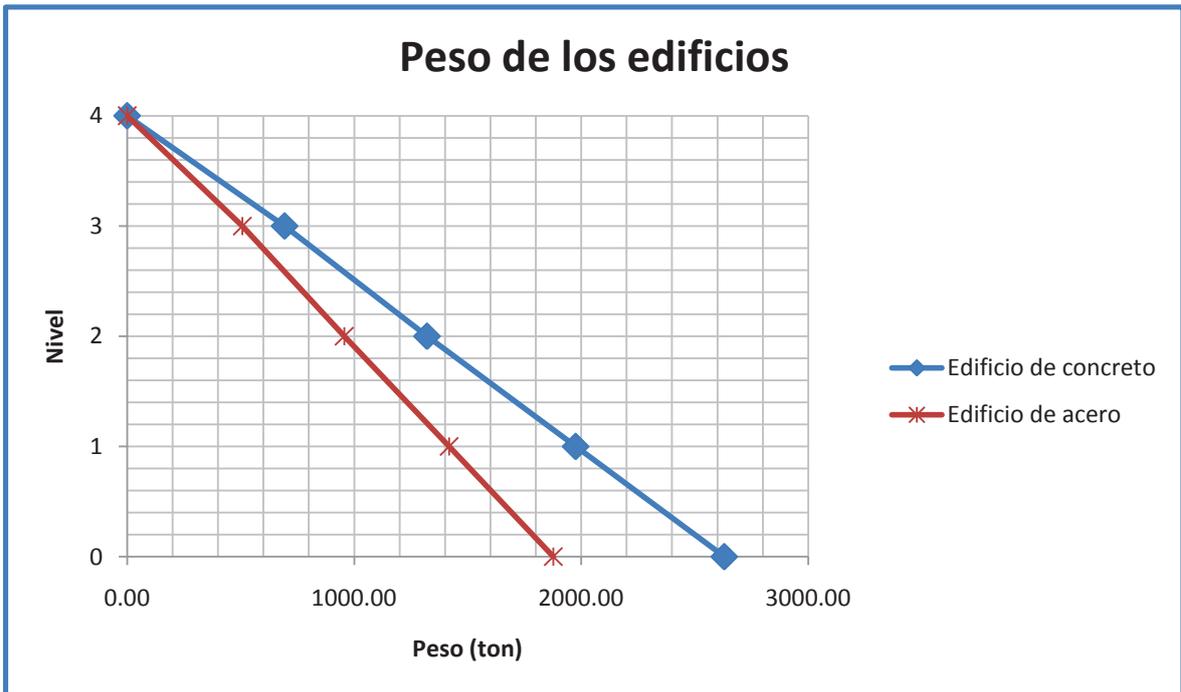


Fig. 5.1 Comparativo del peso de los edificios de acero y concreto

### 5.3 Distorsión angular

Los valores de distorsión angular son una medida de las rotaciones que se presentan en las columnas de la estructura, la distorsión angular como ya se mencionó en el capítulo anterior está definida por:

$$\text{Distorsión de entrepiso} = \Delta/H$$

En la tabla 5.7 se presenta el comparativo de las distorsiones angulares de los edificios de concreto y acero para los marcos centrales paralelos a los ejes X y Y, es decir los marcos del eje 3 y eje C en cada nivel. No es necesario presentar este comparativo de las distorsiones angulares para los marcos restantes de los edificios ya que como se consideró la hipótesis de que cada nivel de piso se comporta como un diafragma rígido, las distorsiones angulares son prácticamente idénticas en todos los marcos paralelos al eje X o Y.

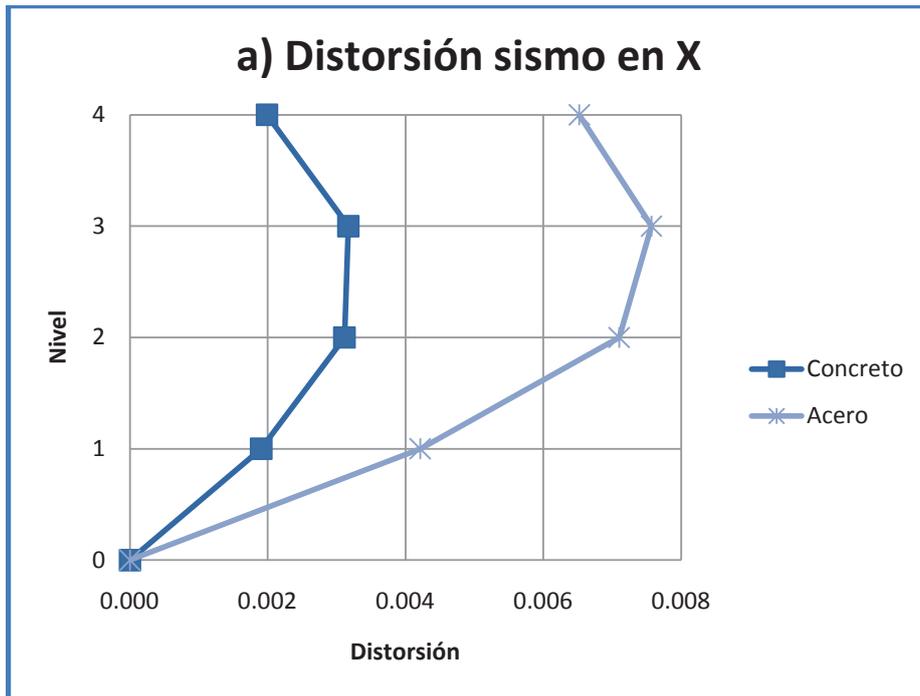
Tabla 5.7 Comparativo de las distorsiones angulares para los edificios de concreto y acero

<b>MARCO CENTRAL PARALELO AL EJE X</b>		
<b><i>SISMO EN X último</i></b>		
<b>Nivel</b>	<b>Distorsiones angulares</b>	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
<b>1</b>	0.00190	0.00421
<b>2</b>	0.00311	0.00710
<b>3</b>	0.00317	0.00757
<b>4</b>	0.00199	0.00652

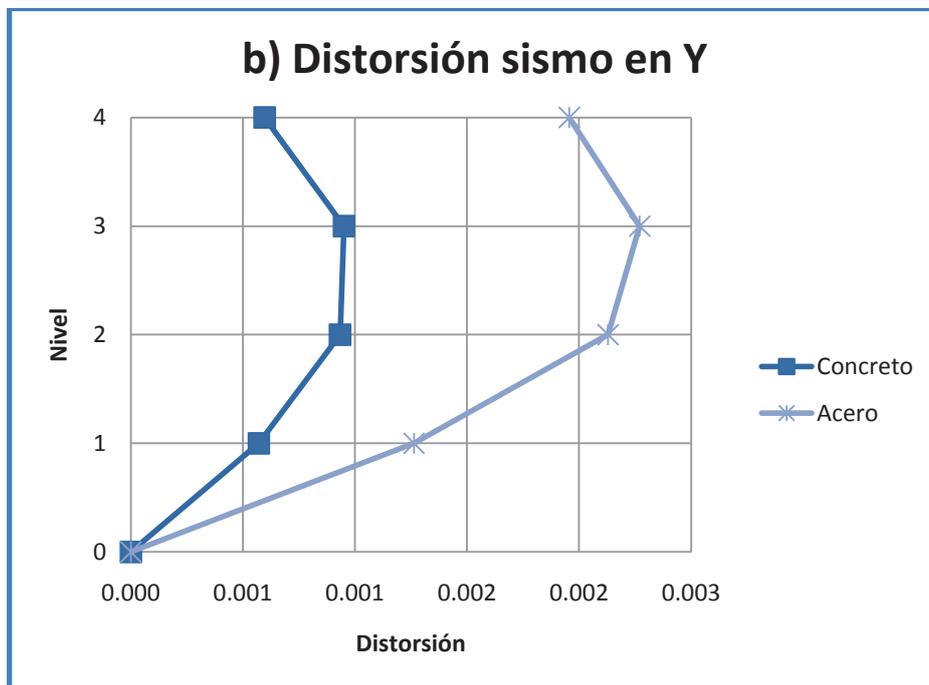
<b><i>SISMO EN Y último</i></b>		
<b>Nivel</b>	<b>Distorsiones angulares</b>	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
<b>1</b>	0.00057	0.00126
<b>2</b>	0.00093	0.00213
<b>3</b>	0.00095	0.00227
<b>4</b>	0.00060	0.00196

<b>MARCO CENTRAL PARALELO AL EJE Y</b>		
<b><i>SISMO EN X último</i></b>		
<b>Nivel</b>	<b>Distorsiones angulares</b>	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
<b>1</b>	0.00057	0.00171
<b>2</b>	0.00093	0.00246
<b>3</b>	0.00095	0.00277
<b>4</b>	0.00060	0.00227

<b><i>SISMO EN Y último</i></b>		
<b>Nivel</b>	<b>Distorsiones angulares</b>	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
<b>1</b>	0.00190	0.00570
<b>2</b>	0.00311	0.00820
<b>3</b>	0.00317	0.00923
<b>4</b>	0.00199	0.00757

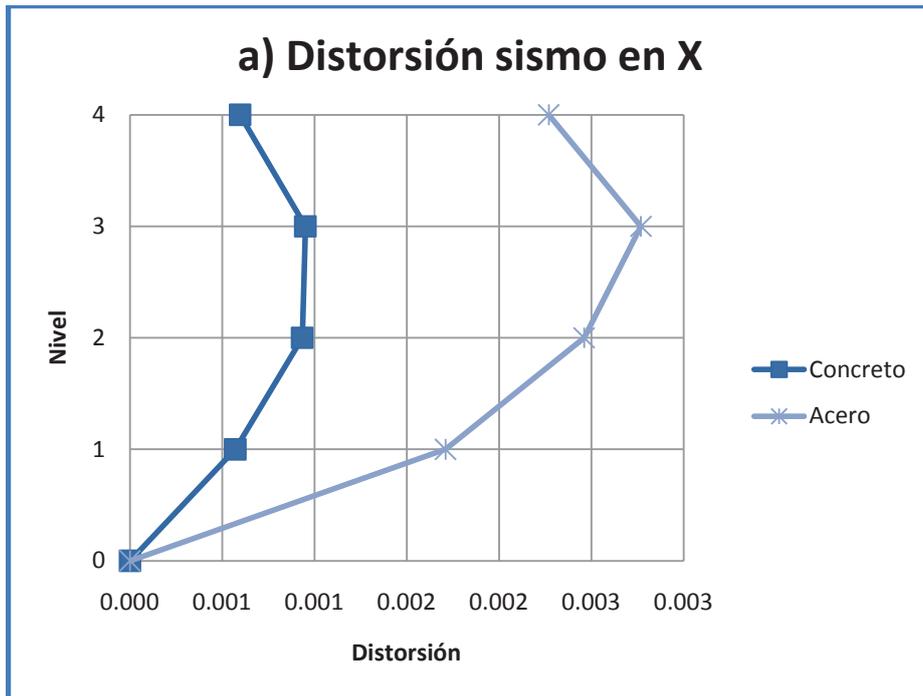


a) Sismo en X último (sis-x-u)

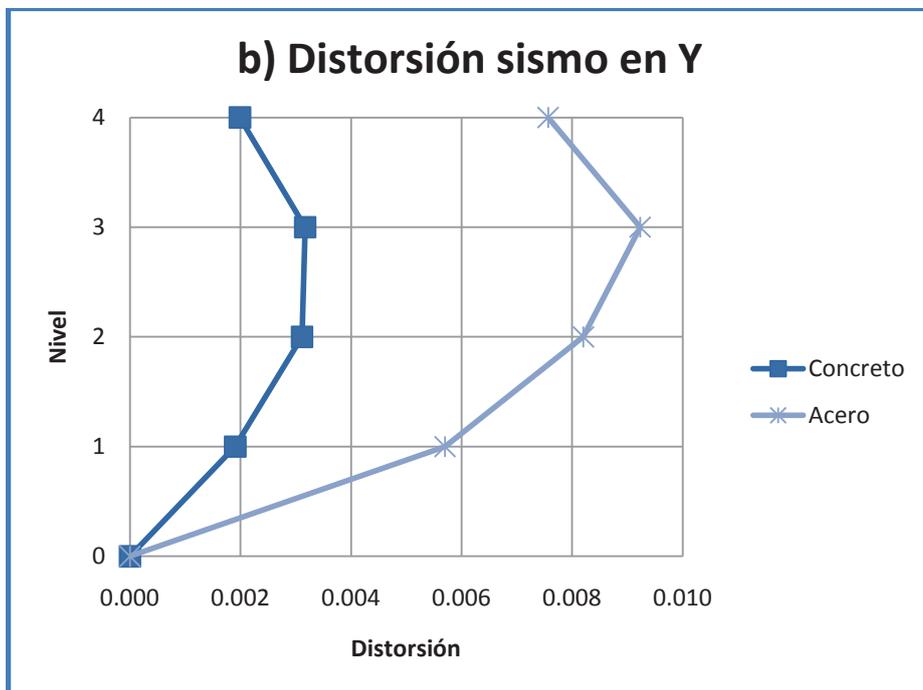


b) Sismo en Y último (sis-y-u)

Fig.5.2 Distorsiones para el marco central en el eje X para la combinación de carga por sismo



a) Sismo en X último (sis-x-u)



b) Sismo en Y último (sis-y-u)

Fig.5.3 Distorsiones para el marco central en el eje Y para la combinación de carga por sismo

Es de esperarse que las distorsiones más grandes se presenten para los marcos ubicados en los ejes paralelos a las principales aceleraciones de la acción sísmica. Así por ejemplo en la figura 5.2a que corresponde a la combinación de carga 'sismo en x' se tienen valores de distorsión alrededor de 3 veces más grandes en comparación con las distorsiones mostradas en la figura 5.2b que corresponde a la combinación de carga 'sismo en y' y esto se debe a que el marco está ubicado sobre el eje x por lo que las acciones sísmicas laterales más intensas las recibe precisamente en esa dirección.

Las gráficas de las figuras 5.2 y 5.3 tienen una forma similar para el nivel de piso cero que corresponde al nivel del suelo el valor de la distorsión equivale a cero ya que en ese nivel no existen desplazamientos laterales. Las distorsiones angulares aumentan en todas las gráficas al pasar del nivel 1 al 2 y del nivel 2 al 3, pero disminuyen al pasar del nivel 3 al 4 y no se aprecia diferencia en esta característica entre los edificios de acero y de concreto.

La diferencia más notable de las distorsiones entre los edificios de acero y concreto es el orden de los valores que ambos tienen. Para el edificio de concreto tenemos distorsiones que van desde 0.00057 hasta 0.00317 mientras que para el edificio de concreto tenemos distorsiones con valores desde 0.00126 hasta el valor máximo de distorsión angular registrado en los modelos estructurales que equivale a 0.0092, valor que excedería el valor máximo recomendado por las NTC del RCDF04 de distorsión de 0.006, si fuera el caso de un edificio con muros integrados a la estructura. Recordemos que en los presentes modelos se considera que los muros están separados de la estructura por lo que el valor de distorsión máximo aceptable por el reglamento es de 0.012. Comparando los valores de distorsión máximos obtenidos para cada edificio tenemos que el edificio de acero presenta distorsiones que son casi 3 veces mayores que las demandadas por el edificio de concreto. Este resultado es evidentemente y nos indica que es un factor que se debe tomar en cuenta para edificios de gran altura ya que los desplazamientos laterales pueden ser muy importantes.

## 5.4 Cortante en columnas

El movimiento del terreno que provocan los sismos genera fuerzas de inercia en la estructura y estas fuerzas son más importantes en los niveles de entrepiso, que es donde se encuentran las losas y se concentra la mayor parte de la masa de los edificios por lo que es común que se haga la simplificación de considerar la masa del edificio concentrada en los niveles de los entrepisos. En la figura 5.4 se muestra la representación de la acción sísmica y la forma como esta actúa en las estructuras.

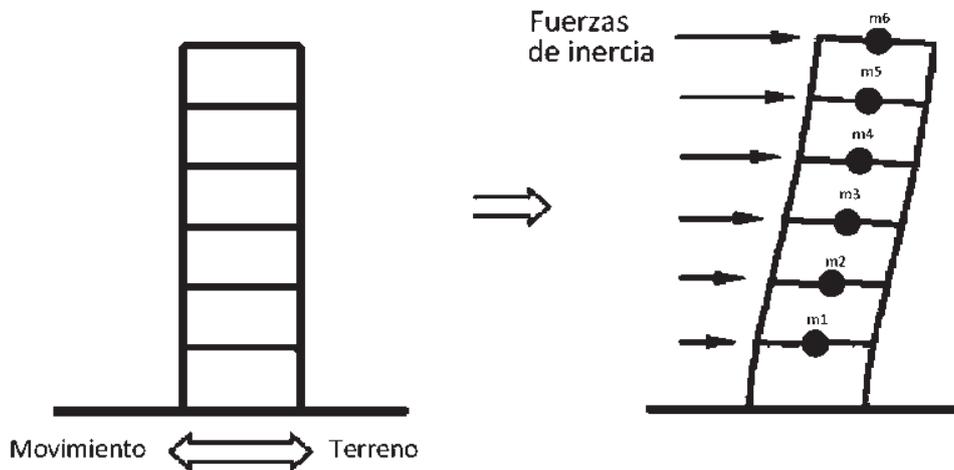


Fig. 5.4 Representación de la acción sísmica en las edificaciones

Como ya se observó en el capítulo 4, la acción de las cargas verticales en los edificios produce una importante carga axial en las columnas pero produce esfuerzos cortantes y de momento flexionante poco significativos. Sin embargo la acción sísmica como se aprecia en la figura produce fuerzas cortantes en las columnas muy significativas. Para entender las diferencias del comportamiento de edificios de acero y concreto se muestran los resultados comparativos de la acción del cortante en los modelos estructurales. La tabla 5.8 muestra el valor del cortante dividido entre el peso total del edificio,  $V/W_t$  para la columna central del marco central (columna crítica) de los modelos estructurales. La tabla 5.9 muestra la misma comparación pero ahora para las columnas de borde del marco central de los edificios. Además se muestran las gráficas de estos comparativos en las figuras 5.4 y 5.5, 5.6 y 5.7.

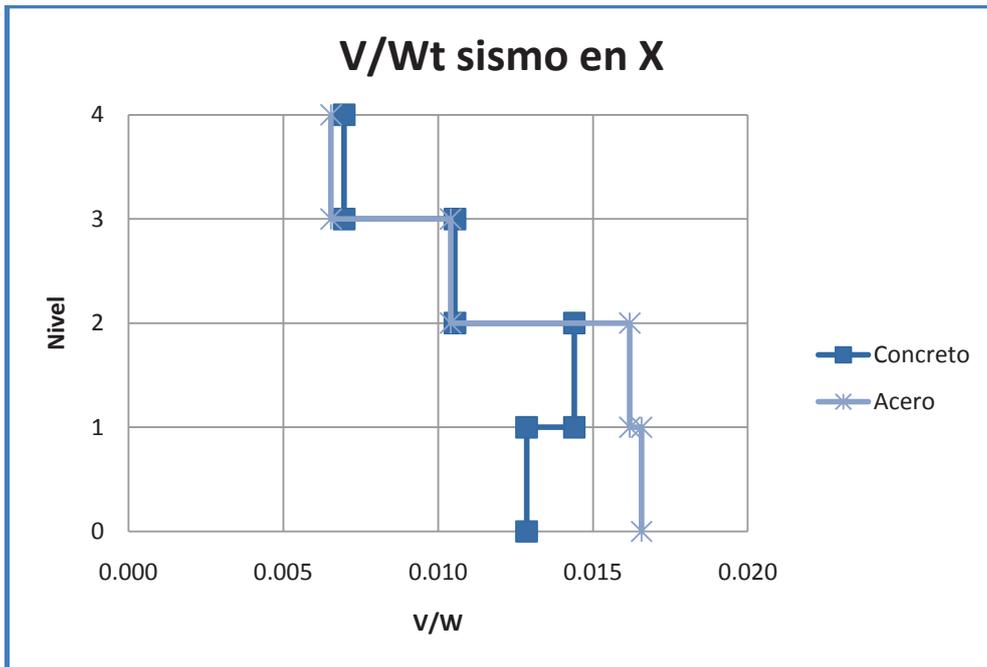
Tabla 5.8 Comparativo del cortante en la columna central del marco central para los edificios de concreto y acero.

<b>CORTANTE EN X (COLUMNA CENTRAL DEL MARCO CENTRAL)</b>		
<i>SISMO EN X último</i>		
Nivel	$V/W_t$	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
0 - 1	0.01286	0.01657
1 - 2	0.01440	0.01619
2 - 3	0.01054	0.01040
3 - 4	0.00697	0.00654

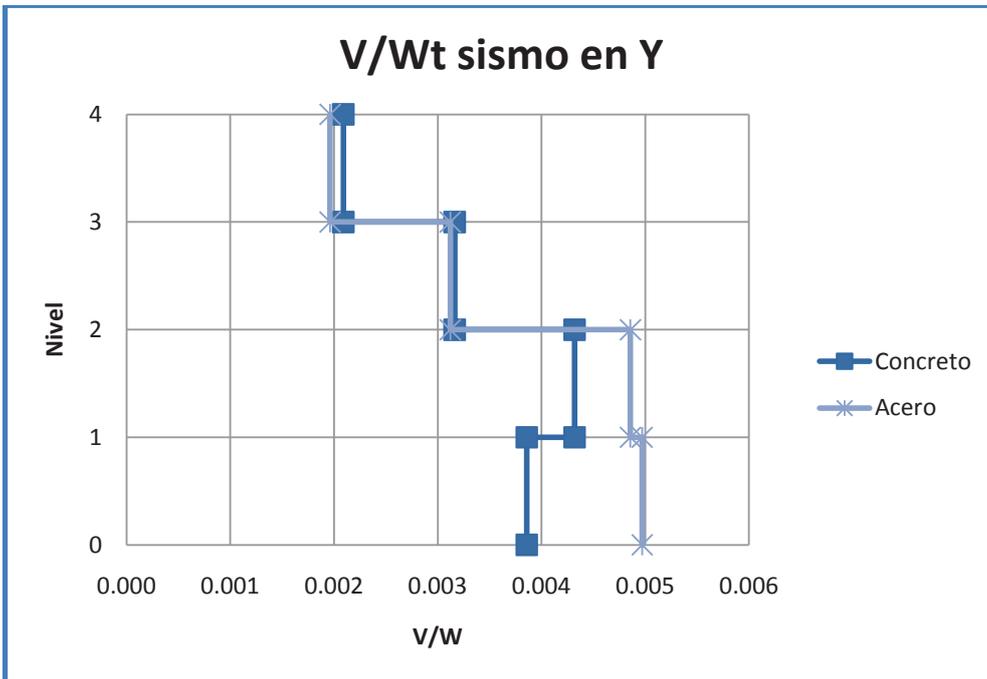
<i>SISMO EN Y último</i>		
Nivel	$V/W_t$	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
0 - 1	0.00386	0.00497
1 - 2	0.00432	0.00486
2 - 3	0.00316	0.00312
3 - 4	0.00209	0.00196

<b>CORTANTE EN Y (COLUMNA CENTRAL DEL MARCO CENTRAL)</b>		
<i>SISMO EN X último</i>		
Nivel	$V/W_t$	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
0 - 1	0.00386	0.00517
1 - 2	0.00430	0.00462
2 - 3	0.00316	0.00305
3 - 4	0.00209	0.00199

<i>SISMO EN Y último</i>		
Nivel	$V/W_t$	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
0 - 1	0.01286	0.01725
1 - 2	0.01440	0.01541
2 - 3	0.01054	0.01018
3 - 4	0.00697	0.00663

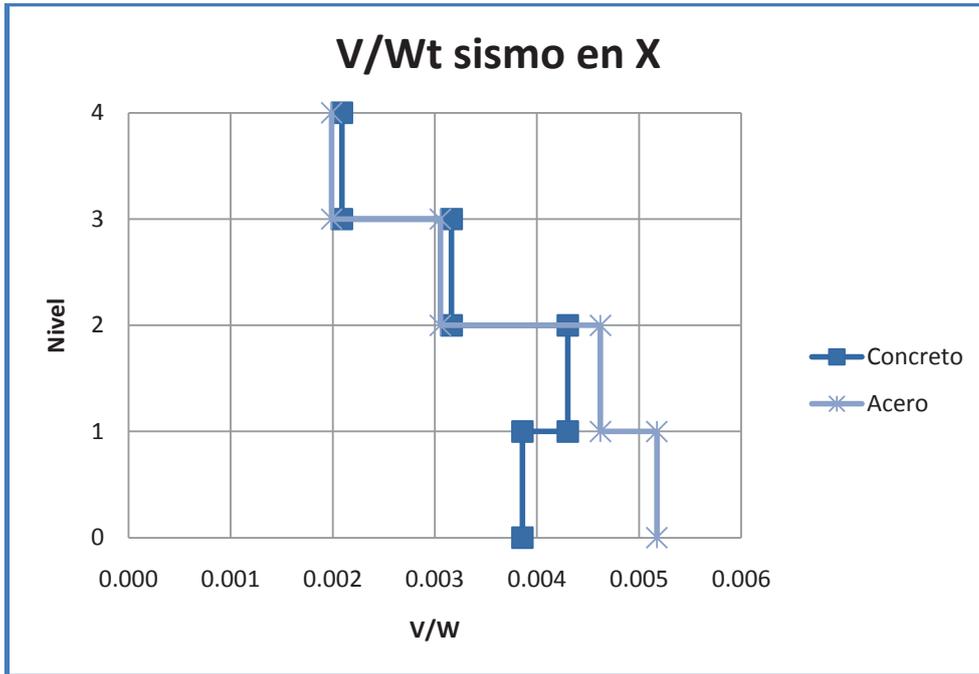


a) Sismo en X último (sis-x-u)

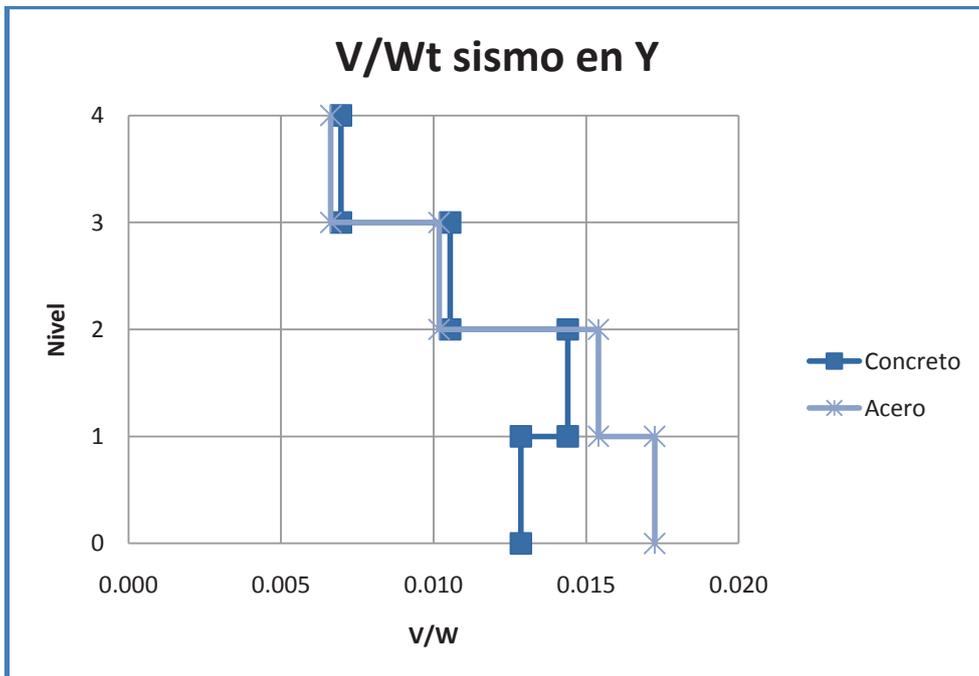


b) Sismo en Y último (sis-y-u)

Fig.5.4 Cortante en X en la columna central del marco central para la combinación de carga por sismo.



a) Sismo en X último (sis-x-u)



b) Sismo en Y último (sis-y-u)

Fig.5.5 Cortante en Y en la columna central del marco central para la combinación de carga por sismo.

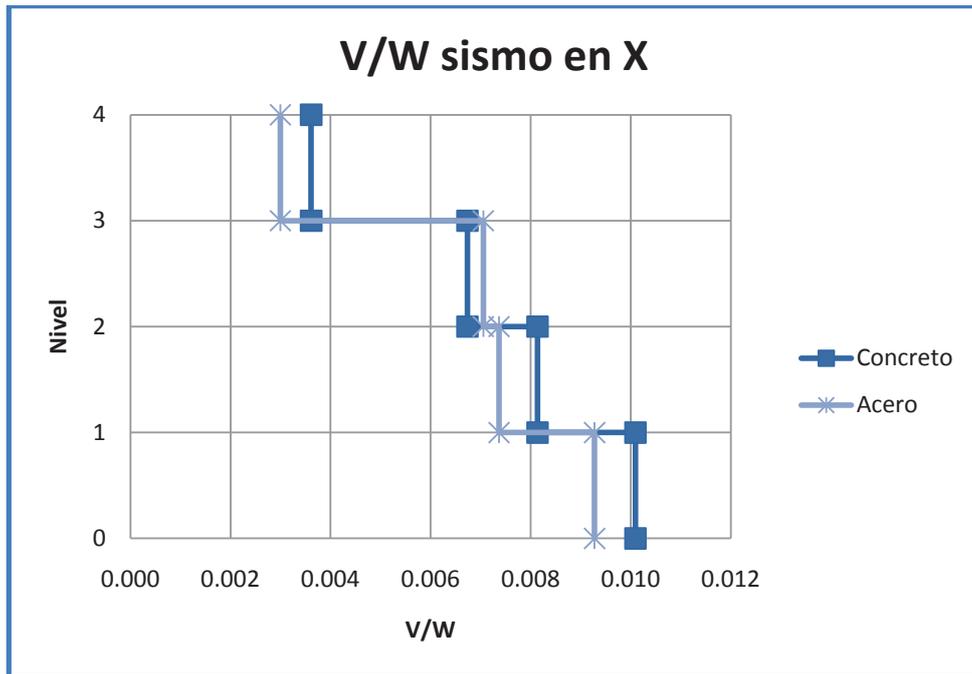
Tabla 5.9 Comparativo del cortante en las columnas de borde del marco central para los edificios de concreto y acero.

<b>COLUMNAS DE BORDE DEL MARCO CENTRAL EN EL EJE X</b>		
<b><i>SISMO EN X último</i></b>		
<b>Nivel</b>	<b>V/Wt</b>	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
<b>0 - 1</b>	0.01009	0.00928
<b>1 - 2</b>	0.00814	0.00737
<b>2 - 3</b>	0.00674	0.00705
<b>3 - 4</b>	0.00361	0.00300

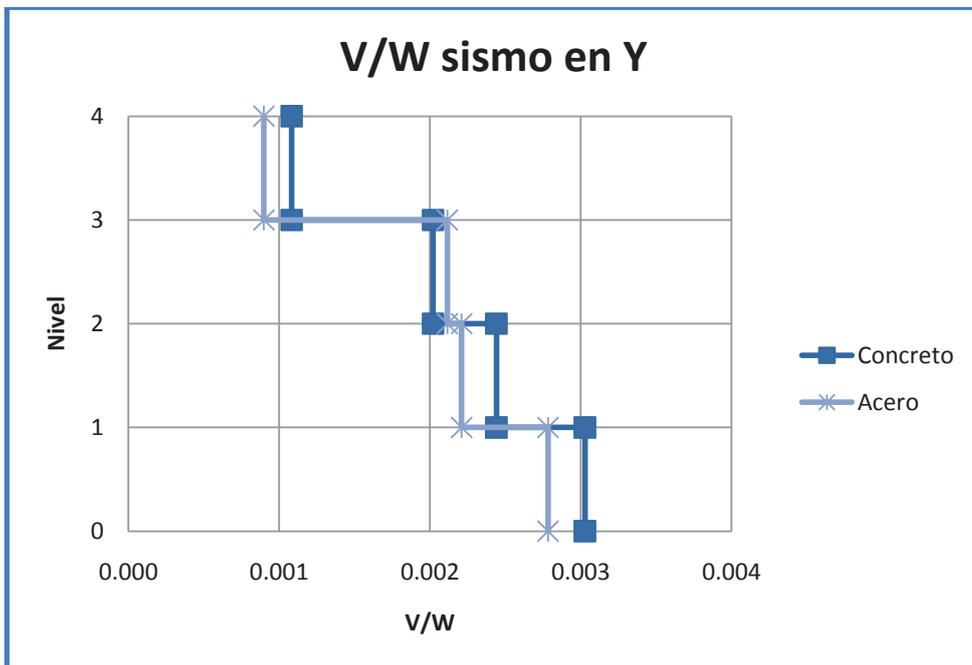
<b><i>SISMO EN Y último</i></b>		
<b>Nivel</b>	<b>V/Wt</b>	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
<b>0 - 1</b>	0.00303	0.00278
<b>1 - 2</b>	0.00244	0.00221
<b>2 - 3</b>	0.00202	0.00212
<b>3 - 4</b>	0.00108	0.00090

<b>COLUMNAS DE BORDE DEL MARCO CENTRAL EN EL EJE Y</b>		
<b><i>SISMO EN X último</i></b>		
<b>Nivel</b>	<b>V/Wt</b>	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
<b>0 - 1</b>	0.00303	0.00287
<b>1 - 2</b>	0.00244	0.00231
<b>2 - 3</b>	0.00202	0.00172
<b>3 - 4</b>	0.00108	0.00101

<b><i>SISMO EN Y último</i></b>		
<b>Nivel</b>	<b>V/Wt</b>	
	Edificio de concreto	Edificio de acero
<b>0 - 1</b>	0.01009	0.00957
<b>1 - 2</b>	0.00814	0.00768
<b>2 - 3</b>	0.00674	0.00573
<b>3 - 4</b>	0.00361	0.00337

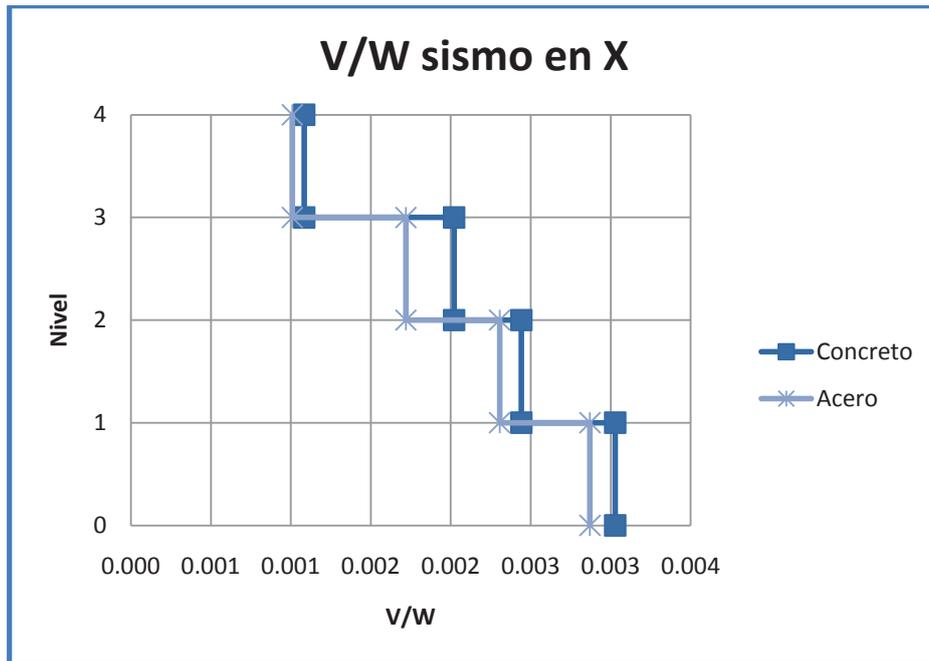


a) Sismo en X último (sis-x-u)

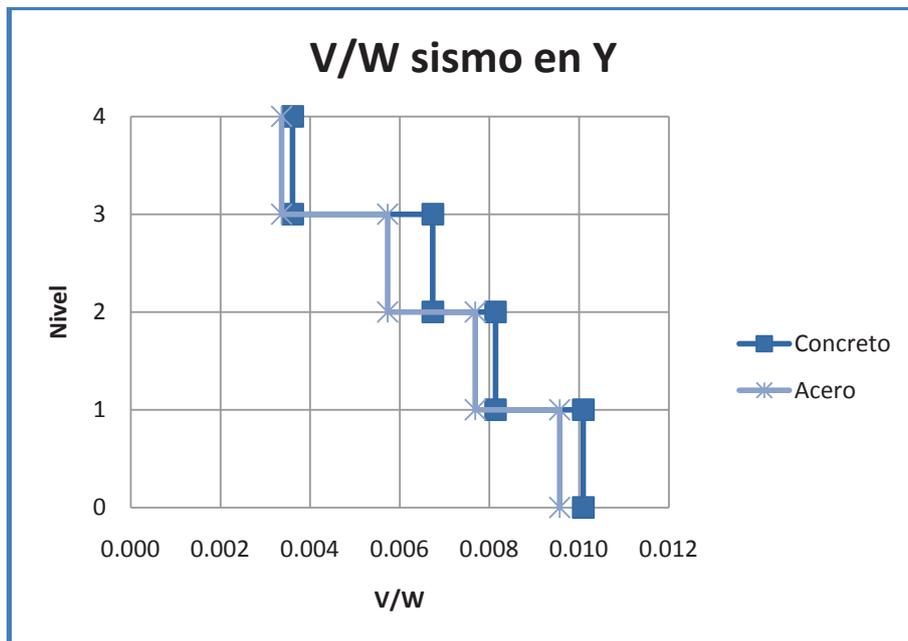


b) Sismo en Y último (sis-y-u)

Fig.5.6 Cortante en las columnas de borde del marco central en el eje X para la combinación de carga por sismo.



a) Sismo en X último (sis-x-u)



b) Sismo en Y último (sis-y-u)

Fig.5.7 Cortante en las columnas de borde del marco central en el eje Y para la combinación de carga por sismo.

Se observa en las figuras 5.4 y 5.5, resultados para la columna central del marco central del edificio (columna crítica para el diseño), que en general las columnas del edificio de acero toman un valor de relación de cortante-peso  $V/W$  mayor en los primeros dos niveles y los valores tienden a igualarse para los últimos dos niveles. Esto indica que existe una tendencia marcada de las columnas de acero de los primeros niveles a recibir una gran parte del cortante provocado por las fuerzas laterales de inercia provocadas por un sismo. Además se observa que las columnas del segundo nivel del edificio de concreto reciben un valor más alto de cortante que las columnas del primer nivel a diferencia del edificio de acero donde las columnas del primer nivel toman en general un valor de cortante mayor en la columna del primer nivel aunque en términos generales las columnas de los dos primeros niveles del edificio de acero reciben un valor de cortante similar. Después del segundo nivel se observa que la tendencia es obtener un valor más pequeño de cortante en los niveles superiores.

Las figuras 5.6 y 5.7 corresponden a las columnas de borde de los marcos centrales en ambas direcciones ortogonales. Estos resultados muestran que ya no se presenta la característica de que la columna del segundo nivel del edificio de concreto este sometida a un valor más alto de cortante en comparación con la columna del primer nivel. Se observa que la tendencia de la grafica  $V/W$  contra nivel de entrepiso es reducir el valor  $V/W$  conforme aumenta el nivel en consideración, sin embargo también se observa un cambio abrupto en el cortante cuando llegamos al cuarto nivel. En general observamos que el edificio de concreto recibe un valor más elevado de  $V/W$  en comparación con el de acero; esto no se observo en los resultados obtenidos para la columna central del edificio (figuras 5.4 y 5.5) con excepción de los primeros dos niveles donde era precisamente lo contrario.

Cabe mencionar que las gráficas de cortante para las columnas de concreto son casi idénticas cuando se analiza el cortante en las dos direcciones ortogonales debido a la perfecta simetría en la forma del edificio y las secciones de los elementos estructurales de concreto. Sin embargo, se aprecian diferencias en los valores de cortante obtenidos en ambas direcciones para los columnas de acero ya que se usaron columnas tipo I que

poseen diferentes propiedades en su sección transversal en las direcciones  $X$  y  $Y$ . Se observa por ejemplo que la columna central del edificio de acero en el primer nivel toma un valor más grande de cortante en la dirección  $Y$  que en la dirección  $X$  debido a la orientación del perfil.

### 5.5 Periodos de vibración

Para obtener las frecuencias y modos de vibración de un edificio de  $n$  niveles que puede ser representado como un sistema de varios grados de libertad es necesario resolver un problema matemático de valores característicos. Este análisis lo ejecuta el SAP2000 tomando en cuenta las hipótesis que nosotros indicamos (losa con comportamiento de diafragma rígido, uniones continuas entre vigas y columnas, entre otras consideraciones), de esta forma se reduce un número considerable de grados de libertad y se simplifica el problema. A cada modo de vibración le corresponde un respectivo periodo de vibración  $T$ . Se ha visto que los periodos que definen casi por completo el comportamiento dinámico de un sistema corresponden a los primeros 3 periodos, al primer periodo se le conoce como periodo fundamental. Consúltese Mario Paz et al, *Structural Dynamics: Theory and Computation* (2004) para estudiar la resolución de problemas de valores característicos y utilización del SAP2000 para el mismo fin.

En la tabla 5.10 se muestra un comparativo de los valores de los periodos fundamentales de vibración en los modelos estructurales.

Tabla 5.10 Comparativo de los periodos de los modelos estructurales

Modelo	Modo	Periodo (s)
Edificio de concreto	primer modo	0.5625
	segundo modo	0.5625
	tercer modo	0.53362
Edificio de acero	primer modo	0.96936
	segundo modo	0.88178
	tercer modo	0.87257

En la tabla 5.10 se observa que el periodo fundamental del edificio de acero es considerablemente mayor al del edificio de concreto, alrededor de un 70 por ciento más grande, y esto solo nos dice una cosa: el edificio de acero al tener un periodo de vibración más grande vibra más lentamente que el edificio de concreto y esto normalmente conduce a desplazamientos laterales mayores. Es de vital importancia conocer los periodos fundamentales de los edificios y del suelo para evitar posibles amplificaciones de los movimientos por efectos de resonancia.

## **CAPITULO 6**

### **Conclusiones**

### **6.1 Diseño de edificios**

La experiencia obtenida en este trabajo en cuanto al diseño de edificios ha sido útil para notar las principales diferencias en el diseño en concreto reforzado y en acero estructural; el diseño en concreto es más flexible que el diseño en acero ya que no se requiere de muchas propuestas de secciones transversales para lograr cumplir las especificaciones del reglamento de construcción, esto se debe a que gran parte a que en el diseño de estructuras de concreto se calcula el área de acero de refuerzo que se requiere en las secciones, además de que tenemos un margen relativamente amplio en cuanto a la cantidad de acero que podemos utilizar para que las secciones de concreto reforzado tengan un comportamiento dúctil.

Por otra parte, el diseño en acero estructural requiere de un gran número de iteraciones para la selección de perfiles. El diseño en acero demanda un buen entendimiento del efecto que producen ciertos tipos de configuraciones de los elementos mecánicos sobre los elementos estructurales y las características geométricas de cada perfil, en particular que pueden ser adecuadas para resistirlas usando la menor cantidad de acero posible. La desventaja de diseñar en acero, de acuerdo a la experiencia obtenida en este trabajo, radica principalmente en que cada elemento influye en la estructura como conjunto por lo que podemos hacer una buena aproximación del diseño pero si un elemento queda escaso no basta con proponer un nuevo perfil para ese elemento en particular sino que se debe revisar toda la estructura por completo de nuevo.

### **6.2 Comportamiento de los edificios ante acciones sísmicas**

En base a los resultados obtenidos del análisis y diseño de los modelos estructurales empleados en este trabajo, se concluye que para una idéntica configuración de acciones de diseño y características geométricas, los edificios de concreto son más pesados que los de acero con secciones más robustas por lo que los elementos estructurales de los edificios de concreto (columnas y trabes) consumen un mayor área de útil de servicio para

el proyecto arquitectónico que los edificios de acero que se caracterizan por tener secciones más esbeltas.

Sin embargo se observó que el edificio de acero estructural modelado como una estructura tridimensional sin elementos rigidizantes, como contravientos, tiene desplazamientos laterales, por lo tanto distorsiones angulares, mucho más significativos que el edificio de concreto en igualdad de circunstancias.

Además también se observó que los efectos de fuerza cortante–peso en ambas estructuras tienen características similares. No obstante cabe señalar que se debe cuidar que los perfiles elegidos o las combinaciones de ellos para las columnas conduzcan a propiedades geométricas (momento de inercia, radio de giro, etc.) similares en dos direcciones ortogonales ( $x$ ,  $y$ ) ya que se notó que en determinados casos los efectos de fuerza cortante por fuerzas de inercia se pueden concentrar de manera significativa en los primeros niveles.

Una diferencia notable entre los modelos estructurales analizados fue precisamente sus periodos fundamentales obtenidos, siendo 0.97 y 0.56 segundos los periodos obtenidos respectivamente para el edificio de acero y el de concreto reforzado, esto se obtuvo considerando el porcentaje de amortiguamiento crítico de el edificio de concreto del cinco por ciento y del dos por ciento en el edificio de acero, este resultado muestra la diferencia que se tiene en las respuestas dinámicas de las dos estructuras. Por lo que en lo concerniente a la elección del material de construcción también debe tenerse en cuenta las características dinámicas deseadas para la estructura, esto teniendo en mente la zona sísmica donde se construirán los edificios con la finalidad de evitar tener un periodo que coincida con el periodo dominante del suelo donde se desplantará la estructura.

De acuerdo a los resultados obtenidos es válido decir que los edificios diseñados en concreto poseen mayor masa que los edificios diseñados en acero, en cuanto a su rigidez podemos decir que es una variables con la que podemos jugar para llevar a la estructura a que tenga un periodo que presente un buen comportamiento dinámico de acuerdo a la zona sísmica donde se vaya a construir, esta variable es más fácil de controlar en una

estructura de concreto que en una de acero sin la presencia de elementos rigidizantes. Por lo tanto cuando se busca obtener periodos cortos para apartarse de la zona de mayor respuesta en terrenos blandos de movimientos amplios es factible optar por la construcción en concreto y si por el contrario se construye en terreno duro que se caracterizan por tener una zona de mayor respuesta para periodos cortos la construcción acero podría ser la mejor opción.

## REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction (AISC), 1994. Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design 2<sup>nd</sup> edition.*
- American Institute of Steel Construction (AISC), 1999. Manual of Steel Construction: Load and Resistance Factor Design 2<sup>nd</sup> edition.*
- Arévalo C., 2004. 'Comportamiento de muros de mampostería reforzada con carga paralela al plano'. Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia, Reporte técnico, [http://guaica.uniandes.edu.co:5050/dspace/bitstream/1992/697/1/MI\\_ICYA\\_2004\\_014.PDF](http://guaica.uniandes.edu.co:5050/dspace/bitstream/1992/697/1/MI_ICYA_2004_014.PDF), (20-02-10).
- Ballio G. y Calado C., 1994. '*Seismic behavior of Steel sections*'. *Journal of Construction and steel Research*.
- Bazán E. y Meli R., 2001. '*Diseño Sísmico de Edificios*'. Limusa.
- Bertrero V. y Popov E. 1965. '*Effect of large alternating strains on Steel beams*'. ASCE, ST1.
- Bozzo L. M. y Barbat A. H., 2000. '*Diseño Sismorresistente de Edificios: Técnicas Convencionales y Avanzadas*'. Reverté.
- Brandtzaeg A., Richart F. E. y Brown R. L., 1928. '*A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses*'. Boletín No. 185, University of Illinois.
- Díaz B. y León R., 2003. '*Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*'. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, <http://www.tdx.cat/TDX-1222103-092523>, (18-02-10).
- Espinoza B. F., 1999. '*Determinación de características dinámicas de estructuras*'. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, <http://www.tdx.cat/TDX-0731102-151724/>, (18-02-10).
- Gonzales C. y Fernández R., 2005. '*Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*'. 4<sup>a</sup> ed. Universidad Autónoma Metropolitana. Limusa.
- Hatano T., 1960. '*Dynamical Compressive Deformation and Failure of Concrete under Earthquake Load*'. Informe No. C 5906 del laboratorio Técnico del Instituto Central de Investigaciones de la Industria Eléctrica, Tokio.

- Hausammann H., 2008. '*Why Are Earthquakes Still so Devastating?*' Dept. of civil engineering, Bern University of applied sciences, Burgdorf, Switzerland. *Proceedings of the 14<sup>th</sup> World Conference of Earthquake Engineering, Beijing, China 2008*.
- Hendry A. W., 1990. '*Structural Masonry*'. Macmillan Education Ltd., Londres.
- Herrera M. A. y Madrid G. G., 2002. '*Manual de Mampostería de Concreto*'. Asociación Argentina del Bloque de Hormigón, <http://web.archive.org/web/20050314021551/http://www.aabh.org.ar/backup1408/Notas/icpc/index.html>, (20-02-10).
- Instituto Mexicano de Construcción en Acero (IMCA), 2005. Manual de construcción en Acero: Diseño por Esfuerzos Permisibles, 4<sup>a</sup> edición.
- Irmies M. T. y Bia C. T., 2000. '*Cyclic loading behavior of perforated unreinforced masonry wall model*'. *Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference of Earthquake engineering, Auckland, New Zealand*.
- Kumar S. et al, 1998. '*Nonlinear dynamic response of thin-circular tubes*' in *Stability and Ductility of Steel Structures*. Editado por Usami y Itoh. Londres.
- Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo, 2008*. Comisión Federal de Electricidad.
- McCormac J. C., 2002. '*Diseño de Concreto Reforzado*'. 4<sup>a</sup> ed., Alfaomega.
- McCormac J. C., 2002. '*Diseño de Estructuras de Acero Método LRFD*'. 2<sup>a</sup> ed., Alfaomega.
- Nilson A. H., 1999. '*Diseño de Estructuras de Concreto*'. *Structural Engineering Cornell University*, McGraw-Hill.
- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 2004*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No. 103-BIS.
- Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, 2004*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II No. 103-BIS.
- Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 2004*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo II No. 103-BIS.
- Olmos, B. A., 1998. '*Estudio de la Rigidez Contraviento-Disipador en Sistemas Estructurales con Dispositivos de Comportamiento Elastoplástico*'. Tesis de Licenciatura, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

- Park R. y Paulay T., 1975. '*Reinforced concrete structures*'. John Wiley Sons. Nueva York.
- Park R. y Paulay T., 1994. '*Estructuras de concreto reforzado*'. Limusa.
- Paulay T. y Priestley M. J. N., 1992. '*Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*'. Editado por John Wiley Sons, INC.
- Paz M. y Leigh W., 2004. '*Structural Dynamics: Theory and Computation*'. 5<sup>th</sup> ed., Springer.
- Usami T. y Ge H. B., 1994. '*Ductility of concrete-filled Steel box columns under cyclic loading*'. ASCE, Vol. 120, ST7.
- William T. S., 2000. '*Diseño de Estructuras de Acero con LRFD*'. 2<sup>a</sup> ed., Universidad de Memphis, Thomson Editores.