

29
2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA -

**COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO SISMICO
DE UN EDIFICIO CON ESTRUCTURA TIPO TUBO,
EN TUBO DE 25 NIVELES CONSTRUIDO EN
MEXICO, D. F. Y EN ACAPULCO, GRO.**



**TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
ANTONIO FERNANDEZ ARES DE PARGA**

DIRECTOR: M. I. JORGE A. AVILA RODRIGUEZ

MEXICO, D. F.

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-090/96

Señor
ANTONIO FERNANDEZ ARES DE PARGA
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.L. JORGE A. AVILA RODRIGUEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"COMPARACION DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN EDIFICIO CON ESTRUCTURA TIPO TUBO EN TUBO DE 25 NIVELES CONSTRUIDO EN MEXICO, D.F. Y EN ACAPULCO GRO."

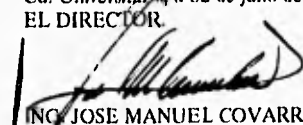
INTRODUCCION

- I. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO**
 - II. MODELACION DE LA ESTRUCTURA Y TIPOS DE CARGAS**
 - III. CALCULO DE LA RESPUESTA SISMICA EN MEXICO, D.F.**
 - IV. CALCULO DE LA RESPUESTA SISMICA EN ACAPULCO, GRO.**
 - V. COMPARACION DE RESPUESTAS**
 - VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
- REFERENCIAS**

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

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

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA, HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario, a 02 de julio de 1996.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*jbr

Gracias, Juan y Carmen, por ser los mejores padres del mundo.
Gracias, Juan y Gabriel, por ser los mejores hermanos del mundo.

Gracias, Georgina, por tu amor y tu compañía.

Gracias a toda mi familia, sobretodo a mis abuelas, Lulsa y Cristina, y a mi Tío Antonio. Tío, espero algún día ser tan buen Ingeniero como tú.

También agradezco a todas las personas que hicieron posible que el tiempo que pasé en la Universidad fuera una de las épocas más felices de mi vida. Jorge Arturo, muchas gracias por tu amistad, tu paciencia y tu interés, que no es otro más que el ayudar a tus alumnos para que alcancen sus metas. Gracias Juan, por estar siempre ahí cuando algo necesitaba y por ser uno de los mejores amigos que tengo. Gracias a todos ustedes: Adolfo, Alfonso, Carlos Alexia, César, Cynthia, Eduardo, Ezequiel, Fabián, Guillermo, Heito, Jesús, Jorge, Pablo, René, y Tomás, porque nada hubiera sido igual sin haberlos conocido. Pablo y Mónica, muchas gracias por ser mis amigos de toda la vida. Quiero agradecer a Carmen Reyes por el cariño y ayuda que me brindó durante toda la carrera.

Agradezco de manera muy especial al Ing. José Manuel Covarrubias Solís, por el apoyo brindado a los alumnos de la Facultad de Ingeniería.

Comparación del comportamiento sísmico de un edificio con estructura tipo tubo en tubo de 25 niveles construido en México D.F. y en Acapulco, Gro.

Índice

1. Introducción	
1.1. Antecedentes	1
1.2. Alcance y objetivos	2
2. Criterios de análisis y diseño	
2.1. Antecedentes	4
2.1.1. Marcos rígidos	5
2.1.2. Marcos contraventeados	6
2.1.3. Marcos con muros	6
2.1.4. Estructuras a base de losa plana	7
2.1.5. Estructuras de muros de cortante	7
2.1.6. Estructuras de marcos y muros	8
2.1.7. Marcos tubulares	8
2.1.8. Estructuras con elementos en voladizo	10
2.1.9. Estructuras verticales suspendidas	11
2.1.10. Estructuras con únicamente núcleo central	12
2.1.11. Estructuras capatales	12
2.1.12. Estructuras híbridas	12
2.2. Estructuras tubulares	13
2.2.1. Descripción de las estructuras tubulares	13
2.2.2. Comportamiento estructural	14
2.2.3. Análisis estructural	15
2.3. Análisis sísmico	16
2.3.1. Análisis dinámico modal	16
2.3.2. Criterios de análisis del RDF-93	17
2.3.2.1. Métodos de análisis	17
2.3.2.2. Coeficientes sísmicos y espectros de diseño	18
2.3.2.3. Factores de comportamiento sísmico, Q	19
2.3.2.4. Condiciones de regularidad	19
2.3.2.5. Análisis dinámico modal	20
2.3.2.6. Revisión por cortante basal	20
2.3.2.7. Análisis estático	21

2.3.2.8. Efectos de torsión	21
2.3.2.9. Efectos de segundo orden	22
2.3.2.10. Efectos bidireccionales	22
2.3.3. Criterios de análisis del RGR0-89	22
2.3.4. Características y modelado con ETABS-90	23
2.3.4.1. Marcos	24
2.3.4.2. Sistemas de piso	25
2.3.4.3. Sistemas de ejes de referencia	25
2.3.4.4. Localización de marcos	26
2.3.4.5. Condiciones de carga	26
2.3.4.6. Zonas rígidas de nudos	27
2.3.4.7. Elementos estructurales	27
2.3.4.8. Equilibrio estático	27
2.3.4.9. Efectos P- Δ	29
2.3.4.10. Bloques de datos	29
2.4. Criterios de diseño de elementos de concreto reforzado	33
2.4.1. Flexión y cortante	34
2.4.2. Miembros sujetos a flexión y carga axial	35
2.4.3. Vigas diafragma	37
2.4.4. Refuerzo mínimo por cambios volumétricos	38
2.4.5. Recubrimientos y separación de barras	38
3. Modelación de la estructura y tipo de cargas	
3.1. Características de la estructura	40
3.2. Cargas muertas y cargas vivas	44
3.2.1. Cargas muertas	44
3.2.2. Cargas vivas	45
3.2.3. Distribución y tipos de cargas gravitacionales en vigas	46
3.2.4. Espectros de diseño para el D.F. y Acapulco	49
3.3. Pesos	49
3.4. Modelación de la estructura a estudiar	49
4. Cálculo de la respuesta sísmica en México D.F.	
4.1. Determinación de propiedades estructurales	54
4.2. Periodos de vibración y formas modales	57
4.3. Desplazamientos laterales máximos totales	59
4.4. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, δ_i/h_i	61
4.5. Fuerzas cortantes de entrepiso	63
4.6. Revisión por cortante basal	65
4.7. Distribución de fuerzas horizontales en los diferentes ejes estructurales	66
4.8. Elementos mecánicos últimos y diseño de elementos estructurales	69
4.8.1. Diseño de vigas	83
4.8.2. Diseño de columnas	93

4.8.3 Diseño de muros del cubo central	98
5. Cálculo de la respuesta sísmica en Acapulco, Gro.	
5.1. Periodos de vibración	102
5.2. Desplazamientos laterales máximos totales	105
5.3. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso	106
5.4. Fuerzas cortantes de entrepiso	107
6. Comparación de respuestas	
6.1. Caso 1. Edificio que cumple con la condición de desplazamientos laterales permisibles en México D.F., pero bajo el espectro de Acapulco	108
6.2. Caso 2. Edificio que cumple con la condición de resistencias en México D.F., pero bajo el espectro de Acapulco	108
6.3. Comparación de respuestas para el edificio que cumple con la condición de desplazamientos laterales permisibles en México D.F.	108
7. Conclusiones y recomendaciones	
7.1. Conclusiones	118
7.2. Recomendaciones	119

Referencias

1. Introducción

1.1. Antecedentes

En la República Mexicana se encuentra una de las zonas de alto riesgo sísmico más importantes en el mundo. Dicha zona comprende los Estados de Colima, Michoacán, Guerrero, Morelos, Oaxaca, Distrito Federal, sur de Veracruz, Chiapas, Estado de México, Puebla, y sur de Jalisco. Los sismos han sido numerosos e intensos, pero ninguno tan dañino como el del 19 de septiembre de 1985.

Las pérdidas humanas y los daños materiales ocasionados en el Distrito Federal provocaron cambios drásticos en los criterios de diseñadores y constructores. A raíz de esto aparecieron, en octubre del mismo año, las Normas de Emergencia, y posteriormente surgió un nuevo reglamento de construcciones para el D.F. (RDF-87), que contemplaban importantes cambios en aspectos técnicos y legales. Además, se intensificó el número de investigaciones destinadas a la ingeniería sísmica, comportamiento estructural y resistencia de materiales.

Todo parece indicar que la filosofía de diseño sismorresistente para construcciones en el Valle de México ha sufrido un proceso de aprendizaje exitoso. Sin embargo, debemos recordar que la costa del Pacífico y la zona sur de nuestro país, están igualmente expuestas a problemas como los ocurridos en los sismos de septiembre de 1985. Se deberá conocer la legislación para el diseño y construcción en estas zonas, y de no existir, se deberá aplicar un criterio adecuado y confiable, seguido de un estudio cuidadoso de las condiciones existentes en el lugar.

Los trabajos en el área de ingeniería sísmica están siendo ampliamente desarrollados en la Ciudad de México, pero es necesario extenderlos al resto del territorio nacional, ya que así lo exigen las condiciones naturales y las perspectivas de desarrollo. Las investigaciones deberán proporcionar resultados claros que conduzcan al mejoramiento de los códigos de construcción en todo el país. Por otro lado, deberán contribuir al avance tecnológico en el área de ingeniería sísmica y estructural, proponiendo nuevas formas estructurales que sean funcionales, seguras, económicas, y armónicas con la naturaleza.

El estudio desarrollado en este trabajo, que forma parte de las investigaciones que se realizan en el Instituto de Ingeniería UNAM, consiste en el análisis del comportamiento sísmico de un edificio con estructura tipo tubo en tubo construido en México D.F. y en

Acapulco, Gro., para fines de observar qué pasa en uno y otro lugar con este tipo de estructuración

1.2. Alcance y objetivos

Se diseña una estructura tipo tubo en tubo para un hotel de 25 niveles, ubicado en la zona III (compresible) del D.F. Posteriormente, se analiza el comportamiento del mismo edificio en caso de ser construido en la zona hotelera de Acapulco, Gro. (zona D, tipo de terreno II). El diseño en el D.F. se realiza de acuerdo a las especificaciones del RDF-93 y sus NTC correspondientes. Para el análisis del comportamiento sísmico en Acapulco, se utiliza el Reglamento de Construcciones del Estado de Guerrero, vigente desde 1989 (RGRO-89).

Los objetivos del trabajo son:

1. Observar y conocer el comportamiento sísmico de un edificio de concreto reforzado, tipo tubo en tubo, construido en el D.F. (zona III).
2. Analizar este edificio, con la misma estructura, construido en Acapulco Gro. (zona D, terreno II), para conocer las diferencias en el comportamiento sísmico de ambos edificios diseñados en los dos sitios, para así percatarse de las consecuencias que acarrea diferentes reglamentos de construcción.

Para ambos casos, se realiza análisis dinámico modal espectral, de acuerdo a las especificaciones del RDF-93 y RGRO-89, respectivamente. Para el análisis estructural, se emplea el programa ETABS-90, útil en el análisis y diseño de estructuras tridimensionales de este tipo.

En el capítulo 2 se presentan formas usuales de estructuración para edificios altos, entre las cuales se encuentra el caso del tubo en tubo. Se describen los criterios de análisis y diseño utilizados en este trabajo, algunos conceptos generales de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RDF-93, y se resaltan conceptos relacionados con el diseño de elementos estructurales que componen una estructura tipo tubo en tubo. También, se presentan los espectros de diseño empleados para el caso de México D.F. y de Acapulco, Gro.

En el capítulo 3 se presenta la modelación del edificio de 25 niveles. Se detallan las dimensiones del edificio, y se valúan las cargas verticales para uso de hotel, de acuerdo a las especificaciones de las NTC para diseño por sismo del RDF-93 y del RGRO-89.

En el capítulo 4 se muestra la respuesta sísmica del edificio para las condiciones de la ciudad de México. Se presentan periodos naturales de vibración, desplazamientos

laterales máximos de cada nivel, relaciones desplazamiento lateral relativo entre altura de entrepiso (Δ_i/h_i), cortantes de entrepiso, participación en rigidez de los diferentes ejes estructurales, elementos mecánicos últimos, y diseños de vigas, columnas, y muros.

En el capítulo 5 se presentan las respuestas sísmicas ocurridas en Acapulco, Gro., que se compararán posteriormente (cap. 6) con las determinadas para la Cd. de México.

Finalmente, se muestran las conclusiones y se hacen una serie de recomendaciones.

2. Criterios de análisis y diseño

2.1. Antecedentes

Desde el punto de vista de un estructurista, la determinación de un edificio alto involucraría solamente el arreglo de sus principales elementos para resistir de la manera más eficiente todas las posibles combinaciones de carga, del tipo horizontal, vertical, etc. Sin embargo, existen otros factores que intervienen en la elección de la forma estructural, como lo son:

- Planeación interna del edificio
- Materiales y procedimientos de construcción del sitio
- Naturaleza y tipo de fuerzas horizontales (sismo, viento)
- Funcionamiento y localización de las instalaciones
- La altura del edificio
- El diseño arquitectónico

Una consideración importante es la función para la cual se va a proyectar un edificio. Por ejemplo, para las oficinas modernas, en las que se requieren múltiples divisiones y suele utilizarse para ello a los muros ligeros, se llegan a necesitar grandes claros, libres de columnas. Las áreas de servicios corren en una dirección y por cuestiones de las instalaciones se necesita una altura adicional de entrepiso de hasta 1.5 m, llegándose a tener alturas totales de más de 3.5 m. La fig 2.1 presenta una planta estructural tipo adecuada para estos edificios.

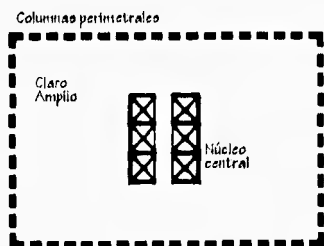


Fig 2.1.- Plan estructural para oficinas

Para un hotel o un conjunto residencial es posible diseñar elementos verticales continuos (muros) a lo largo de todo el edificio, para fines de crear las divisiones necesarias. Los ductos para servicios corren verticalmente junto con los muros o columnas, emergiendo en cada piso a un lugar muy cercano del requerido. Así, no es necesario un espacio adicional para instalaciones y la losa puede funcionar como techo. Las alturas de entrepiso pueden ser más pequeñas, generalmente de aproximadamente 2.7 m, cumpliendo siempre con la altura mínima permisible del código vigente en la zona en que se construye.

Además de satisfacer con los requerimientos no estructurales antes mencionados, es imprescindible escoger, para un edificio, una forma estructural adecuada para resistir las cargas gravitacionales y horizontales de la manera más económica posible, dentro de los niveles adecuados de seguridad. Un edificio alto es como un gran voladizo, que puede estar formado de varios elementos, como grupos de muros o columnas, flexionándose a lo largo de su propio eje, y solamente actuando en conjunto debido al acoplamiento y conexión horizontal que pueden proporcionar las losas de los sistemas de piso.

A continuación, se describen las principales características estructurales de las opciones más comunes en la construcción de edificios.

2.1.1. Marcos rígidos

Los marcos rígidos (fig 2.2) son estructuras de vigas y columnas unidas por conexiones resistentes a momento flexionante. La rigidez lateral global depende de la rigidez a flexión de las vigas, columnas y conexiones en el plano de flexión. Tienen la gran ventaja de presentar espacios amplos y rectangulares que permiten un fácil arreglo de muros, puertas y ventanas. El sistema es ideal para estructuras de concreto reforzado, pero empieza a presentar problemas de economía para edificios mayores de 20 a 25 pisos. Las cargas verticales y laterales son resistidas por el mismo marco.

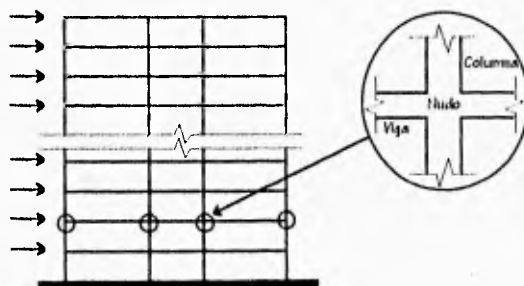


Fig 2.2.- Marco rígido

2.1.2. Marcos contraventeados

En los marcos contraventeados las cargas horizontales son resistidas principalmente por los elementos diagonales, que junto con las vigas y columnas tienden a formar el trabajo de una armadura, como se muestra en la fig 2.3a. Las diagonales de estos marcos son sumamente eficientes para resistir cargas laterales, pero son exclusivas de estructuras de acero, ya que los elementos diagonales trabajarán bajo cargas axiales de tensión importantes, ante la acción en una y otra dirección de la carga lateral. Son estructuras económicas para cualquier altura de edificio.

La gran desventaja de este sistema estructural es que obstaculiza el funcionamiento interno del edificio, razón por la que se busca colocar los elementos diagonales en la periferia o también ahogados en muros, en cuños de elevadores, escaleras, o servicios. Recientemente, se ha utilizado un contraventeo de mayor longitud, extendiéndose éste sobre diversos pisos, como se muestra en la fig 2.3b; en estos casos resulta importante revisar con mayor cuidado los posibles efectos de esbeltez.

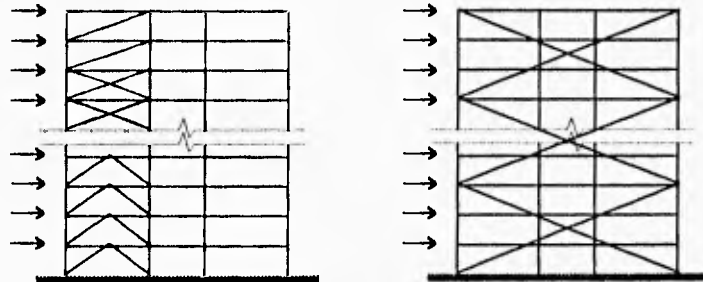


Fig 2.3.- a) Marco contraventado

b) Contraventeo de mayor longitud

2.1.3. Marcos con muros

Un marco rígido de concreto o acero estructural se rigidiza con muros de mampostería o concreto. Cuando entra en acción la carga lateral, los muros la resisten por medio de una compresión diagonal equivalente. Este tipo de estructuras tiene la ventaja de que utiliza los mismos muros para resistir cargas laterales y para dividir los espacios del edificio, logrando importantes economías. Tienen el problema del comportamiento incierto de la mampostería, en cuanto a su reducida resistencia al cortante, por lo que el sistema se deja en muchos de los casos como un auxiliar de los marcos rígidos.

2.1.4. Estructuras a base de losa plana

La estructura a base de losa plana es la más simple y lógica de todas las formas estructurales. Consiste en losas uniformes de un cierto espesor, dependiendo de los claros entre las columnas. El sistema, a base de concreto reforzado, es muy económico y permite reducir considerablemente las alturas de entrepiso.

Bajo la acción de cargas laterales el comportamiento es similar al de un marco rígido, con la salvedad de que la losa plana realiza la función de las crujeas, mediante el trabajo de un ancho equivalente. Estas estructuras son adecuadas para departamentos u hoteles en donde no se requiere espacio en el techo, en que la misma losa sirve como tal. Soportan claros de hasta 8 a 12 m y son económicas para edificios no mayores a 10 pisos. Tienen la desventaja de las conexiones losa-columna, en donde ante acciones laterales importantes, es muy difícil garantizar la transmisión de los efectos de cortante entre ambas partes de la conexión.

2.1.5. Estructuras de muros de cortante

Son muros verticales continuos de concreto o de mampostería que funcionan como elementos divisores, arquitectónicos y estructurales (para resistir cargas verticales y laterales). Por su gran rigidez, los muros se encargan de resistir el total de las fuerzas laterales, tendiéndose a comportar la estructura como un voladizo a base de muros separados. Son mucho más rígidos que los marcos y resultan económicos, en el caso de muros de concreto, para estructuras de hasta 35 pisos.

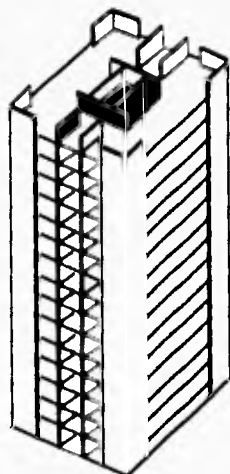


Fig 2.4.- Estructura de muros de cortante

A diferencia de los marcos, estas estructuras tienden a obstaculizar la planeación interna del edificio ya que no permiten la existencia de grandes claros. Son adecuadas para departamentos u otros edificios donde el uso se repita piso por piso. Los edificios con muros de cortante, como el que se muestra en la fig 2.4, han demostrado tener un buen comportamiento ante sismos importantes. Tienen la desventaja, cuando se utilizan en número pequeño, de concentrar excesivamente los efectos sísmicos en pocos puntos, debiéndose tener cuidado con el tipo de cimentación que se seleccione.

2.1.6 Estructuras de marcos y muros

En estas estructuras se combina el uso de marcos rígidos y muros de cortante. En los primeros, la deformación es por la acción de la fuerza cortante, mientras que en los segundos se debe al momento flexionante. Ambos, se combinan para conformar una estructura más rígida y más fuerte, y son recomendables para edificios de más de 15 niveles, sin olvidar que en los niveles superiores el muro tenderá a apoyarse sobre los marcos.

2.1.7. Marcos tubulares

Son marcos rígidos muy resistentes a momento flexionante, en forma de tubo, alrededor del perímetro del edificio, que proporcionan la resistencia a carga lateral. Los marcos consisten de columnas muy cercanas (2 a 4 m de eje a eje) unidas por vigas de gran peralte (fig 2.5). A pesar de que el tubo toma toda la carga lateral, la carga vertical es distribuida entre el tubo y las columnas o muros interiores. Cuando actúa un sismo, los muros perimetrales alineados en la dirección del sismo cumplen la función de las almas de una sección tubular; los marcos normales a la dirección del sismo se comportan como los patines.

En planta baja no es usual que las columnas estén cercanas entre sí, porque se tiene la entrada al edificio. Por lo tanto, las columnas de los pisos superiores terminan en una viga de mayor peralte para transmitir las cargas; solamente algunas columnas de mayor dimensión y más espaciadas llegan hasta la base. La forma de tubo se desarrolló originalmente para edificios de planta rectangular, que es, probablemente, la forma más eficiente.

El tubo es adecuado para estructuras de acero o de concreto reforzado y se ha utilizado para edificios de 40 o más de 100 pisos. Resulta ser una de las formas estructurales más innovadoras. Ofrece una estructura de fácil construcción, apropiada para los edificios de mayor altura. Existen algunas variantes, como son:

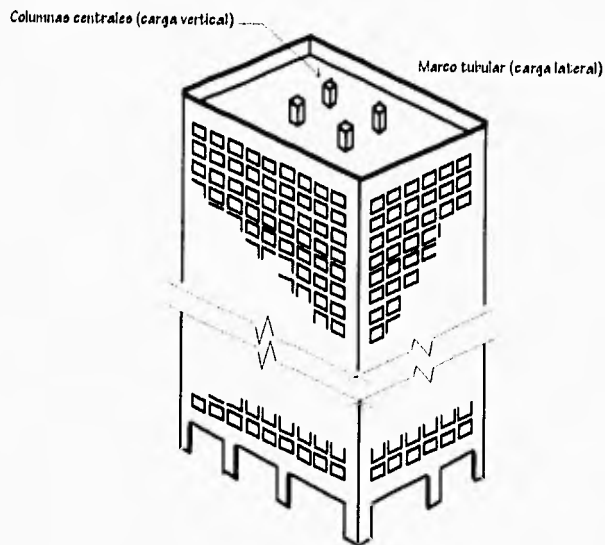


Fig 2.5.- Estructura de marco tubular

- **Tubo en tubo**

La estructura tubo en tubo, objetivo de estudio en este trabajo, consiste en un gran marco tubular exterior y uno interior para servicios y elevadores. Ambos funcionan conjuntamente para resistir cargas gravitacionales y laterales, por medio del acoplamiento proporcionado por las losas de los sistemas de piso. En una estructura de acero, el marco interior puede ser de marcos contraventeados, y en una de concreto, consistiría en un conjunto de muros de cortante (fig 2.6).

- **Estructuras de tubos interconectados**

Este tipo de estructura es notable, debido a que fue utilizada en el edificio más alto del mundo: la Torre Sears en Chicago. La torre, en sus primeros 50 niveles (de 110), consta de cuatro marcos rígidos de acero paralelos en cada dirección ortogonal, ligados para formar nueve tubos interconectados entre sí (fig 2.7). Como en el caso de las estructuras de un solo tubo, los marcos en la dirección de la carga funcionan como almas y los normales a la carga como patines.

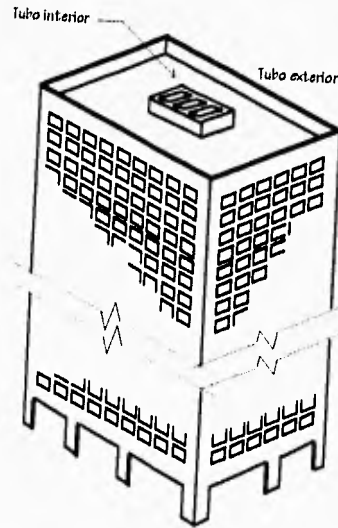


Fig 2.6.- Estructura tubo en tubo

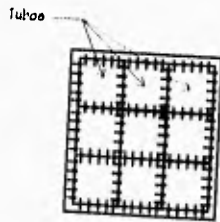


Fig 2.7.- Estructura de tubos interconectados

- Estructuras de tubos contraventeados

Una forma de incrementar la eficiencia ante efectos laterales de estas estructuras, es contraventear las caras exteriores de los tubos. Esto permite alcanzar alturas mayores y tener espacios más largos entre columnas.

2.1.8. Estructuras con elementos en voladizo

Esta forma estructural (fig 2.8) consiste en un núcleo central de muros de cortante o marcos, con elementos horizontales tipo armaduras o vigas en voladizo que conectan al núcleo por medio de las columnas exteriores. Cuando la estructura es cargada

horizontalmente, la rotación del núcleo queda restringida por los voladizos y las columnas (trabajando a tensión o compresión).

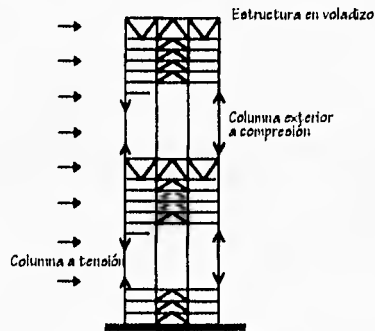


Fig 2.8.- Estructura con elementos en voladizo

Los elementos de los voladizos unen a las columnas al centro para que la estructura trabaje conjuntamente como un cantiliver. Este tipo de estructura se ha utilizado para edificios de 40 a 70 pisos.

2.1.9. Estructuras verticales suspendidas

Consisten en un núcleo rígido central con voladizos horizontales hasta el nivel de la azotea. Al voladizo se fijan tirantes (pueden ser cables de acero) de los cuales se cuelgan las losas de piso (fig 2.9). La estructura presenta grandes ventajas arquitectónicas ya que, a excepción del núcleo central, no se tienen miembros verticales a nivel de planta baja. Además, los tirantes, al estar siempre trabajando a tensión, pueden tener una sección mínima. Su desventaja principal es la ineficiencia para el manejo de cargas verticales; primero suben la carga vertical a través de los tirantes hasta los voladizos para después bajarla a través del núcleo central.

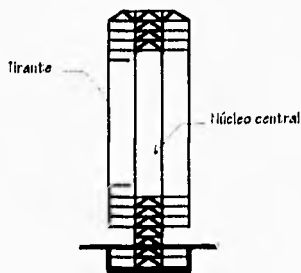


Fig 2.9.- Estructura suspendida

2.1.10. Estructuras con únicamente núcleo central

Una coraza central carga con el total de las acciones verticales y horizontales. Las losas pueden estar soportadas por un voladizo desde la coraza o por la coraza y columnas perimetrales, las cuales terminan en voladizos de mayor dimensión, que soportan un número mayor de niveles (fig 2.10).

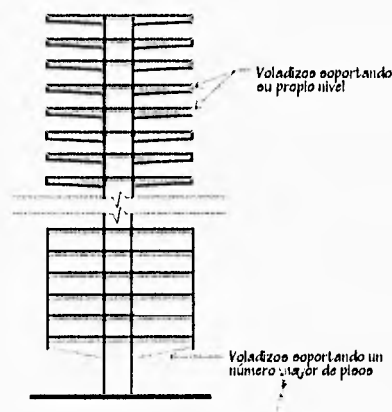


Fig 2.10.- Estructura de núcleo central únicamente

2.1.11. Estructuras espaciales

El sistema consiste en un marco tridimensional configurado en forma de triángulos. El resultado es eficiente para resistir cargas laterales y verticales, y proporciona una estructura ligera con potencial para alcanzar grandes alturas. La estructura es simple en su concepción, pero sumamente complicada en su geometría, lo que dificulta la distribución de cargas y la generación de espacios eficientes.

2.1.12. Estructuras híbridas

Son construcciones que emplean conjuntamente más de uno de los sistemas estructurales antes descritos. Responden a la nueva generación de edificios post-modernistas, que son irregulares en planta y elevación. Hoy en día, con el desarrollo de programas de análisis estructural más sofisticados, ha sido posible determinar con mayor exactitud el comportamiento de estas estructuras. Así, un ingeniero, con conocimientos de análisis y diseño estructural, debe poder concebir cualquier estructura, aún aquellas de geometrías inimaginables.

2.2. Estructuras tubulares

En el inciso anterior se describieron brevemente las características de estas estructuras, involucrando diferentes formas estructurales: marco tubular, tubo en tubo, tubos interconectados, y tubos contraventeados.

El desarrollo original fue el marco tubular para resistir cargas de viento. Se observó que la estructura sufría deformaciones por cortante considerables en las caras normales a la dirección del viento. Posteriormente, se emplearon los sistemas de tubos interconectados y tubos contraventeados, diseñados para lograr un esfuerzo axial más uniforme sobre las columnas de los paneles normales. La estructura tubo en tubo es una variante innovadora, que toma en cuenta las variaciones en el comportamiento lateral.

2.2.1. Descripción de las estructuras tubulares

La configuración más simple de marco tubular consiste en cuatro paneles ortogonales unidos rígidamente, formando un tubo perimetral (fig 2.6). Los paneles se forman por columnas muy poco espaciadas conectadas por vigas de gran peralte en el piso de cada nivel. A diferencia de los marcos rígidos, la dirección de mayor resistencia a momento flexionante de las columnas se alinea con la dirección de la cara del edificio. Como ya se mencionó, las caras paralelas a la dirección de un elemento actúan como las almas de una sección tubular, mientras que las caras normales realizan la función de los patines. Las cargas verticales se resisten conjuntamente entre los paneles y algunos otros elementos estructurales interiores como columnas o un núcleo central (tubo interior).

Las columnas poco espaciadas dificultan el acceso a la planta baja, razón por la cual se utilizan grandes vigas en este nivel para transmitir las cargas de los paneles a columnas de mayor dimensión y más espaciadas una de la otra (fig 2.11).

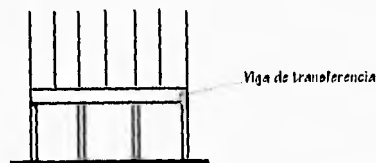


Fig 2.11.- Sistema de amplificación de espacios en planta baja

Entre las estructuras resistentes a cargas laterales, este tipo posee grandes ventajas arquitectónicas ya que permite gran libertad en la planeación interior del edificio.

2.2.2. Comportamiento estructural

A pesar de que la estructura tiene forma de tubo, su comportamiento es mucho más complejo que el de un simple tubo no perforado, y su rigidez considerablemente menor. Cuando es sometida a momento flexionante, ocasionado por cargas laterales, el primer modo de deformación es igual al de un simple tubo en voladizo en el que las columnas de lados opuestos del eje neutro son sometidas a tensión y compresión como se muestra en la fig 2.12.

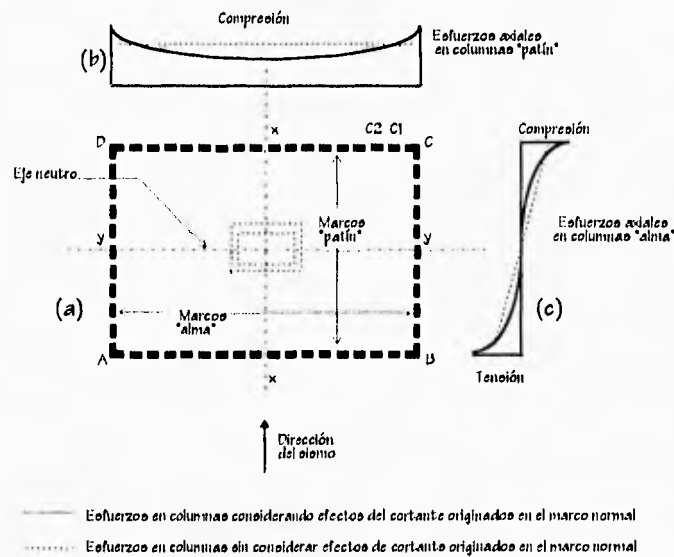


Fig 2.12.- Distribución de esfuerzo axial en las columnas de un tubo cargado lateralmente

Los ejes de los marcos perpendiculares a la dirección del sismo (AB y DC) están sometidos a la acción flexionante y a la acción de la fuerza cortante asociada a un marco rígido independiente (marcos AD y BC). Las vigas del tubo se someten a flexión y provocan una fuerza cortante que incrementa los esfuerzos en las columnas cercanas a las esquinas, y los disminuye en las centrales. Esto sucede para los marcos tipo "patín" (AB y DC) y tipo "alma" (AD y BC), como se aprecia en la línea continua de las figs 2.12b y 2.12c.

Este comportamiento es fácil de apreciar con el primer modo de vibración de la estructura. La resistencia principal a la acción del sismo la proporcionan los marcos

"alma", que al deformarse provocan que las columnas de A a B sufran tensiones y las de D a C compresiones. La interacción entre el alma y los patines ocurre a través de los desplazamientos verticales de las columnas de esquina. Estos desplazamientos corresponden al cortante vertical en las crujeas de los marcos "alma", que desplazan las fuerzas axiales en las columnas de los marcos "patín". Por ejemplo, cuando la columna C sufre una deformación por compresión, ésta tenderá a comprimir una columna adyacente C1, ya que están conectadas a través de las vigas. Las deformaciones de ambas columnas no serán idénticas debido a la flexibilidad de las vigas que las conectan. La fuerza axial en la columna adyacente C1 será menor en una proporción que depende de la rigidez a flexión de las vigas conectoras (teóricamente, el comportamiento de tubo perfecto requeriría de vigas infinitamente rígidas). A su vez, la deformación de la columna C1 provocará esfuerzo axial en otra adyacente C2, pero de nuevo, el esfuerzo inducido será menor. Así, cada columna del marco transmitirá una parte cada vez menor del esfuerzo original provocado por la deformación de la columna C, con lo que se explica el porqué de la línea continua en las figs 2.12b y 2.12c. Las diferencias entre el comportamiento antes explicado y el de un tubo perfecto se ejemplifica a través de las líneas continuas y punteadas mostradas en estas figuras.

2.2.3. Análisis estructural

Para efectos de cálculo, es común asumir que la rigidez de los sistemas de piso es lo suficientemente grande, de tal forma que las losas actúan como diafragmas infinitamente rígidos ante acciones en su plano. Así, los desplazamientos de cualquier punto del mismo nivel pueden ser expresados en términos de dos traslaciones ortogonales y una rotación. También, se asume que las losas tienen muy poca rigidez fuera de su plano, y por lo tanto pueden resistir muy poco momento flexionante.

Cuando el edificio es sometido a fuerzas laterales, la función del sistema de piso es transmitir eficientemente dichas acciones a los elementos estructurales verticales. Para el caso de la estructura tubo en tubo, los sistemas de piso serán la unión que permite que el núcleo y los marcos perimetrales trabajen como una sola unidad. El tubo interior se deformará con la misma deflexión horizontal que el tubo exterior debido a la gran rigidez en el plano de la losa de piso. Además, tomará una proporción importante de la carga lateral. De esta forma, ambos tubos trabajarán conjuntamente para resistir cargas laterales y se trasladarán y rotarán en el plano horizontal como una sola unidad en cada nivel. Como el tubo interior y el exterior se deforman individualmente en diferentes formas, ocurrirá una redistribución de esfuerzos a lo largo de la altura del edificio, debido a que ambas unidades están restringidas a desplazarse como una sola. Esto es, el trabajo de conjunto es muy importante en este tipo de estructuración.

2.3. Análisis sísmico

2.3.1. Análisis dinámico modal

Un edificio puede representarse como un sistema de varios grados de libertad compuesto por una serie de masas unidas por resortes (fig 2.13). Las masas se consideran concentradas en cada piso y los resortes representan la rigidez lateral de cada entrepiso.

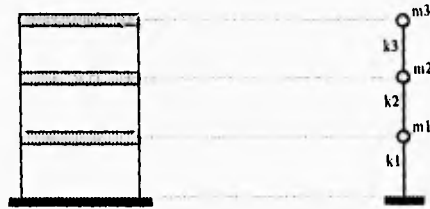


Fig 2.13.- Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad

La ecuación de equilibrio dinámico del sistema es:

$$F_i + F_A + F_R = 0$$

Si llamamos 'u' al desplazamiento de cada masa:

$$F_i = m \left(\frac{d^2 u}{dx^2} \right)_i \rightarrow \text{Fuerza de inercia.} \quad m: \text{masa}$$

$$F_A = c \frac{du}{dx} \rightarrow \text{Fuerza de amortiguamiento.} \quad c: \text{coeficiente de amortiguamiento}$$

$$F_R = k u \rightarrow \text{Fuerza en las columnas} \quad k: \text{coeficiente de rigidez}$$

Como $\left(\frac{d^2 u}{dx^2} \right)_i = \left(\frac{d^2 u}{dx^2} \right)_o + \left(\frac{d^2 u}{dx^2} \right)_i$, la ecuación se puede expresar matricialmente de la forma:

$$M \left(\frac{d^2 u}{dx^2} \right) + C \frac{du}{dx} + Ku = -M \left(\frac{d^2 u}{dx^2} \right)_o$$

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_o$$

Al resolver la ecuación anterior para el desplazamiento 'u', y teniendo como dato el valor de la aceleración 'ü', se obtienen los diferentes modos de vibración de la estructura (fig 2.14).

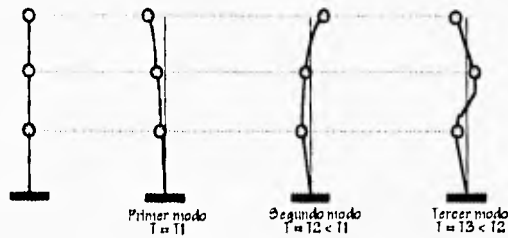


Fig 2.14.- Modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad

El desplazamiento del piso 'i' se obtendrá como la suma de las participaciones de cada modo a dicho desplazamiento:

$$u_i = \sum_1^N \phi_{in} y_{in}(t)$$

$y_{in}(t)$ → Desplazamiento en el nivel 'i' del modo 'n' en el instante 't'

ϕ_{in} → Factor que define la escala a que interviene el modo 'n' en el movimiento del nivel 'i'

Además de los desplazamientos, se pueden calcular las fuerzas cortantes máximas de cada modo de vibración en el sistema para cada modo de vibración. Dichas respuestas máximas se combinan para determinar las respuestas totales con la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S^2}$$

2.3.2. Criterios de análisis del RDF-93

En este apartado se describe la legislación para el diseño sísmico de edificios vigente en el Distrito Federal.

2.3.2.1. Métodos de análisis

Los métodos de análisis sísmico son:

- Análisis dinámico
 - Análisis dinámico modal espectral

- Análisis paso a paso con acelerogramas
- Análisis estático
- Método simplificado de análisis

Se establece que toda estructura podrá analizarse mediante un método dinámico. Las estructuras que no excedan la altura de 60 m podrán analizarse, como alternativa, empleando el método estático.

En este trabajo, se analizará un edificio de 25 niveles, empleándose el método dinámico modal. También se realizará un análisis estático, pero con fines comparativos únicamente.

2.3.2.2. Coeficientes sísmicos y espectros de diseño

Para fines de diseño, el RDF-93 considera al coeficiente sísmico 'c' como el parámetro que toma en cuenta la intensidad de la acción sísmica introducida en la estructura. El coeficiente 'c' es la fracción del peso total de la estructura que actúa como fuerza lateral en la base de ésta, y se utiliza para la construcción de los espectros de diseño.

El coeficiente 'c' depende del riesgo sísmico del sitio, del tipo de suelo, y del tipo de estructura. Para el Distrito Federal, se consideran tres zonas, según el tipo de suelo. La tabla 2.1. contiene las características principales de dichas zonas y la fig 2.15 muestra los espectros de diseño de cada una para los casos de $Q=1$.

Zona	Características	c
I	Suelo duro; terreno firme a profundidades menores de 3 m.	0.16
II	Zona de transición; terreno firme ubicado entre los 3 y 20 m.	0.32
III	Suelo compresible; estrato resistente ubicado a más de 20 m.	0.40

Tabla 2.1.- Zonificación por tipo de suelo en el Distrito Federal

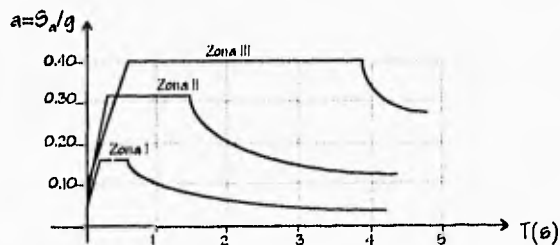


Fig 2.15.- Espectros de diseño para el Distrito Federal ($Q = 1$)

El edificio a analizar, se supone ubicado en la zona III (compresible) del Distrito Federal. Según las NTC-Sismo del código, es posible reducir las ordenadas espectrales por medio del factor de comportamiento sísmico 'Q'. El valor de 'Q' se discute en el siguiente apartado. La fig 2.16 muestra los espectros de diseño para estructuras ubicadas en la zona III del Distrito Federal, para los diferentes valores de 'Q' permitidos.

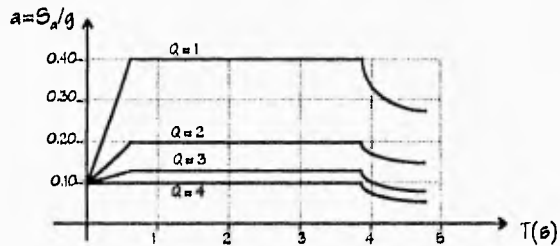


Fig 2.16.- Espectros de diseño para la zona III del Distrito Federal

2.3.2.3. Factores de comportamiento sísmico, Q

Como ya se mencionó, el coeficiente sísmico puede reducirse por el factor de comportamiento sísmico 'Q', que toma en cuenta la ductilidad de los elementos y de la estructura en general. Se reducen las ordenadas espectrales para el diseño, en relación directa con la capacidad de ductilidad que la estructura puede desarrollar, ante la acción del sismo. El código actual permite utilizar los valores de Q=1, 2, 3, y 4.

El valor de 'Q' depende de las características de la estructura. Para una estructura tipo tubo en tubo se elige Q = 2, debido a que los marcos tubulares no cumplen con los requisitos de marcos dúctiles especificados en el capítulo 5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de estructuras de Concreto Reforzado. En este tipo de estructuras, debido a las irregularidades existentes, es difícil llegar a disipar grandes cantidades de energía por comportamiento inelástico.

2.3.2.4. Condiciones de regularidad

Las condiciones que debe cumplir una estructura para que sea regular son:

1. Planta esencialmente simétrica en masa y geometría con respecto a dos ejes ortogonales.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de la base no excede de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
4. Carecer de entrantes o salientes en planta que excedan el 20% de la dimensión en la dirección de la entrante o saliente.

5. Tener en cada nivel un sistema de piso resistente.
6. Carecer de aberturas en el sistema de piso que excedan del 20% de la dimensión en planta paralela a la abertura, y no tener huecos que abarquen más del 20% del área total de la planta.
7. El peso de cada nivel (incluyendo la influencia de las cargas muertas y de las cargas vivas reducidas) no debe ser mayor que el piso inmediatamente inferior. El último nivel deberá tener un peso no mayor al 70% del nivel inferior.
8. Carecer de pisos con áreas delimitadas por elementos verticales resistentes mayores a las del piso inferior. En cada nivel, el área delimitada deberá ser menor que el 70% del área total.
9. Todas las columnas en todos los pisos deberán estar restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez al cortante de ningún piso podrá exceder al 100% de la rigidez del entrepiso inmediatamente inferior.
11. La excentricidad calculada estáticamente no podrá exceder del 10% de la dimensión en planta paralela a la excentricidad calculada.

Para aquellas estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad, se deberá multiplicar el valor de 'Q' por 0.8. Para el edificio estructurado a base del tubo en tubo que se propone, se cumplen todas las condiciones excepto la número 2. Es común que en edificios altos se tenga que afectar el valor de 'Q' por el factor de irregularidad $FI = 0.8$; esto es, el factor de reducción utilizado en este trabajo fue de $2 \times 0.8 = 1.6$.

2.3.2.5. Análisis dinámico modal

En este análisis se deberá incluir el efecto de los tres primeros modos naturales de vibración y/o de todos los modos con un período $T_1 > 0.4$ s, para la dirección de análisis. Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. De ser así, el efecto de dichas excentricidades se calculará como se especifica más adelante en el análisis estático.

Para el edificio en estudio, las aceleraciones espectrales, para determinar la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales, se calculan con la fig 2.16 y se reducen con el factor $Q=1.6$, resultado de multiplicar el factor de comportamiento sísmico $Q=2$ por el factor de irregularidad de 0.8.

2.3.2.6. Revisión por cortante basal

Si con un análisis dinámico modal espectral se encuentra que:

$$V_o < \frac{0.8 a W_o}{Q'}$$

donde 'V_o' es el cortante basal dinámico, 'W_o' el peso de la estructura, y 'a' la ordenada espectral, se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que:

$$V_o = \frac{0.8 a W_o}{Q'}$$

2.3.2.7. Análisis estático

Las fuerzas horizontales se consideran actuando sobre los puntos donde se supongan masas concentradas y se calculan con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{a}{Q'} W_o \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

donde 'W_o' es el peso total de la estructura (incluyendo cargas muertas y cargas vivas reducidas), 'h_i' la altura de la masa del nivel 'i' en cuestión a partir del desplante, y 'W_i' el peso asociado a cada nivel 'i' donde se considera la masa concentrada.

En este trabajo, se realizará análisis estático para fines comparativos, así como también para determinar la distribución de cargas horizontales en los diferentes ejes estructurales, con énfasis en ambas direcciones.

2.3.2.8. Efectos de torsión

La excentricidad torsional de rigideces de cada entrepiso 'e_o' es la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante en el entrepiso.

Para fines de diseño, el momento torsionante será por lo menos igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso y la excentricidad que para cada muro o marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$$\begin{aligned} 1.5 e_o + 0.1 b \\ e_o - 0.1 b \end{aligned}$$

donde 'b' es la dimensión de la planta paralela a la dirección en que se mide la excentricidad.

2.3.2.9. Efectos de segundo orden

Se deberán tomar en cuenta los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales al desplazarse la estructura lateralmente (efectos P-Δ), el para cualquier par de niveles consecutivos sucede que:

$$\delta > \frac{0.08 V}{W}$$

donde 'δ' es el desplazamiento relativo de los niveles, 'V' y 'W' son el cortante y el peso a nivel de la base, respectivamente.

En edificios altos, debido a la esbeltez de éstos, es obligada la consideración de los efectos P-Δ.

2.3.2.10. Efectos bidireccionales

Los efectos de dos componentes horizontales y ortogonales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100% de los efectos de la componente que actúa en esa dirección y el 30% de los efectos de la componente actuante en la dirección perpendicular. Se deberán considerar los signos más desfavorables para cada condición. Los efectos bidireccionales deberán incluirse en los análisis dinámico y estático.

2.3.3. Criterios de análisis del RGR0-89

El diseño sísmico de edificios en Acapulco se rige por el Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero, cuyas normas para diseño por sismo tienen algunas variantes con respecto a las del Distrito Federal. La diferencia más notable consiste en los espectros de diseño. En el estado de Guerrero se localizan cuatro zonas (A, B, C, y D) de diferente riesgo sísmico, y tres tipos diferentes de suelo (I, II, y III). Acapulco está ubicado en la zona D, cuyos espectros para los diferentes tipos de suelo se muestran en el fig 2.17.

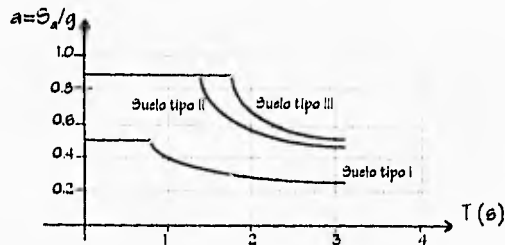


Fig 2.17.- Espectros de diseño para la zona D de Guerrero ($Q=1$)

Se aprecia que los coeficientes sísmicos son de mayor magnitud con respecto a los del Distrito Federal. El edificio en estudio se supone ubicado en la zona hotelera nueva de Acapulco, que corresponde al tipo de terreno II, formado por estratos de materiales heterogéneos. Al igual que en el Distrito Federal, se emplea el factor de comportamiento sísmico $Q = 2$. Los espectros de diseño de Acapulco, zona D, tipo de terreno II, y con diferentes factores de comportamiento sísmico, se muestran en la fig 2.18.

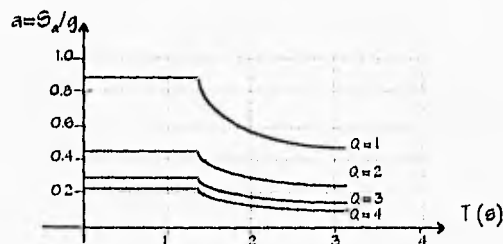


Fig 2.18.- Espectros de diseño para Acapulco, terreno tipo II, zona D

Cabe mencionar que este código es prácticamente lo mismo que el del Distrito Federal, con excepciones de la forma y amplitud de los espectros de diseño. Debido a esto, resulta innecesario describir cada una de sus partes.

2.3.4. Características y modelado con ETABS-90

Se analizará la estructura por medio del programa de análisis y diseño estructural ETABS (Three Dimensional Analysis of Building System), que maneja las siguientes hipótesis y consideraciones generales:

- La estructura se modela como un ensamble de marcos verticales y muros de cortante interconectados por las losas, que se suponen diafragmas infinitamente rígidos en su plano.
- Los elementos estructurales del tipo: vigas, columnas, diagonales, y paneles, en que se incluyen los efectos de deformaciones por cortante, flexión, y axiales.
- Los elementos tipo diagonal pueden ser tipo X, K, excéntricos, etc.
- Los elementos panel sirven para modelar configuraciones bidimensionales y tridimensionales de muros de cortante del tipo:
 - Tipo \square de cubos de elevadores.
 - Tipo curvos con discontinuidades.
 - Con aberturas localizadas arbitrariamente.
- Se incluyen las dimensiones finitas de los nudos (vigas y columnas).
- Los tipos de cargas son: 3 verticales, 2 estáticas horizontales, dinámica modal espectral hasta en 3 direcciones y dinámica paso a paso en una dirección.
- Resultados: periodos y configuraciones modales, factores de participación, desplazamientos, elementos mecánicos.

Las principales ventajas del programa ETABS son:

- Análisis rápido y fácil de edificios con geometría simple.
- Facilidad para generar información.
- Manejo de la rigidez en el plano de los sistemas de piso.
- Aplicación de las cargas laterales y verticales.
- Manejo de las dimensiones finitas de los nudos.
- Forma de concentrar la masa de la estructura a nivel de piso.
- Manejo de combinaciones de cargas típicas de códigos.
- Resultados a paños (para el diseño de los elementos).
- Forma de impresión de resultados, ya sea en términos de marco, entrepiso, elemento estructural.
- Manejo de post-procesadores para graficación y diseño de elementos estructurales de concreto reforzado y de acero estructural.

A continuación se describe brevemente cómo se considera y qué tipo de información es necesaria en el manejo de programas de cómputo similares al ETABS.

2.3.4.1. Marcos

- Marco: Ensamble de líneas de columnas (reales o ficticias) que pueden estar ligadas por medio de crujeas, diagonales o paneles.
- Elementos ficticios: miembros de propiedad cero útiles para definir los marcos de forma rectangular, entre otras condiciones.
- Línea de columna: C1, C2, ... Línea vertical paralela al eje Z.

- Crujías (vigas): B1, B2, ... Conectividad entre dos líneas de columnas

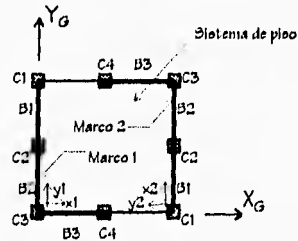


Fig 2.19.- Modelado de marcos en ETABS

2.3.4.2. Sistemas de piso

- Diafragmas infinitamente rígidos en su plano.
- Liga todas las líneas de columnas de los marcos en cada uno de los niveles (todas las columnas de todos los marcos en un nivel particular se mueven en X, Y y θ en forma dependiente), con respecto de un nudo maestro por piso.
- Opción disponible: desconectar líneas de columnas del diafragma rígido (pisos tipo mezzanine).

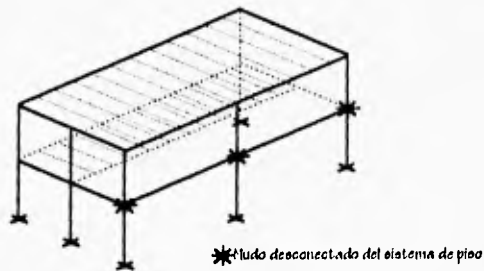


Fig 2.20.- Diafragmas de piso en ETABS

2.3.4.3. Sistemas de ejes de referencia

- Global (X_G, Y_G, Z_G)
 - Es único y el origen se selecciona arbitrariamente.
 - Con respecto a este origen quedan referenciados:

- Centros de masa.
- Cargas laterales (estáticas y dinámicas).
- Posición de los marcos.

- Locales

- El origen, para cada marco (plano o tridimensional), se selecciona arbitrariamente para describir la geometría del marco.
- Para el caso de un solo marco (plano o tridimensional) en el edificio, conviene hacer coincidir los sistemas de referencia local y global.

2.3.4.4. Localización de marcos

- Marcos idénticos: marcos con una misma geometría y cargas verticales.
- Se preparan datos para un solo marco.
- Marcos ficticios: marcos de una línea de columnas de propiedad cero, localizados para definir puntos de control de la planta estructural y así obtener información adicional de Δ_i y γ_i en dichos puntos.
- Útiles para edificios modelados por un solo marco tridimensional.

2.3.4.5. Condiciones de cargas

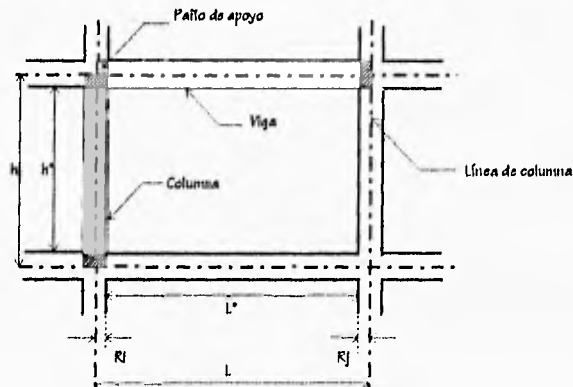
- Tipos de cargas independientes:

- Verticales I, II, III
- Laterales estáticas A y B
- Dinámicas 1, 2 y 3

- Combinaciones de cargas

Número ilimitado de combinaciones lineales de tipos de carga.

2.3.4.6. Zonas rígidas de nudos (vigas y columnas)



- - - Ejes de vigas y columnas
- Extremo rígido en viga
- Extremo rígido en columna
- $L^* = L - (R_i + R_j) \rightarrow$ Sin reducir
- $L^* = L - Z(R_i + R_j) \rightarrow$ Reduciendo ($0 \leq Z \leq 1$)

Fig 2.21.- Zonas rígidas de nudos (ETABS)

2.3.4.7. Elementos estructurales

La tabla 2.2. muestra los elementos estructurales que se pueden definir en ETABS.

2.3.4.8. Equilibrio estático

- Resultados de casos de cargas estáticas \rightarrow Se satisface el equilibrio.
- Casos de miembros con extremos rígidos \rightarrow Resultados a paños de elementos \rightarrow Necesario hacer transformaciones de elementos mecánicos de vigas y columna hacia el punto de intersección de la línea de columna y nivel de piso.
- Casos de combinaciones de cargas dinámicas:
 - Análisis dinámico paso a paso: solo máximos absolutos.
 - No se satisface, en general, el equilibrio.
 - Análisis modal espectral: suma de componentes modales ignorando signos
 - Los máximos no se presentan en el mismo tiempo.

Elemento	Características
Columnas	<ul style="list-style-type: none"> - Extremos continuos y/o articulados - Elementos prismáticos - Deformaciones por flexión, cortante, axiales - Restringidas o sin restringir lateralmente por el sistema de piso - Cálculo del peso propio sobre la altura del entrepiso (peso concentrado en el extremo superior)
Vigas	<ul style="list-style-type: none"> - Extremos continuos y/o articulados - Elementos prismáticos - Deformaciones por flexión, cortante, axial (para columnas desligadas) - Elementos mecánicos a caras exteriores de zonas rígidas - Cálculo del peso propio sobre el claro libre - Cargas verticales del tipo concentradas y uniformemente repartidas
Diagonales	<ul style="list-style-type: none"> - Cualquier plano vertical entre cualesquiera dos líneas de columnas (consecutivas o no) entre cualesquiera dos pisos consecutivos - Extremos continuos y/o articulados - Elementos prismáticos - Deformaciones por flexión, cortante, axiales - Sin zonas rígidas en extremos - Cálculo del peso propio sobre la longitud de piso a piso (peso concentrado en el extremo superior de la diagonal)
Paneles	<ul style="list-style-type: none"> - Existe entre dos cualesquiera líneas de columnas (consecutivas o no), entre cualesquiera dos niveles consecutivos - Los paneles del entrepiso inferior son fijos en la base - Prismático de piso a piso - Muros tipo C, L, T: conjunto de paneles - Elementos mecánicos sobre el centro de gravedad del muro - Cálculo del peso propio sobre la altura de piso a piso del panel, concentrado en las dos juntas superiores - Modo principal de flexión: vertical

Tabla 2.2.- Elementos estructurales que se pueden definir en ETABS

2.3.4.9. Efectos P-Δ

- Efectos de segundo orden incorporados en la formulación de la matriz de rigidez estructural como una corrección geométrica a la rigidez (forma correcta de tomar los efectos P-Δ).
- Los resultados finales ya están afectados por los efectos P-Δ (desplazamientos, periodos, elementos mecánicos).
- Forma de observar su influencia: analizar con y sin efectos P-Δ.

2.3.4.10. Bloques de datos

Se proporcionan los siguientes bloques de datos:

1. Datos de control
2. Masas (si se elige la opción de generación de masas)
3. Datos de entrepiso
4. Propiedades de materiales
5. Propiedades geométricas de miembros
6. Definición de marcos
7. Localización de marcos
8. Cargas laterales estáticas NLAT (si se realiza análisis estático)
9. Espectros de respuesta (si se realiza análisis dinámico modal)
10. Acelerogramas (si se realiza análisis dinámico paso a paso)
11. Casos de carga.

1. Datos de control

- 1 Número de pisos
- 2 Número de marcos diferentes
- 3 Número total de marcos
- 4 Masas a generar (0 no generan)
- 5 Número de casos de carga
- 6 Número de periodos estructurales
- 7 Número de materiales diferentes
- 8 Número de columnas con sección diferente
- 9 Número de vigas con sección diferente
- 10 Número de diagonales con sección diferente
- 11 Número de muros con propiedades diferentes
- 12 Tipo de análisis estático lateral
- 13 Tipo de análisis lateral dinámico
- 14 Grados de libertad por piso

- 15 Efectos P- Δ (Opción para incluirlos)
- 16 Modificación de rigidez en los nudos (0=100%)
- 17 Impresión de desplazamientos en los nudos (1=si)
- 18 Peso propio del marco (2 = carga vert. II-reducida)
- 19 Post-procesamiento de formas modales (1=si)

3. Datos de entrepiso

Por cada piso, se proporciona una línea con los siguientes datos:

Etiqueta del piso
 Altura del entrepiso
 Tipo de masa
 Masa traslacional
 Momento de inercia rotacional alrededor del eje vertical sobre el centro de masa
 Coordenada X del centro de masa con respecto al sistema global
 Coordenada Y del centro de masa con respecto al sistema global
 Rigidez externa a nivel de piso en la dirección X sobre el centro de masa
 Rigidez externa a nivel de piso en la dirección Y sobre el centro de masa
 Rigidez externa a nivel de piso en la dirección θ sobre el centro de masa

4. Propiedades de los materiales

Por cada material definido, se presenta una línea con los siguientes datos:

Número del tipo de material
 Clase de material (S=acero, C=concreto, W=concreto -muros-, O=otro)
 Módulo de elasticidad
 Peso volumétrico
 Módulo de Poisson

5. Propiedades geométricas de miembros

- Por cada columna diferente definida, se presenta una línea con los siguientes datos:

Número de propiedad de columna
 Tipo de material para esta propiedad
 Sección tipo (USER, ISECT, BOX, RECT, PERFIL AISC)
 Dimensión en la dirección mayor
 Dimensión en la dirección menor

Espesor del patín
Espesor del alma

- Por cada viga diferente definida, se presenta una línea con los siguientes datos:

Número de propiedad de viga
Tipo de material para esta propiedad
Sección tipo (USER, ISECT, BOX, RECT, PERFIL AISC)
Dimensión vertical (dirección mayor) abajo del diafragma
Dimensión vertical arriba del diafragma
Dimensión en la dirección menor (ancho)
Espesor del patín
Espesor del alma

- Por cada diagonal diferente definida, se presenta una línea con los siguientes datos:

Número de propiedad de diagonal
Tipo de material para esta propiedad
Sección tipo (USER, ISECT, BOX, RECT, PERFIL AISC)
Dimensión vertical
Dimensión horizontal
Espesor del patín
Espesor del alma

- Por cada panel diferente definido, se presenta una línea con los siguientes datos:

Número de propiedad del panel
Tipo de material del panel
Espesor del panel

6. Definición de marcos (planos o tridimensionales)

Para cada uno de los marcos diferentes, se preparan los siguientes datos:

- 1ª línea: encabezado (título) de información
- 2ª línea:
 - Número de identificación del marco diferente
 - Número de niveles del marco
 - Número de líneas de columna
 - Número de crujeas
 - Número de diagonales
 - Número de elementos panel

Número de tipos de columnas no "esclavizadas" a nivel de piso
Tipos de cargas verticales sobre el claro
Tipos de cargas concentradas

- Para los diferentes marcos se proporciona:

Coordenadas de líneas de columnas y orientación
Conectividad de crujeas
Modelos de cargas concentradas para columnas "no esclavizadas"
Modelos de cargas verticales sobre el claro de vigas
Localización de columnas, vigas, diagonales y paneles

7. Localización de marcos

Se proporciona una línea por cada uno de los marcos con la siguiente información:

Tipo de marco
Control de Impresión (0: se imprimen resultados; 1: no se imprimen)
Coordenada X(global) del origen local
Coordenada Y(global) del origen local
Angulo entre X(global) y x(local) en grados
Encabezado (título)

8. Cargas laterales estáticas

Dependiendo del tipo de análisis estático lateral NLAT:

- Si NLAT = 1 se prepara una línea por cada nivel del edificio (de arriba hacia abajo) con los siguientes datos (condiciones A y B):

Fuerza estática en la dirección X (condición A)
Fuerza estática en la dirección Y (condición B)
Distancia X entre el punto de aplicación y el origen global (condición A)
Distancia Y entre el punto de aplicación y el origen global (condición B)
Fuerza estática en la dirección X (condición A)
Fuerza estática en la dirección Y (condición B)
Distancia X entre el punto de aplicación y el origen global (condición A)
Distancia Y entre el punto de aplicación y el origen global (condición B)

- Si NLAT = 2: sismo (UBC-85)
- Si NLAT = 3: sismo (ATC)
- Si NLAT = 4: viento (UBC-79)
- Si NLAT = 5: viento (UBC-85)

9. Espectros de respuesta (análisis dinámico modal espectral)

Se preparan las siguientes líneas (si se especifica análisis dinámico modal):

- 1ª línea: Información
- 2ª línea:
 - Número de direcciones en las que va el espectro (hasta 3 por ejecución)
 - Numero de puntos que definen al espectro (al menos dos puntos)
 - Criterio de superposición modal (SASS o CQC)
 - Factor de escala
 - Porcentaje de amortiguamiento viscoso (necesario para (CQC)
- 3ª línea: direcciones de la excitación

11. Casos de cargas

Se prepara una línea por cada combinación de cargas con la siguiente información:

Número de caso de carga
Código para valores absolutos
Multiplicador de carga vertical tipo I
Multiplicador de carga vertical tipo II
Multiplicador de carga vertical tipo III
Multiplicador de carga estática A
Multiplicador de carga estática B
Multiplicador de carga lateral dinámica 1
Multiplicador de carga lateral dinámica 2
Multiplicador de carga lateral dinámica 3

2.4. Criterios de diseño de elementos de concreto reforzado

Para el diseño de los elementos estructurales, se emplean las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RDF-93. En este apartado se presentan conceptos importantes tomados en cuenta en los siguientes capítulos de dichas normas:

- Consideraciones generales (Capítulo 1)
- Revisión de los estados límite (Capítulo 2)
- Disposiciones complementarias para elementos estructurales comunes (Capítulo 4)
- Requisitos complementarios (Capítulo 3)

No se incluye lo referente a marcos dúctiles (Capítulo 5) ya que la estructura tipo tubo en tubo considerada en este trabajo no entra dentro de esta categoría

2.4.1. Flexión y cortante

El área máxima de acero de tensión en secciones subreforzadas de concreto reforzado será la que corresponde al 75% de la falla balanceada (falla en que, simultáneamente, el acero llega al estado de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión):

$$A_{s_{max}} = 0.75 \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} b d$$

Para calcular las resistencias se emplearán las siguientes expresiones, utilizando un factor de resistencia $F_r = 0.9$:

- Sección simplemente armada

$$M_r = F_r b d^2 f'_c q (1 - 0.5q) ; q = (p f_y) / f'_c ; p = A_s / (b d) ; f'_c = 0.85 f'_c ; f'_c = 0.8 f'_c$$

- Sección doblemente armada (si fluye el acero de compresión A'_s)

$$M_r = F_r \left((A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right) ; a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{f'_c b}$$

Para que fluya el acero de compresión: $(p - p') \geq \frac{d' f'_c}{d f_y} \frac{4800}{f_y - 6000}$

- Sección doblemente armada (no fluye el acero de compresión)

Se realiza un análisis por compatibilidad de esfuerzo y deformación basado en el equilibrio y en las siguientes hipótesis:

- La distribución de deformaciones longitudinales unitarias en la sección transversal de un elemento es plana, antes y después de aplicar la flexión
- Existe adherencia entre el concreto y el acero, de tal manera que la deformación unitaria del acero es igual a la del concreto adyacente.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- La deformación unitaria del concreto en compresión cuando se alcanza la resistencia de la sección es 0.003.

- La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es rectangular uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro.
- El acero de refuerzo tiene un comportamiento elasto-plástico perfecto.

El porcentaje de fuerza cortante que no pueda ser resistido por el concreto será resistido por estribos de acero verticales. La separación entre estribos se calcula con la siguiente expresión.

$$s = \frac{F_r A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_r A_v f_y}{3.5b}$$

- s → Separación entre estribos $s < 0.5d$; $s < 0.25d$
- F_r → Factor de reducción de resistencia = 0.8
- A_v → Área de refuerzo transversal
- f_y → Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal
- d → Peralte efectivo
- V_u → Fuerza cortante última
- V_{cr} → Fuerza cortante que resiste el concreto. Generalmente: $V_{cr} = 0.5F_r b d \sqrt{f'_c}$

2.4.2. Miembros sujetos a flexión y carga axial

Los miembros sujetos a flexocompresión se diseñarán empleando las gráficas de interacción necesarias, empleando un factor de resistencia $F_r = 0.8$, para el caso de falla posible en compresión y con estribos en una cantidad razonable. El porcentaje de acero de refuerzo longitudinal no será menor a:

$$\frac{20}{f_y}$$

ni mayor a 0.06; f_y en kg/cm^2 . El número mínimo de barras para secciones rectangulares es de 4.

El refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y para evitar posibles problemas de pandeo del acero longitudinal. En el caso de zonas sísmicas severas, además deberá cuidarse que no ocurran problemas de confinamiento del núcleo central de concreto; lo anterior debe cuidarse para cuando se diseñe bajo requisitos de marcos dúctiles. La colocación de estribos deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- Las barras o paquetes de barras longitudinales deberán restringirse contra el pandeo por estribos con separación no mayor de $850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro de la barra más

delgada del paquete, $4B$ diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la menor dimensión de la columna.

- Cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tendrán un soporte lateral.
- Para dar restricción lateral a barras no restringidas se podrán utilizar grapas de barras rectas, dispuestas como se indica en la fig 2.22.

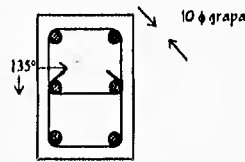


Fig 2.22.- Restricción lateral a barras longitudinales por medio de grapas

En elementos sujetos a flexocompresión, la resistencia al cortante del concreto $V_{cr}=0.5F_rbd\sqrt{f'_c}$ se multiplicará por

$$1 + 0.007 (P_u/A_g)$$

si $P_u \leq 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$, y se hará variar linealmente, en función de P_u , hasta cero para:

$$P_u = F_r(A_g f'_c + A_s f_y)$$

si $P_u \leq 0.7 f'_c A_g + 2000 A_s$.

Para elementos sujetos a flexotensión se adoptan las mismas consideraciones. Sin embargo, la resistencia al cortante del concreto $V_{cr}=0.5F_rbd\sqrt{f'_c}$ deberá ser multiplicada por el factor:

$$1 - 0.003 (P_u/A_g)$$

En las expresiones anteriores, ' A_g ' es el área bruta de la sección transversal, ' A_s ' el área de acero longitudinal y ' P_u ' es la carga de tensión última.

2.4.3. Vigas diafragma

En una estructura tipo tubo en tubo es común la utilización de vigas de gran peralte; NTC-Concreto define a las vigas como de este tipo cuando:

$$\frac{L}{h} < 2.5 \text{ en vigas continuas, y } \frac{L}{h} < 2.0 \text{ en vigas de un solo claro libremente apoyadas}$$

A este tipo de vigas se les denomina vigas diafragma y se deberán tomar en cuenta en su diseño algunas consideraciones adicionales.

- Flexión

Las vigas diafragma se deberán analizar como cualquier otra viga y el área de acero necesario a flexión se calcula con la siguiente expresión:

$$M_r = F_r A_s f_y z$$

- M_r → Momento flexionante resistente
- F_r → Factor de reducción de resistencia = 0.9
- A_s → Área de acero de tensión
- f_y → Esfuerzo de fluencia del acero
- z → Brazo de palanca: $z = (0.3 + 0.2(L/h))h$, si $1.0 < L/h \leq 2.5$
 $z = 0.5L$, si $L/h \leq 1.0$

- Cortante

En vigas diafragma, la sección crítica para fuerza cortante se considera situada a una distancia del paño de apoyo igual a $0.15L$. Si la fuerza cortante última V_u es mayor que V_{cr} , la diferencia podrá ser tomada por refuerzo vertical y horizontal.

La contribución de refuerzo vertical se supondrá igual a:

$$0.033 F_r f_{yv} d A_v (1+L/d)/s$$

- F_r → Factor de reducción de resistencia = 0.8
- f_{yv} → Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo vertical
- d → Peralte de la sección
- A_v → Área de acero de refuerzo vertical
- L → Longitud del claro
- s → Separación entre estribos de refuerzo vertical

La contribución del refuerzo horizontal como:

$$0.033 F_r f_{yh} d A_{vh} (11-L/d)/s_h$$

f_{yh} → Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo horizontal

A_{vh} → Área de acero de refuerzo horizontal

s_h → Separación entre estribos de refuerzo horizontal

2.4.4. Refuerzo mínimo por cambios volumétricos

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.50 m, el área de refuerzo no será menor a:

$$a_s = \frac{660 X_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

a_s → Área transversal de refuerzo (cm^2/cm)

X_1 → Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm)

Se deberá colocar refuerzo por cambios volumétricos en vigas con peralte mayor a 75 cm.

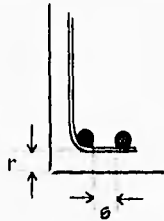
2.4.5. Recubrimientos y separación de barras

- Recubrimientos

El recubrimiento no deberá ser menor a un diámetro de la barra de refuerzo, ni a 2 cm (fig 2.23).

- Separación entre barras

La separación no será menor que el diámetro de la barra, ni menor que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado. En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4.0 cm (fig 2.23).



$r \geq 1.5\phi, 2.0 \text{ cm}$
 $e \geq \phi, 1.5 \text{ TMA}$
 $\geq 1.5\phi, 1.5 \text{ TMA}, 4 \text{ cm (columnas)}$

Fig 2.23.- Detalles de recubrimiento y separación de varillas

3. Modelación de la estructura y tipos de cargas

Se concibe un edificio de 25 niveles más dos sótanos y un nivel de contratrabeles con losa de cimentación, para uso de hotel. El edificio se supone cimentado sobre pilotes de punta apoyados en el estrato resistente. En este capítulo se presentan las principales características estructurales del edificio analizado y las cargas a las que será sometido.

Los materiales empleados son:

- Concreto clase 1; $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$; $E_c = 14,000 \sqrt{f'_c}$; $v = 0,2$
- Acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$; $E_s = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$;

3.1. Características de la estructura

Las figs 3.1 a 3.5 muestran las plantas tipo de la estructura: 2 sótanos, planta baja, plantas tipo N°1-AZOT, piso de cuarto de máquinas (PCM) y techo de cuarto de máquinas (TCM). La fig 3.6 muestra, esquemáticamente, la elevación del edificio.

Los marcos de los ejes A y D, de columnas espaciadas 3 m entre sí, junto con los muros de los ejes B y C, tendrán la función de resistir las cargas laterales en la dirección 'X'.

Las fuerzas sísmicas en la dirección 'Y' serán resistidas por los marcos de los ejes 1 y 8, de columnas espaciadas 2,4 m entre sí, y por los muros de los ejes 4 y 5.

Las cargas verticales serán tomadas por los elementos antes mencionados y por las columnas 2B, 3B, 6B, 7B, 2C, 3C, 6C, y 7C. Estas columnas se conciben para resistir cargas verticales únicamente.

Los muros centrales alojarán las instalaciones para servicios y elevadores. Éstos se corren 2 niveles más hacia arriba para alojar la maquinaria necesaria para los elevadores.

Se conciben dos sótanos y el nivel de la losa de cimentación, rodeados por muros de contención perimetrales, de concreto reforzado.

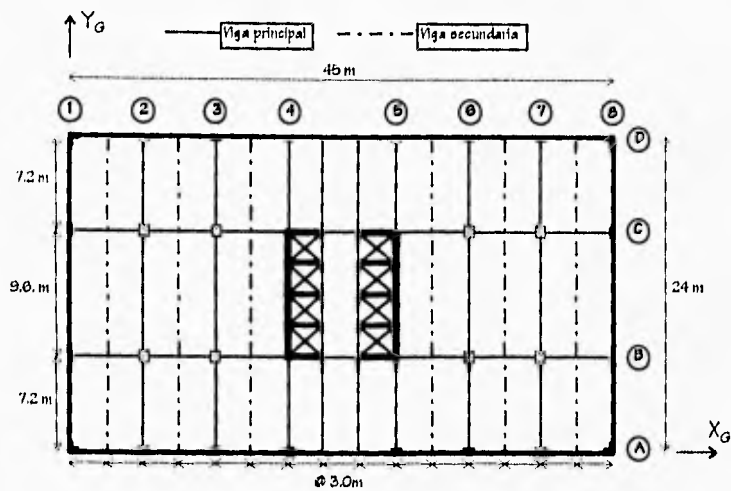


Fig 3.1.- Planta tipo para sótanos

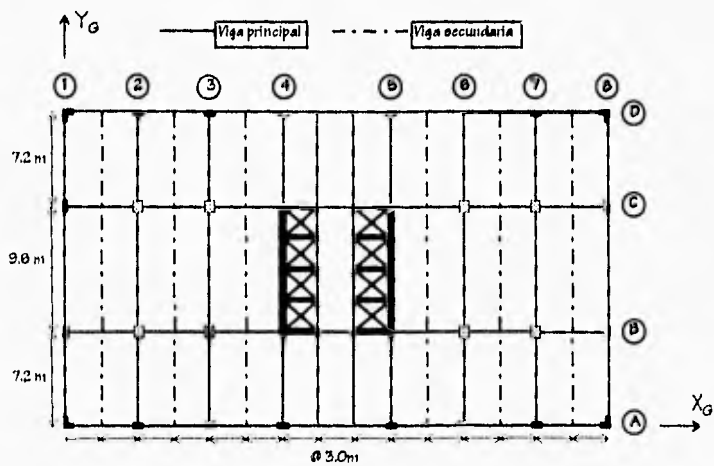


Fig 3.2.- Planta baja

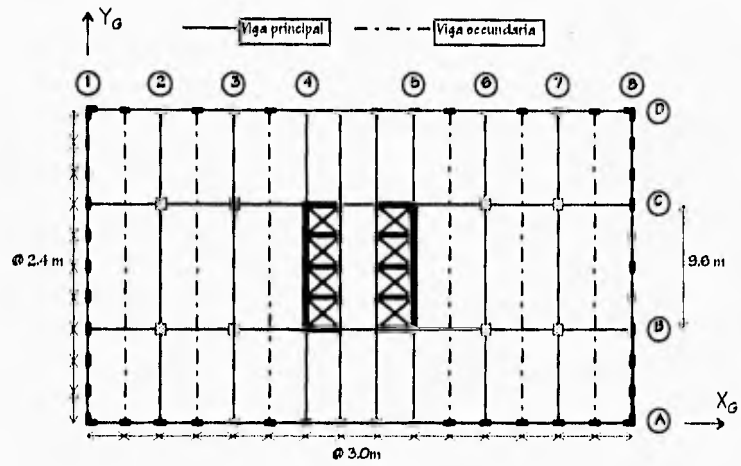


Fig 3.3.- Planta tipo N°1-AZOT

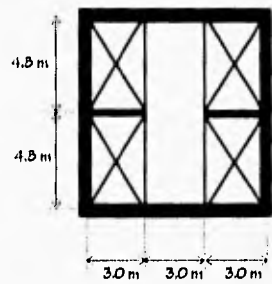


Fig 3.4.- Piso de cuarto de máquinas (PCM)

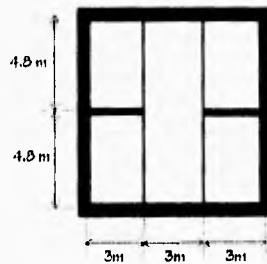


Fig 3.5.- Techo de cuarto de máquinas (TCM)

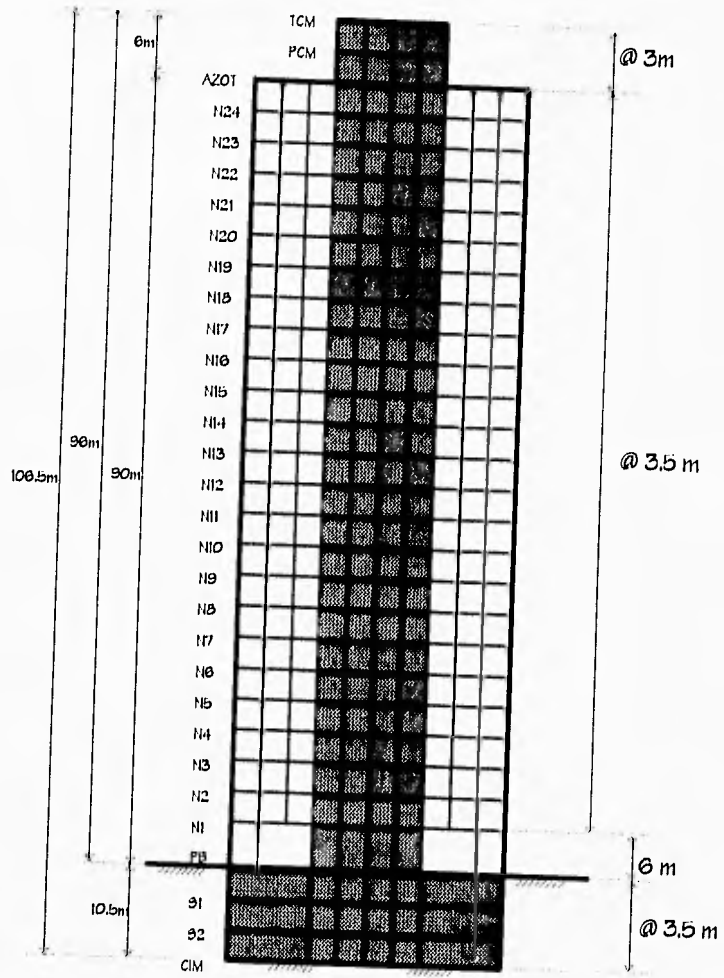


Fig 3.6.- Elevación

3.2. Cargas muertas y cargas vivas

3.2.1. Cargas muertas

Además del peso propio de la estructura, se incluyen los siguientes conceptos para el cálculo de la carga muerta:

- Azoteas (TCM y AZOT)

Losía de concreto (10 cm):	240 kg/m ²
Carga muerta adicional por losía:	20 kg/m ²
Relleno e impermeabilización:	150 kg/m ²
Instalaciones y plafones:	40 kg/m ²
Σ Carga muerta total:	450 kg/m ²

- Piso de cuarto de máquinas (PCM)

Losía de concreto (10 cm):	240 kg/m ²
Carga muerta adicional por losía:	20 kg/m ²
Instalaciones y elevadores:	300 kg/m ²
Σ Carga muerta total:	560 kg/m ²

- Plantas tipo (N*24 - N*1)

Losía de concreto (10 cm):	240 kg/m ²
Carga muerta adicional por losía:	20 kg/m ²
Firme de mortero (3 cm):	70 kg/m ²
Carga muerta adicional por firme:	20 kg/m ²
Recubrimiento de piso (losía vinílica):	5 kg/m ²
Instalaciones y plafones:	35 kg/m ²
Paredes divisorias:	200 kg/m ²
Σ Carga muerta total:	590 kg/m ²

- Planta baja (PB)

Losa de concreto (10 cm):	240 kg/m ²
Carga muerta adicional por losa:	20 kg/m ²
Firme de mortero (3 cm):	70 kg/m ²
Carga muerta adicional por firme:	20 kg/m ²
Recubrimiento de piso (granito 30x30):	55 kg/m ²
Instalaciones y plafones:	35 kg/m ²
Paredes divisorias e instalaciones esp:	200 kg/m ²
Σ Carga muerta total:	640 kg/m²

- Sótanos (S1 - S2)

Losa de concreto (10 cm):	240 kg/m ²
Carga muerta adicional por losa:	20 kg/m ²
Firme de mortero (3 cm):	70 kg/m ²
Carga muerta adicional por firme:	20 kg/m ²
Instalaciones:	35 kg/m ²
Σ Carga muerta total:	385 kg/m²

3.2.2. Cargas vivas

Los valores de cargas vivas correspondientes a las diversas ocupaciones que se pueden presentar en un hotel, tanto en México D.F. como en Acapulco, se presentan en la tabla 3.1.

Ocupación	ω_{max} (kg/m ²)	ω_{red} (kg/m ²)	ω_{med} (kg/m ²)
Niveles tipo de cuartos de hotel (N°24 a N°1)	170	90	70
Azoteas (AZOT y TCM)	100	70	15
Lugares de reunión (PB)	350	250	40
Escaleras y rampas (PCM y Cubo de elevadores)	350	150	40
Estacionamientos (S1 y S2)	250	100	40

ω_{max} → Carga viva máxima; ω_{red} → Carga viva instantánea o reducida; ω_{med} → Carga viva media

Tabla 3.1.- Cargas vivas para diferentes ocupaciones en hoteles

3.2.3 Distribución y tipos de cargas gravitacionales en vigas

Habrán vigas secundarias colocadas a la mitad de cada claro en la dirección corta del edificio, tal que las losas trabajan en una sola dirección paralela a la dimensión mayor del edificio. Se cargarán las vigas perpendiculares a dicha dirección mediante franjas rectangulares, y el programa ETABS se encargará de distribuir las cargas al resto de las vigas y a las columnas.

Las figs 3.7 a 3.12 muestran la distribución de cargas gravitacionales en todos los niveles del edificio. La tabla 3.2 proporciona la simbología para el uso de vigas que se muestra en dichas figuras; así mismo, en esta tabla se muestran los totales de las cargas muertas y de las cargas vivas reducidas por sísmo.

Símbolo		Ocupación	$\Sigma (CV + CM) \text{ kg/m}^2$
A	→	Azotea	520
E	→	Elevadores y escaleras	740
H	→	Cuartos en piso tipo	680
PB	→	Planta baja	890
S	→	Sótanos (estacionamiento)	485

Tabla 3.2.- Simbología de las figuras 3.7 a 3.12

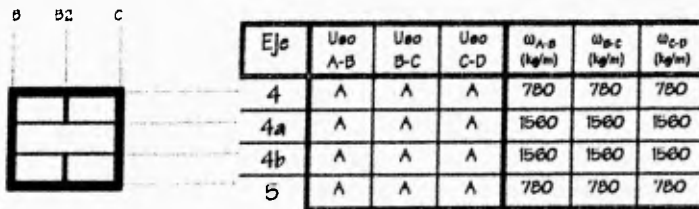


Fig 3.7.- TCM: Modelos de cargas verticales sobre vigas

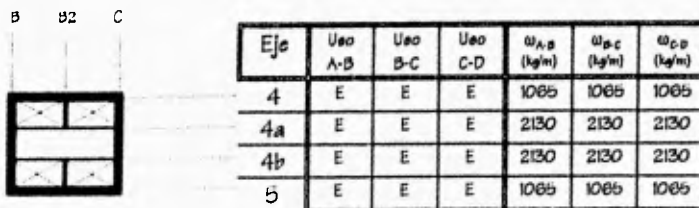


Fig 3.8.- PCM: Modelos de cargas verticales sobre vigas

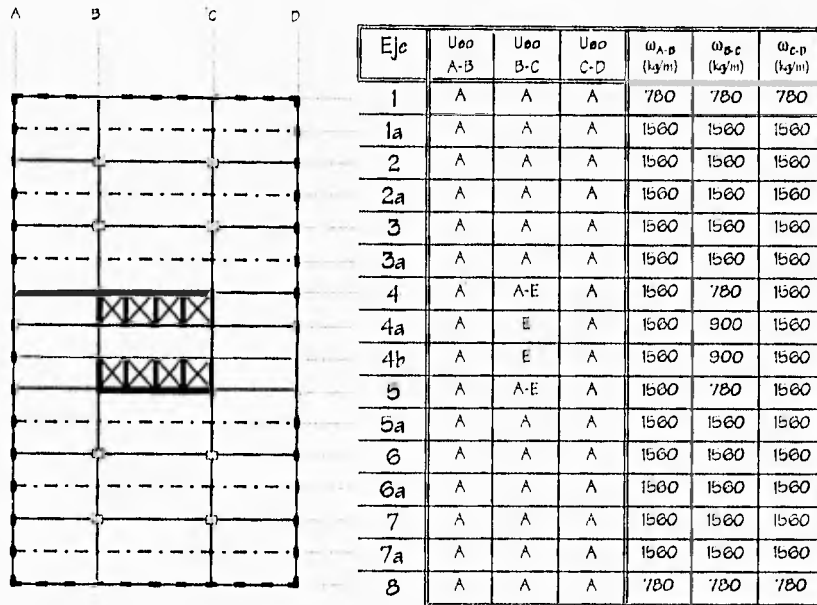


Fig 3.9.- AZOT: Modelos de cargas verticales sobre vigas

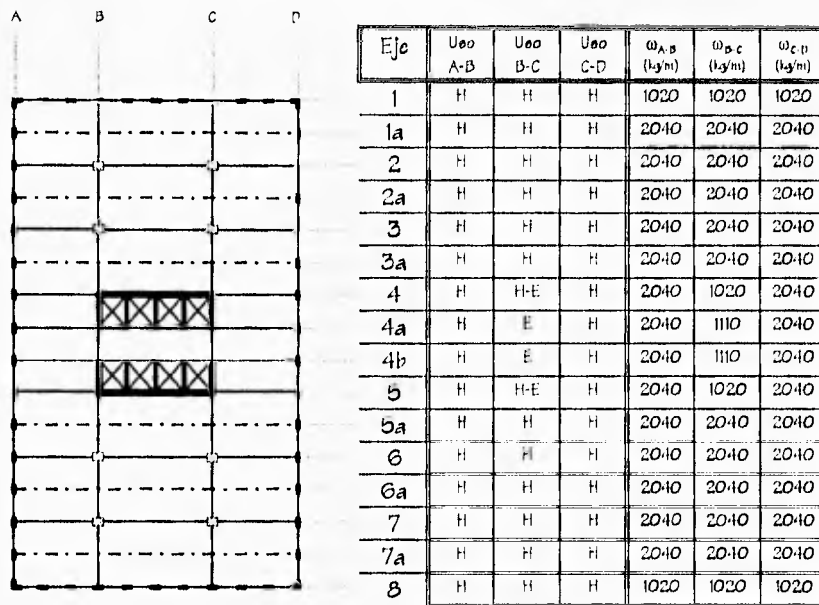


Fig 3.10.- N°24-N°1: modelos de cargas verticales sobre vigas

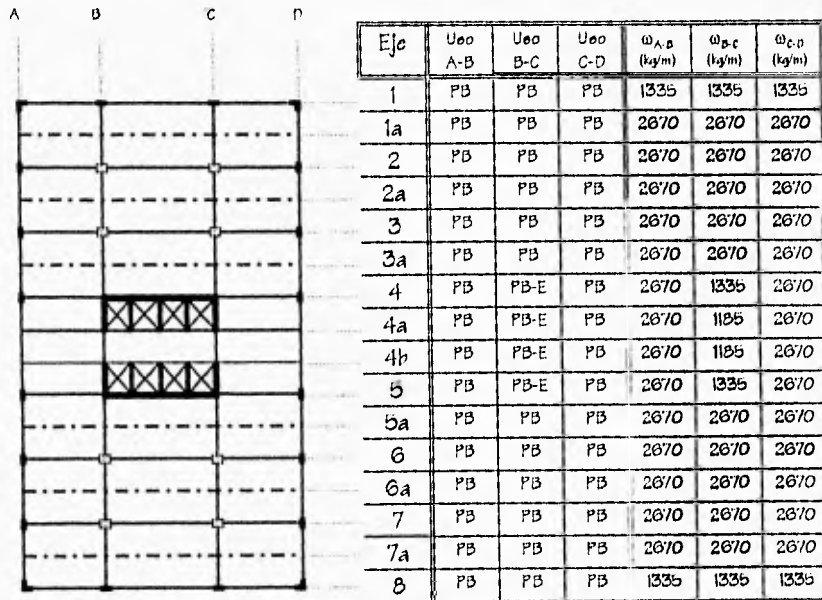


Fig 3.11.- PB: Modelos de cargas verticales sobre vigas

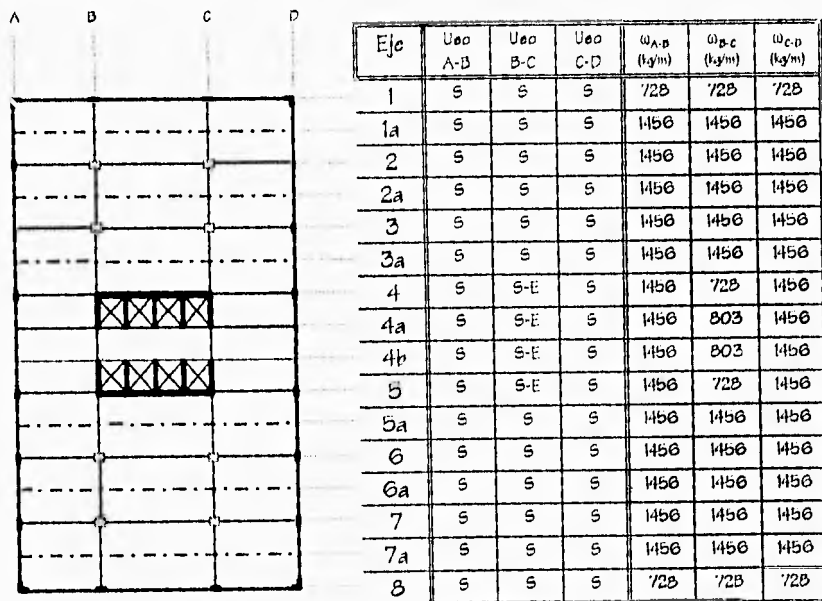


Fig 3.12.- S1-S2: Modelos de cargas verticales sobre vigas

3.2.4. Espectros de diseño para el D.F. y Acapulco

Para el Distrito Federal, se empleará el espectro de diseño de la fig 2.16 reducido por el factor de comportamiento sísmico $Q = 2$.

En el caso de Acapulco, se aplicará el espectro de diseño de la fig 2.18 afectado por el factor de comportamiento sísmico $Q = 2$.

3.3. Pesos

Con la ayuda de la información de las cargas gravitacionales de las figs 3.7 a 3.12, se obtienen los pesos totales de cada nivel, sin incluir el peso propio de los elementos estructurales (vigas, columnas, y muros). Dichos pesos se muestran en la tabla 3.3.

Nivel	Peso (kg)	ω (kg/m ²)
TCM	44,928	520
PCM	61,344	710
AZOT	533,952	494
N*24-N*1	696,960	645
PB	907,056	840
91-92	497,644	461

Tabla 3.3.- Pesos por nivel (sin incluir el peso propio de la estructura)

En los capítulos 4 y 5 se agregan los pesos propios de la estructura, dependiendo de las dimensiones de vigas, columnas, y muros que resulten para cada caso de análisis, después de haber revisado la seguridad estructural para cumplir con los estados límites de servicio (desplazamientos laterales) y de falla (resistencia).

3.4. Modelación de la estructura a estudiar

La modelación matemática de la estructura del edificio de este trabajo se realizó con la asistencia del programa de cómputo para análisis de estructuras tridimensionales, ETABS. Las figs 3.13 a 3.23 muestran diversos aspectos importantes del modelo tridimensional de la construcción tipo tubo en tubo a analizar. En estas figuras se presentan las variaciones de la geometría en planta y elevación, así como también la ubicación de los diversos elementos estructurales de este edificio.

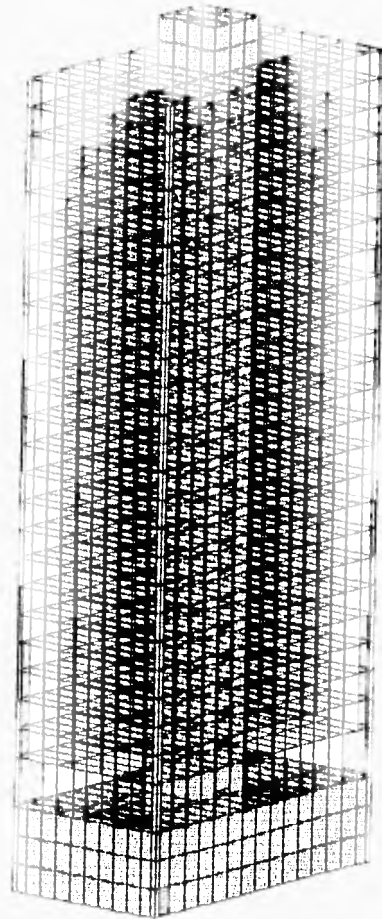


Fig 3.13.- Modelo matemático de la estructura tipo tubo en tubo en ETABS

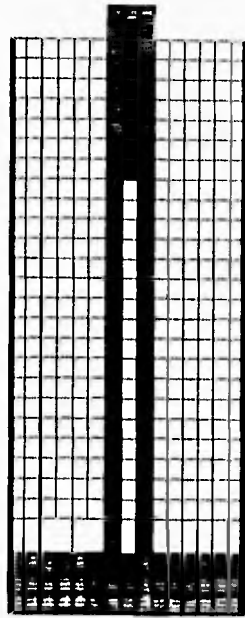


Fig 3.14.- Vista lateral longitudinal



Fig 3.15.- Vista lateral corta

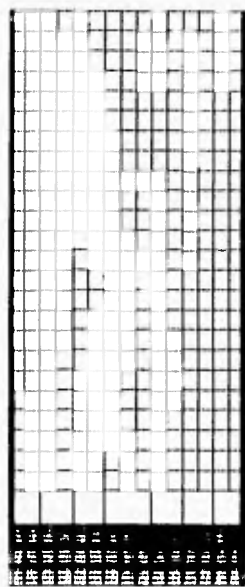


Fig 3.16.- Ejes Ay D

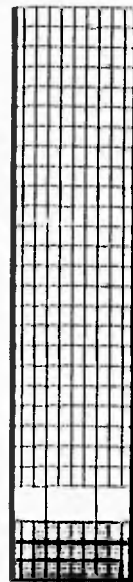


Fig 3.17.- Ejes 1 y B

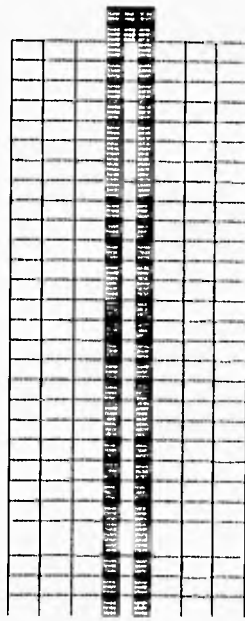


Fig 3.18.- Ejes B y C

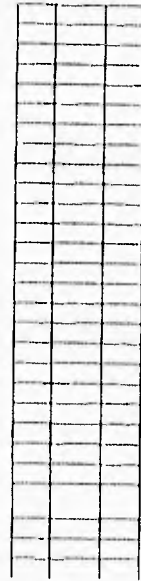


Fig 3.19.- Ejes 2, 3, 6, y 7

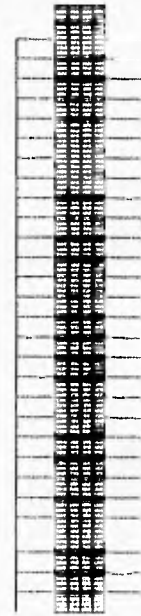


Fig 3.20.- Ejes 4 y 5

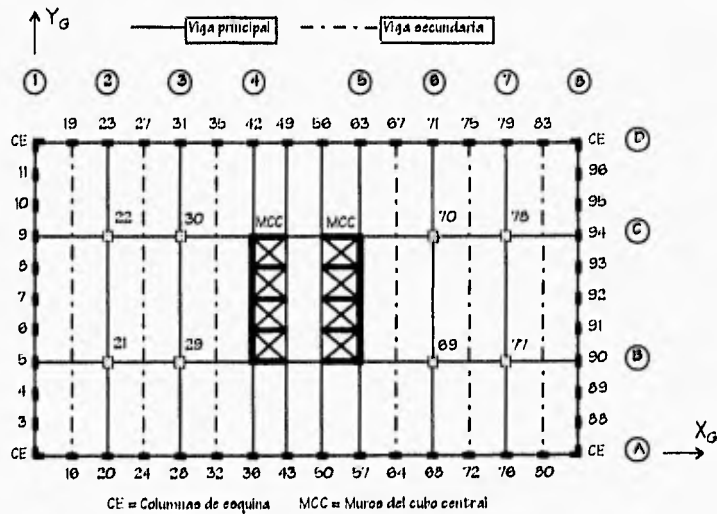


Fig 3.21.- Ubicación de columnas y muros de AZOT a N°2

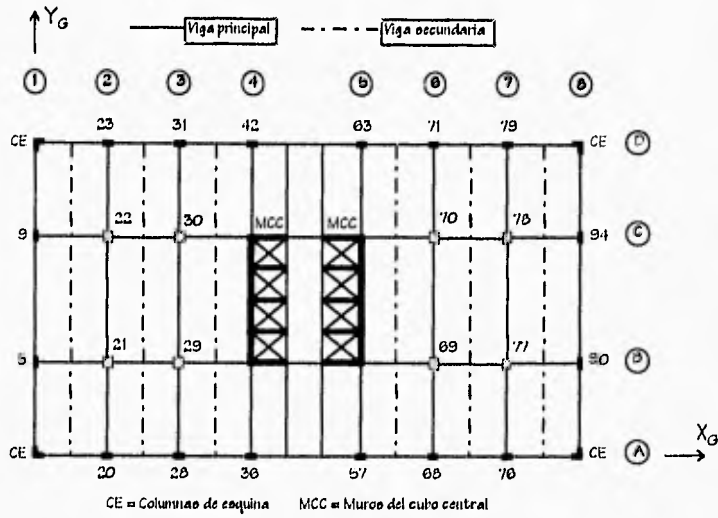


Fig 3.22.- Ubicación de muros y columnas de N°1 a S2

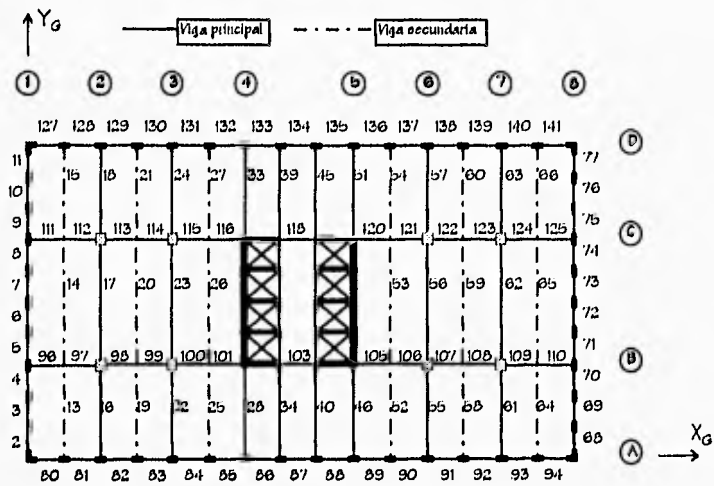


Fig 3.23.- Ubicación de vigas de AZOT a S2

4. Cálculo de la respuesta sísmica en México D.F.

4.1. Determinación de propiedades estructurales

En este capítulo se presentan las estructuras resultantes que cumplen con los estados límite de servicio (deformaciones) y de falla (resistencia) del RDF-93. Posteriormente, en el capítulo 6, dichas estructuras serán sometidas al sismo del RGRO-87, para evaluar y comparar su comportamiento.

La tabla 4.1 muestra las principales características estructurales del edificio que cumple con el requisito de deformaciones permisibles del código; para este estudio se buscó que la estructura satisficiera que:

$$\frac{\delta_i}{h_i} \leq 0.006 \quad \text{para acabados ligados a la estructura, donde:}$$

$$\begin{aligned} \delta_i &\rightarrow \text{Desplazamiento lateral relativo: } \delta_i = \Delta_{i+1} - \Delta_i \\ h_i &\rightarrow \text{Altura de entrepiso} \end{aligned}$$

Para este tipo de construcciones, principalmente debido al tipo de estructuración, es recomendable ajustarse al valor de 0.006, para evitar daños generales en los elementos no estructurales, y además por el trabajo efectivo de la estructuración tipo tubo en tubo. Los valores de la tabla 4.1 son resultado de varios tanteos, hasta hacer llegar que la relación máxima desplazamiento relativo entre altura de entrepiso fuera al límite permisible seleccionado.

Posteriormente, teniendo como base las dimensiones de la tabla 4.1, se revisó el estado límite de falla (resistencia); esto es, con las dimensiones primeras se procedió al diseño de las cuantías de acero de refuerzo y se revisaba si era necesario aumentarlos de tamaño o conservar las dimensiones. La tabla 4.2 proporciona las características de la estructura que cumple con las especificaciones de resistencias del RDF-93. Para esta estructura, se diseñaron vigas, columnas, y muros, cumpliendo con las especificaciones de las NTC correspondientes.

Las tablas 4.1 y 4.2 están referidas a las figs 3.1 a 3.6. Todos estos resultados son producto de haber utilizado el análisis dinámico modal espectral, incluyendo los efectos de las cargas gravitacionales y los efectos P- Δ ; por el tipo de cimentación (pilotes de punta), la condición de apoyo supuesta fue de empotramiento (base fija), a nivel de la losa de cimentación.

Nivel	GEOMETRÍA									PESOS (t)	
	Vigas A, D	Vigas B, C	Vigas 1, B	Vigas 2-7	Cols. A, D	Cols. B, C	Cols. 1, B	Muros B, C	Muros 4, 5	Vert.	pp. +Vert.
TCM		50x25						40	40	44	123
PCM		60x30						40	40	61	206
AZO	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	50x50	50x100	40	40	534	1134
N°24	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	50x50	50x100	40	40	697	1462
N°23	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	50x50	50x100	40	40	697	1462
N°22	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	50x50	50x100	40	40	697	1462
N°21	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	50x50	50x100	40	40	697	1462
N°20	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	60x60	50x100	40	45	697	1466
N°19	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	60x60	50x100	40	45	697	1475
N°18	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	60x60	50x100	40	45	697	1475
N°17	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	60x60	50x100	40	45	697	1475
N°16	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	60x60	50x100	40	45	697	1475
N°15	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	70x70	50x100	40	50	697	1493
N°14	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	70x70	50x100	40	50	697	1491
N°13	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	70x70	50x100	40	50	697	1491
N°12	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	70x70	50x100	40	50	697	1491
N°11	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	70x70	50x100	40	50	697	1491
N°10	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	80x80	50x100	40	55	697	1499
N°9	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	80x80	50x100	40	55	697	1506
N°8	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	80x80	50x100	40	55	697	1506
N°7	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	80x80	50x100	40	55	697	1506
N°6	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	80x80	50x100	40	55	697	1506
N°5	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	90x90	50x100	40	60	697	1516
N°4	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	90x90	50x100	40	60	697	1526
N°3	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	90x90	50x100	40	60	697	1526
N°2	100x40	90x40	120x50	90x40	80x40	90x90	50x100	40	60	697	1526
N°1	240x80	90x40	240x100	90x40	160x80	90x90	100x200	40	60	697	2036
PB	100x40	90x40	120x50	90x40	160x80	100x100	100x200	40	60	907	2475
S1	100x40	90x40	120x50	90x40	160x80	100x100	100x200	40	60	495	2364
S2	100x40	90x40	120x50	90x40	160x80	100x100	100x200	40	60	495	2364
AZO-N°2	Detalle de columnas de esquina:										
N°1	Detalle de columnas de esquina:										
PB-S2	Detalle de columnas de esquina: sección cuadrada de 160x160										
Notas	Vigas secundarias: 70x30 Dimensiones en centímetros Muros: espesores										

Tabla 4.1.- Propiedades de la estructura que cumple con deformaciones en México D.F.

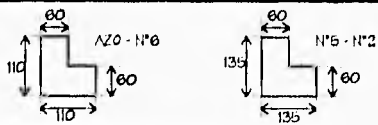
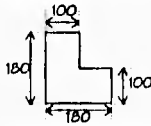
Nivel	GEOMETRÍA									PESOS (t)	
	Vigas A, D	Vigas B, C	Vigas 1, B	Vigas 2-7	Cola. A, D	Cola. B, C	Cola. 1, B	Muros B, C	Muros 4, 5	Vert.	p.p. +Vert.
TCM	-	50x25	-	-	-	-	-	50	40	44	123
PCM	-	60x30	-	-	-	-	-	50	40	61	208
AZO	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	50x50	60x100	50	40	534	1184
N°24	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	50x50	60x100	50	40	697	1462
N°23	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	50x50	60x100	50	40	697	1462
N°22	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	50x50	60x100	50	40	697	1462
N°21	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	50x50	60x100	50	40	697	1462
N°20	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	60x60	60x100	50	45	697	1468
N°19	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	60x60	60x100	50	45	697	1475
N°18	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	60x60	60x100	50	45	697	1475
N°17	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	60x60	60x100	50	45	697	1475
N°16	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	60x60	60x100	50	45	697	1475
N°15	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	70x70	60x100	50	50	697	1483
N°14	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	70x70	60x100	50	50	697	1491
N°13	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	70x70	60x100	50	50	697	1491
N°12	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	70x70	60x100	50	50	697	1491
N°11	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	70x70	60x100	50	50	697	1491
N°10	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	80x80	60x100	50	55	697	1499
N°9	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	80x80	60x100	50	55	697	1508
N°8	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	80x80	60x100	50	55	697	1508
N°7	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	80x80	60x100	50	55	697	1508
N°6	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	80x80	60x100	50	55	697	1508
N°5	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	90x90	60x120	50	60	697	1516
N°4	100x50	100x50	120x60	80x40	80x50	90x90	60x120	50	60	697	1526
N°3	100x50	100x50	120x60	80x40	100x50	90x90	60x120	50	60	697	1526
N°2	100x50	100x50	120x60	80x40	100x50	90x90	60x120	50	60	697	1526
N°1	240x120	100x50	240x120	80x40	160x100	90x90	120x200	50	60	697	2036
PB	100x50	100x50	120x60	80x40	160x100	100x100	120x200	50	60	907	2475
S1	100x50	100x50	120x60	80x40	160x100	100x100	120x200	50	60	498	2384
S2	100x50	100x50	120x60	80x40	160x100	100x100	120x200	50	60	498	2384
AZO-N°1	Detalle de columna de esquina: 										
N°1	Detalle de columna de esquina: 										
PB-S2	Detalle de columna de esquina: sección cuadrada de 180x180										
Notas	Vigas secundarias: 70x30 Dimensiones en centímetros										

Tabla 4.2.- Propiedades de la estructura que cumple con resistencias en México D.F.

4.2. Periodos de vibración y formas modales

Las tablas 4.3 y 4.4 muestran los periodos de vibración de la estructura que satisface las condiciones de deformaciones laterales permisibles y de la que cumple con resistencias, respectivamente. Se observa que los periodos disminuyen para el segundo caso, ya que se trata de una estructura más rígida.

Es importante notar las diferencias entre los valores de la dirección 'X' (longitudinal) y de la dirección 'Y' (corta). En la dirección 'Y', la más desfavorable, el periodo fundamental de vibración es más grande; esto es, en la dirección transversal el edificio tiende a ser más flexible.

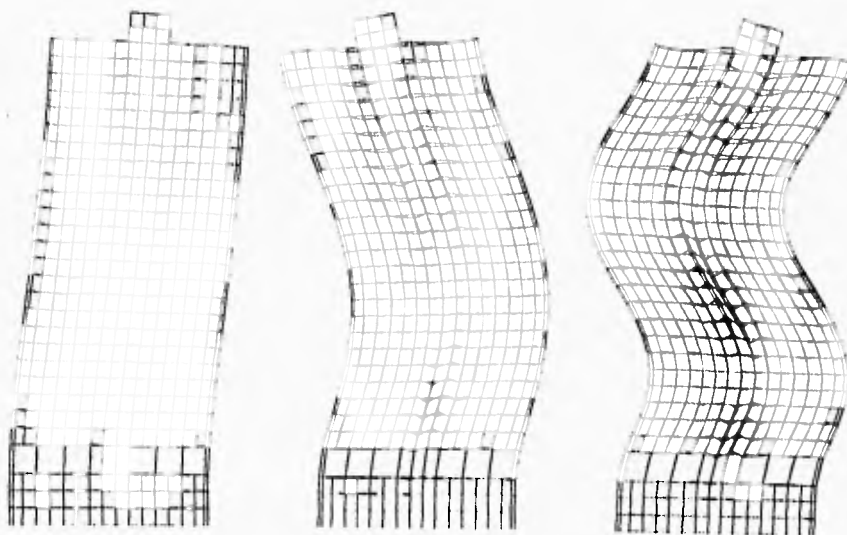
En la figs 4.1 a 4.3 se representan esquemáticamente, en elevación y planta, las principales formas de vibrar de la estructura, en cada una de las direcciones, después de cumplir con el estado límite de servicio (desplazamientos laterales); el patrón de comportamiento de los modos de vibración para la condición en que se cumplió con el estado límite de falla es muy similar. Se aprecia que en la dirección 'Y' (fig 4.2), la estructura se comporta como un muro o como un cantiliver, mientras que en la dirección 'X' el comportamiento se asemeja más a un marco. La participación de los muros en la dirección 'Y' es más significativa que en la dirección 'X'. Esto es lógico, ya que los marcos 'A' y 'D' son de mayor dimensión que los marcos 'I' y 'B'. Por otro lado, los muros trabajando en la dirección 'Y' son de mayor longitud y espesor que los que se localizan en la dirección 'X'. Más adelante, se proporcionan los porcentajes de cómo se distribuyen las fuerzas laterales en los diferentes ejes estructurales, tanto en planta como en elevación.

Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.542
	2	0.482
	3	0.266
Y	1	1.701
	2	0.438
	3	0.207
θ	1	0.877
	2	0.280
	3	0.156

Tabla 4.3- Periodos de vibración de la estructura que cumple con deformaciones en México D.F.

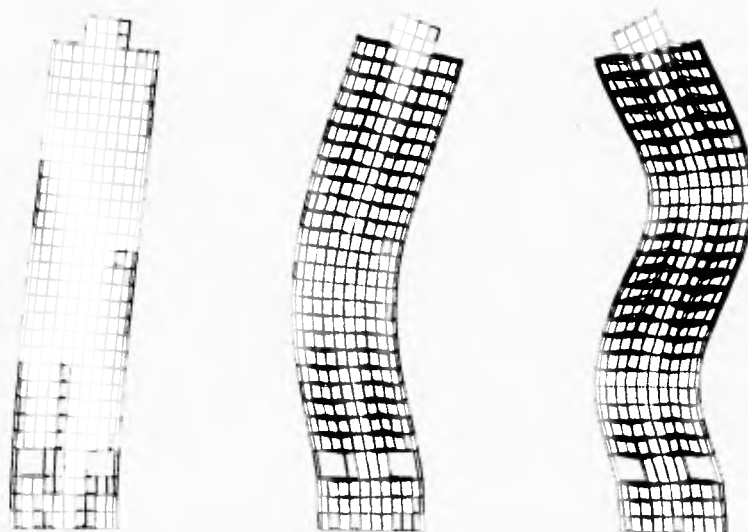
Dirección	Modo	T (s)
X	1	1.357
	2	0.427
	3	0.235
Y	1	1.553
	2	0.405
	3	0.193
θ	1	0.790
	2	0.253
	3	0.142

Tabla 4.4- Periodos de vibración de la estructura que cumple con resistencias en México D.F.



Modo 1: $T_1 = 1.54 \text{ s}$ (tabla 4.3) Modo 2: $T_2 = 0.48 \text{ s}$ (tabla 4.3) Modo 3: $T_3 = 0.27 \text{ s}$ (tabla 4.3)

Fig 4.1.- Formas modales (dirección 'X')



Modo 1: $T_1 = 1.70 \text{ s}$ (tabla 4.3) Modo 2: $T_2 = 0.44 \text{ s}$ (tabla 4.3) Modo 3: $T_3 = 0.21 \text{ s}$ (tabla 4.3)

Fig 4.2.- Formas modales (dirección 'Y')

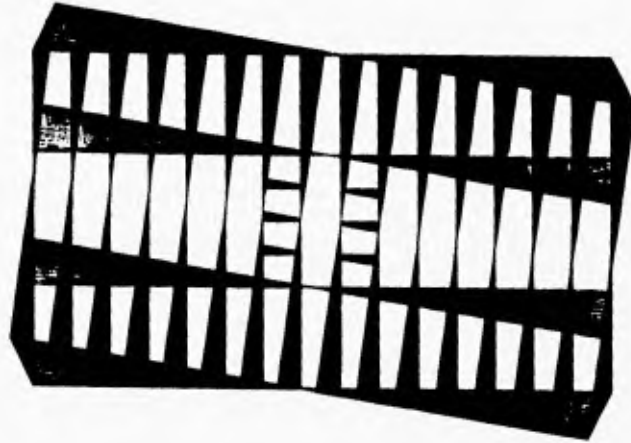


Fig 4.3.- Modo fundamental de vibración en la dirección θ ($T = 0.88$ s; Tabla 4.3)

4.3.- Desplazamientos laterales máximos totales

Los desplazamientos horizontales máximos de piso se muestran en la fig 4.4, para la estructura que cumple con deformaciones, y fig 4.5 para la estructura que cumple con resistencias. En la tabla 4.5 se encuentran los desplazamientos horizontales máximos del último nivel del edificio (TCM). Todos estos desplazamientos ya son resultado de haber multiplicado por $Q=2$ las respuestas obtenidas del análisis sísmico dinámico modal con el espectro reducido por Q , según las NTC-Sismo del RDF-93. En la fig 4.4 se tienen también los desplazamientos laterales del análisis sísmico estático, para fines comparativos.

Condición de diseño	Dirección	$\Delta_{m,dec}$ (cm)
Cumple con deformaciones	X	43.6
	Y	61.3
Cumple con resistencias	X	34.9
	Y	52.9

Tabla 4.5.- Desplazamientos horizontales del nivel TCM

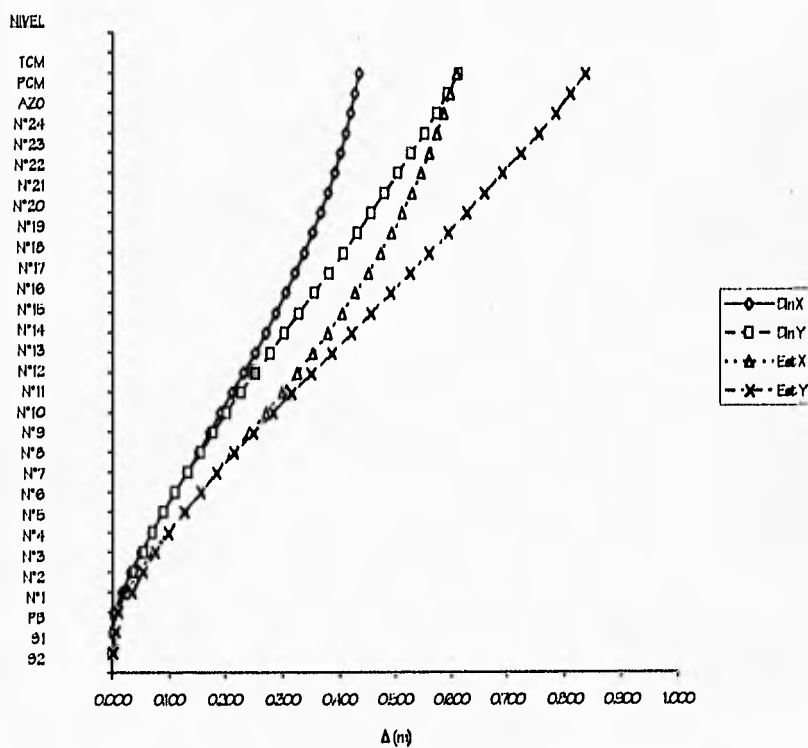


Fig 4.4.- Desplazamientos máximos dinámicos y estáticos, edificio que cumple con deformaciones laterales permisibles.

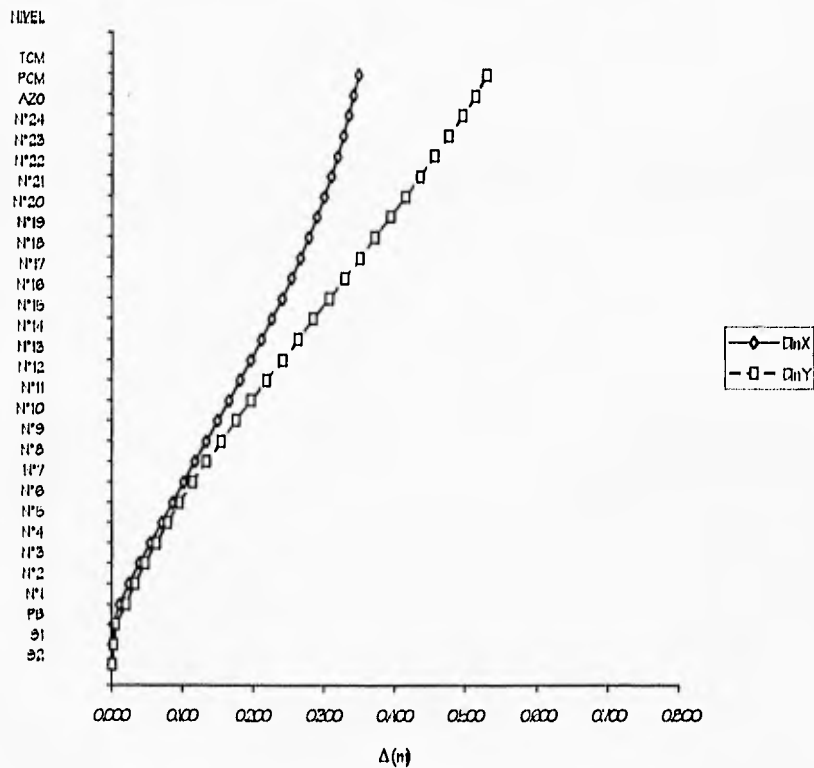


Fig 4.5.- Desplazamientos horizontales máximos dinámicos, edificio que cumple con resistencias

Con base en estos resultados, de nuevo, se aprecia el comportamiento tipo marco en la dirección 'X' y tipo muro en la dirección 'Y'. Se nota la influencia del incremento de las dimensiones de los miembros estructurales para poder satisfacer la condición de resistencias de las NTC-Concreto del RDF-93.

4.4. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso

La tabla 4.6 muestra los valores máximos y las figs 4.6 y 4.7 los valores para todos los entrepisos. La dirección 'Y' presentó los cocientes de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso mayores; se buscó ajustar la estructura a 0.006 y se llegó a 0.007. Sin embargo, este valor se corrige a 0.006 para el caso de resistencias. Los valores

calculados con el método estático se muestran para fines comparativos. Como se mencionó, el método estático no es aplicable a un edificio de más de 60 m.

Condición de diseño	Dirección	$(\delta_i/h_i)_{max}$	Entreplazo
Cumple con deformaciones	X	0.0060	N°8-N°7
	Y	0.0074	N°16-N°15
Cumple con resistencias	X	0.0046	N°8-N°7
	Y	0.0064	N°16-N°15

Tabla 4.6.- Relaciones máximas desplazamiento relativo entre altura de entreplazo, ambas condiciones de diseño

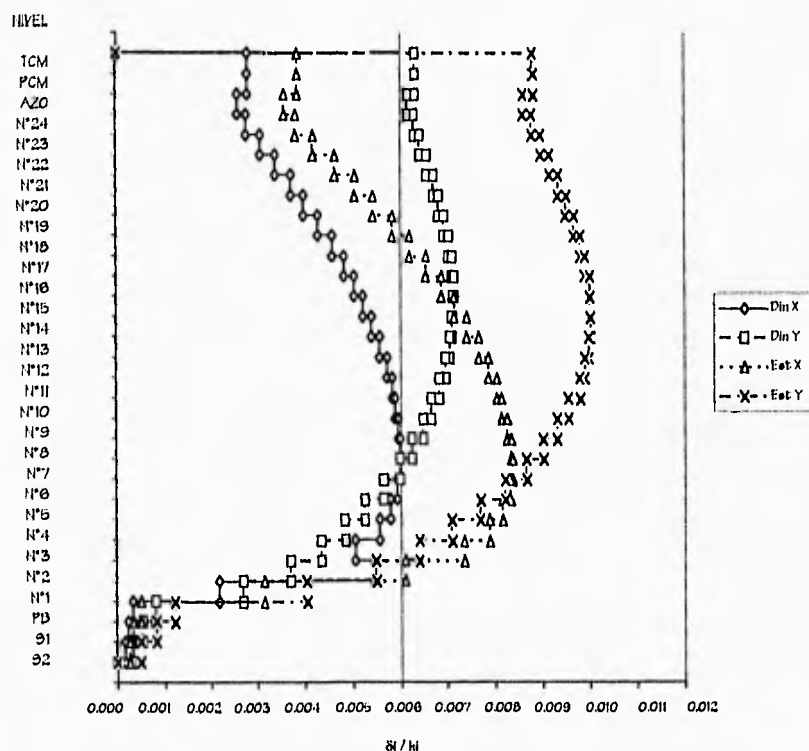


Fig 4.6.- Relaciones δ_i / h_i , edificio que cumple con deformaciones laterales permitibles

Llama la atención que en la dirección 'Y' el valor máximo se registra en el entrepiso N°16-N°15, mientras que en la dirección 'X' se presenta en el entrepiso N°8-N°7. Se corrobora el comportamiento de marco en la dirección 'X' y de muro en la dirección 'Y'. Nótese que la dirección longitudinal del edificio quedó ligeramente sobrada con respecto al límite permisible de 0.006, después de haber diseñado.

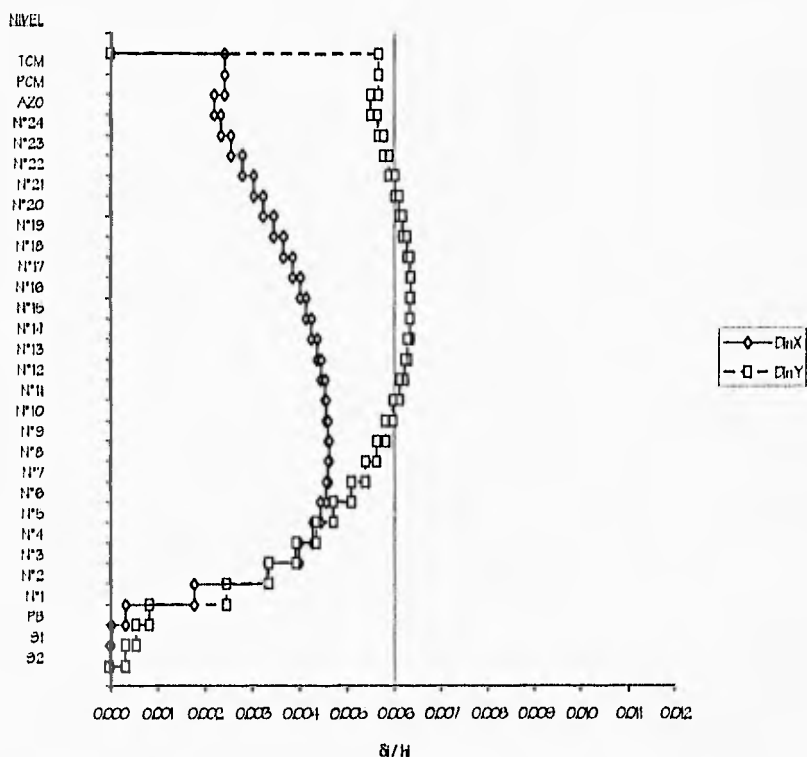


Fig 4.7.- Relaciones δ_i / h_i del edificio que cumple con resistencias

4.5. Fuerzas cortantes de entrepiso

La tabla 4.7 muestra las fuerzas cortantes máximas y las figs. 4.8 y 4.9 la distribución en elevación de dichas fuerzas cortantes. En la dirección 'X', las fuerzas cortantes de entrepiso son ligeramente mayores. En ambas condiciones de diseño, los valores ya están afectados por los factores de corrección por cortante basal dinámicos.

Condición de diseño	Dirección	V_{max} (t)
Cumple con deformaciones	X	7338.13
	Y	7050.58
Cumple con resistencias	X	7341.92
	Y	7095.98

Tabla 4.7.- Fuerzas cortantes máximas de entrepiso

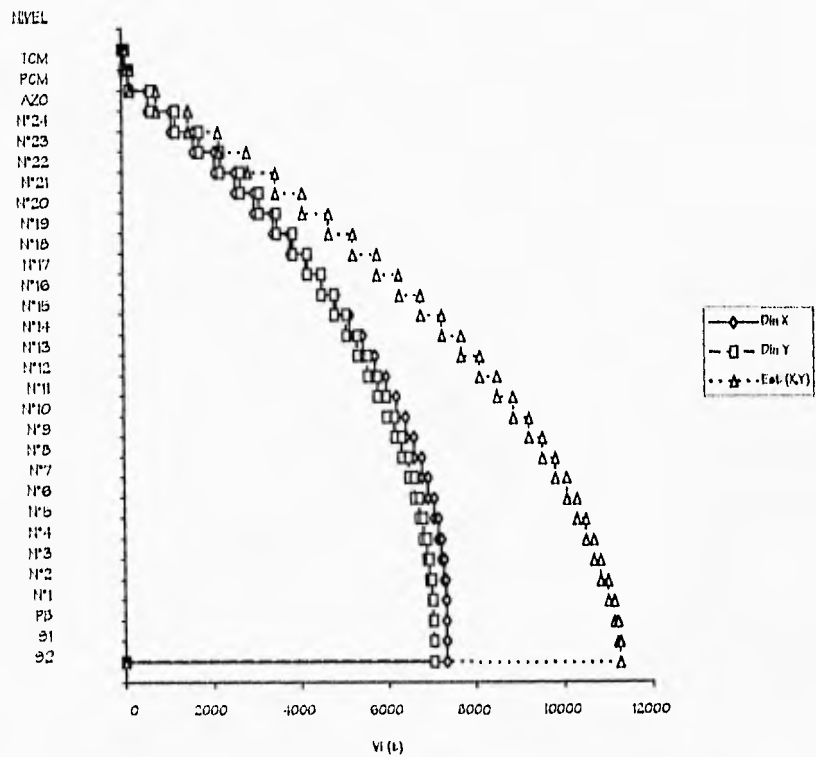


Fig 4.8.- Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio que cumple con deformaciones laterales permisibles

El cortante estático es igual en ambas direcciones, ya que el cálculo de fuerzas con este método no depende de la geometría de la estructura (con excepción de las alturas de entrepiso).

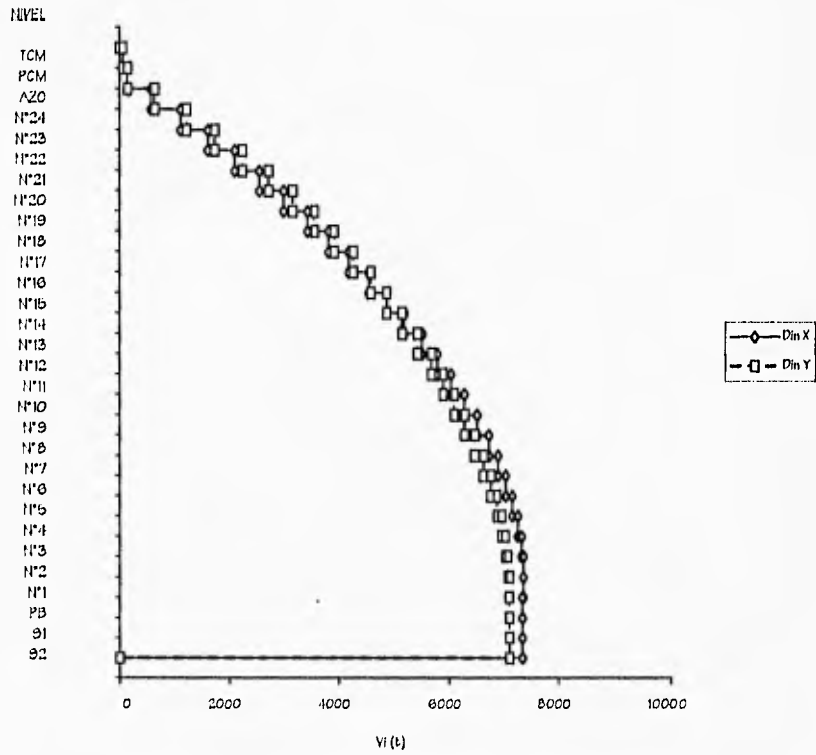


Fig 4.9.- Fuerzas cortantes de entrepiso, edificio que cumple con la condición de resistencias

4.6. Revisión por cortante basal

Después de realizar el análisis sísmico dinámico modal espectral era necesario, según el código, revisar el cortante basal de dicho análisis (ambas direcciones); se encontró que la fuerzas cortantes basales dinámicas, siemo en las direcciones 'X' y 'Y', resultaban menores que:

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

Por lo tanto, se tuvo la necesidad de aumentar las fuerzas sísmicas multiplicándolas por los factores de corrección correspondientes, cuyo cálculo se muestra en la tabla 4.8. Las fuerzas cortantes basales dinámicas utilizadas fueron las del entrepiso PB-N*1.

Dirección	W _o (t)	$\frac{0.8 a W_o}{Q'}$ (t)	V _o (t)	Factor de corrección f
X	37843.96	7568.79	7324.08	1.033412
Y	37843.96	7568.79	7019.26	1.07829

Tabla 4.8.- Factores de corrección por cortante basal

4.7. Distribución de fuerzas horizontales en los diferentes ejes estructurales

En las figs 4.10 y 4.11 se muestra la distribución en porcentajes de las fuerzas horizontales en los diferentes ejes estructurales. La participación de los muros en la dirección 'Y' es de más relevancia que en la dirección 'X', de ahí la forma de las gráficas anteriores.

Con base en estos resultados, es importante hacer las siguientes observaciones:

- En los entrepisos superiores, los muros tienden a recargarse sobre los marcos, debido a la manera en que se deforman ambas estructuras. Esto provoca que los marcos tengan que resistir más del 100% de las cargas horizontales. Sin embargo, en dichos entrepisos las fuerzas cortantes horizontales no son de gran magnitud y los marcos son capaces de resistir más del 100% de su magnitud.
- La participación de los muros se va incrementando conforme descienden los niveles. Por ejemplo, en la dirección 'Y', la participación máxima de muros sucede en el entrepiso N*3-N*2. Los marcos '4' y '5' (muros) toman el 38.08% de la carga y los marcos '1' y '8' absorben el 52.22%.
- En la dirección 'X', la distribución de fuerzas en los muros no es tan importante. La máxima participación ocurre en el entrepiso N*3-N*2. Los ejes 'B' y 'C' (muros) toman el 26.78% del total de fuerzas horizontales, y los marcos 'A' y 'D' absorben el 55.82%.

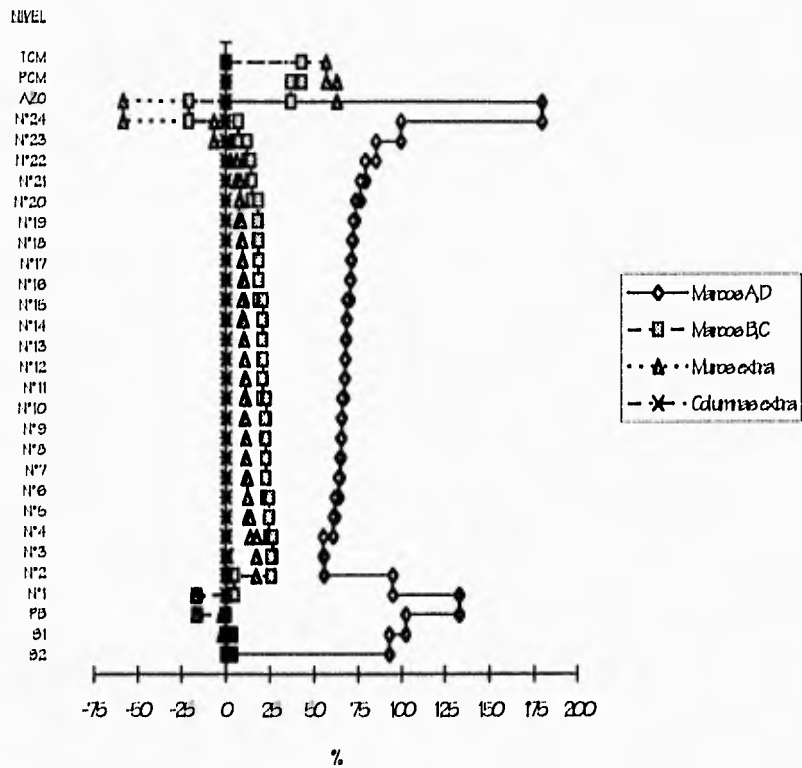


Fig 4.10.- Distribución de fuerzas cortantes horizontales, elemento en la dirección 'X' (longitudinal)

Las figs 4.10 y 4.11 corresponden a la estructura que cumple con los requisitos de deformaciones laterales permisibles en México D.F. Sin embargo, las gráficas pueden ser utilizadas para observar el patrón de comportamiento de cualquiera de las estructuras que se analizan en este trabajo.

Las gráficas de las figs 4.10 y 4.11 aclaran el comportamiento de la estructura en sus dos direcciones ortogonales. El comportamiento tipo muro en la dirección 'Y', y el comportamiento tipo marco de la dirección 'X', ya observado anteriormente, coinciden con los resultados de estas gráficas.

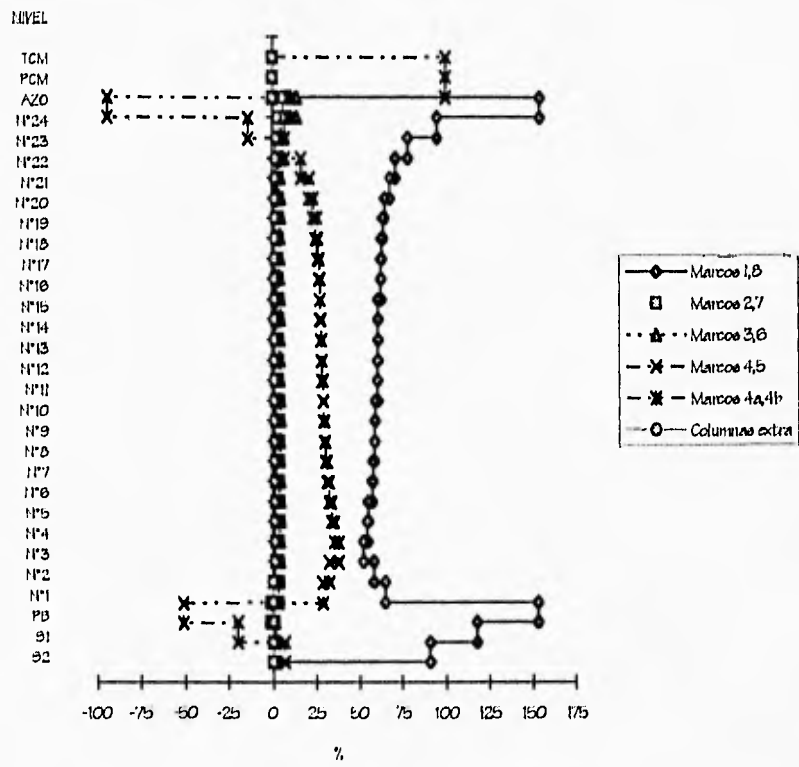


Fig 4.11.- Distribución de fuerzas cortantes horizontales, elemento en la dirección 'Y' (transversal)

4.8. Elementos mecánicos últimos y diseño de elementos estructurales

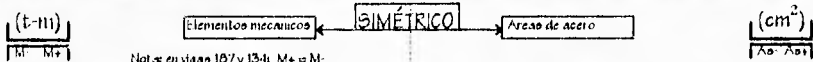
Las figs 4.12 a 4.22 muestran la distribución de elementos mecánicos últimos en vigas y columnas, y las áreas de acero de refuerzo requeridas para flexión, cortante, y flexocompresión. Los elementos mecánicos de diseño de los muros centrales se tienen en la tabla 4.8. Por último, los elementos mecánicos de diseño de las columnas de esquina se presentan en la tabla 4.9. Todos estos diseños ya son el resultado de haber tomado en cuenta todas las especificaciones que reglamenta el código RDF-93, mencionadas previamente; también, se toman en cuenta los efectos de toralón en planta de acuerdo a las excentricidades de diseño.

Las siguientes observaciones se refieren a la forma en que se presentó la distribución de elementos mecánicos en la estructura tipo tubo en tubo:

- En los marcos principales 'A' y 'D', exteriores y paralelos a la dirección 'X', el cortante en vigas aumenta conforme se acerca a los extremos del marco.
- En los marcos principales 'I' y 'B', exteriores y paralelos a la dirección 'Y', el cortante en vigas disminuye a medida que se acerca a los extremos del marco.
- En los elementos estructurales de los marcos 'A' y 'D', próximos a las esquinas del edificio, tienden a imponerse los efectos del sismo en la dirección perpendicular. Por ejemplo, en una viga o columna del marco 'A', cercana a una esquina, los elementos mecánicos predominantes son ocasionados por el sismo con dirección perpendicular al marco. Esto se debe al efecto por cortante comentado en el capítulo 2, sección 2.2. Al someterse a cargas laterales los marcos 'I' u 'B', éstos influyen de manera importante en los marcos 'A' o 'D'. La influencia es mayor en los niveles superiores, donde los muros no participan en la resistencia de fuerzas laterales. En las figs 4.12 a 4.21, las zonas donde rige el sismo en la dirección perpendicular, se marcan con áreas sombreadas.
- La influencia de los marcos 'A' y 'D' sobre los ejes 'I' y 'B' no es tan importante. La razón es la gran participación que tienen los muros paralelos a la dirección 'Y' para resistir cargas laterales. Otra causa es la forma que tiene el edificio al deformarse en ambas direcciones. En la dirección 'Y' las deformaciones son mayores, y además, se presenta un comportamiento tipo cantiliver, lo que provoca una mayor influencia sobre los marcos perpendiculares de la dirección 'X'.

Fig 4.12.- Momentos positivo y negativo de diseño con aceros de refuerzo, en vigas de ejes A y D

	1.131	16(19)	20(21)	24(27)	28(31)	32(35)	36(42)	43(49)	50(56)	57(61)	60(67)	68(71)	72(75)	76(79)	80(83)	86,98																
TCM																																
PCM																																
AZ01	86	45	84	77	57	70	83	57	51	53	84	51	48	45	16	15	15	15	16	15	15	16	16	17	17	21	26	23	26	15		
N*24	128	69	112	110	88	98	82	84	78	80	80	76	73	69	69	21	22	21	24	23	24	24	25	26	27	28	33	33	34	30	21	
N*23	136	70	118	114	93	101	91	94	88	89	89	86	82	79	79	24	25	24	27	26	27	27	28	29	29	31	37	36	41	23		
N*22	146	21	124	122	107	108	105	107	101	103	103	99	96	92	93	29	30	28	32	31	31	32	33	33	34	33	39	38	46	28		
N*21	158	104	132	131	121	121	119	121	115	117	117	114	110	106	107	33	34	33	36	35	36	36	37	38	38	38	41	41	51	32		
N*20	170	117	146	139	135	135	132	134	128	130	129	126	122	119	119	39	38	37	41	40	41	40	41	41	42	42	43	46	44	55	36	
N*19	181	129	160	148	138	148	141	147	141	142	132	139	131	131	132	41	42	41	45	44	45	45	46	47	47	48	51	47	59	40		
N*18	193	141	174	161	161	161	157	160	154	155	151	152	147	144	144	46	47	46	49	48	49	49	50	51	51	52	56	51	63	45		
N*17	204	153	187	173	173	174	169	172	166	167	166	164	158	156	156	50	51	50	53	53	53	54	54	55	56	56	61	56	69	49		
N*16	214	164	199	184	185	185	180	183	177	178	177	175	169	167	167	54	54	53	57	57	57	57	57	59	60	60	65	60	71	52		
N*15	222	173	208	192	194	194	189	192	186	187	186	189	178	175	176	57	57	57	60	60	60	61	61	63	63	63	69	63	74	56		
N*14	229	182	218	201	203	203	197	200	195	195	194	193	186	184	185	60	60	60	63	63	64	63	65	65	67	67	72	66	76	59		
N*13	238	192	227	209	212	212	206	209	203	204	203	201	194	193	194	63	63	63	67	66	67	67	68	69	70	70	76	69	79	63		
N*12	247	203	235	217	219	220	214	216	211	211	211	209	202	201	202	66	66	66	70	69	70	70	71	72	73	73	79	72	83	67		
N*11	256	213	242	223	226	226	220	223	218	218	218	216	208	208	209	69	69	68	72	71	72	72	73	74	76	75	82	74	81	71		
N*10	260	221	246	227	230	230	224	227	222	222	222	220	212	212	213	70	70	70	74	73	74	74	75	77	77	77	83	76	82	74		
N*9	269	228	251	231	234	234	228	231	226	226	226	224	217	217	218	72	72	72	75	75	75	75	76	77	79	79	85	78	90	76		
N*8	271	239	254	236	238	238	232	234	230	229	230	229	222	223	222	74	74	74	77	77	77	77	77	79	80	80	87	79	93	80		
N*7	273	247	257	239	239	240	234	236	232	231	234	233	226	227	226	76	75	76	79	78	78	77	78	79	81	81	88	80	95	84		
N*6	281	258	257	241	239	240	234	236	233	232	237	235	229	230	229	77	77	77	80	79	78	78	77	79	80	81	88	81	98	88		
N*5	279	262	251	242	245	236	230	232	230	229	235	231	229	230	229	76	78	77	80	78	77	77	77	78	79	79	86	82	97	90		
N*4	286	274	243	239	228	229	224	225	224	224	230	227	229	229	229	75	77	77	80	78	75	75	75	75	76	76	82	80	100	95		
N*3	270	268	228	232	217	216	216	213	216	214	218	215	227	225	225	75	76	75	82	73	72	71	71	71	71	72	72	74	78	98	92	
N*2	306	308	182	202	200	201	201	189	202	202	197	194	189	200	199	72	73	73	83	63	63	66	62	67	67	66	66	68	109	108		
N*1	1249	1331	1564	1115	1377	901	M=-1638	M=-216	M=-826	M=-105	178	115	207	144	159																	172

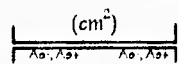
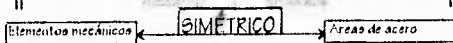
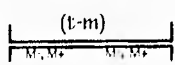


Nota: en vigas 107 y 134 Me = M-

- V80
- V81
- V82
- V83
- V84
- V85
- V86
- V87
- V88
- V89
- V90
- V91
- V92
- V93
- V94
- V127
- V128
- V129
- V130
- V131
- V132
- V133
- V134
- V135
- V136
- V137
- V138
- V139
- V140
- V141

Fig 4.13.- Momentos positivos y negativos de diseño con áreas de refuerzo, vigas de ejes B y C

	(5) (9)	(21) (22)	(29) (30)	(69) (70)	(77) (78)	(99) (94)								
TCM														
PCM														
AZOT	118,0	0,70	22,46	8,33	0,102	205,0	3	15	67,15	15,32	15,15	15,15	15,21	37,15
N°21	143,0	0,87	38,52	33,37	0,123	218,0	7	15	72,15	15,38	15,15	15,15	15,27	45,15
N°23	142,0	0,85	42,54	31,40	0,127	227,0	7	15	76,15	15,40	15,15	15,16	15,26	45,15
N°22	148,0	0,87	48,58	39,43	5,136	239,0	43	15	80,15	15,43	15,15	15,18	15,27	47,15
N°21	154,0	0,86	51,61	41,46	17,141	250,0	81	25	85,15	15,45	15,15	16,19	15,26	49,15
N°20	168,0	0,105	83,88	74,77	39,181	278,23	116	36	96,15	15,59	23,20	25,20	15,33	54,15
N°19	179,0	0,119	100,96	93,80	58,203	296,43	149	47	104,15	17,60	29,24	31,30	15,37	58,15
N°18	185,0	8,123	106,102	98,85	73,211	307,61	182	59	109,19	22,70	30,26	33,32	15,39	60,15
N°17	191,0	18,127	114,107	104,90	88,221	319,80	215	71	109,25	27,73	32,28	35,33	15,40	62,15
N°16	195,17	28,128	117,110	105,92	103,225	327,98	245	83	109,31	32,75	37,28	37,34	15,40	64,15
N°15	206,32	47,131	124,141	145,123	135,264	353,126	277	93	109,40	41,91	46,39	49,43	15,48	68,15
N°14	215,43	61,164	172,156	169,140	156,283	367,145	294	103	110,46	50,99	53,44	55,50	19,53	71,15
N°13	219,54	70,177	176,159	167,143	169,288	373,160	321	114	111,51	54,101	54,45	57,51	21,54	73,16
N°12	223,63	80,171	182,164	172,148	183,295	380,176	347	114	113,57	59,103	55,47	59,52	24,55	74,19
N°11	225,73	88,170	183,163	171,147	194,295	382,189	371	131	114,62	64,105	55,47	59,52	22,55	75,22
N°10	233,87	108,189	217,194	209,181	226,321	400,214	389	132	137,71	75,110	69,59	72,63	14,61	78,27
N°9	240,97	121,200	231,206	223,195	242,335	405,226	409	138	138,75	81,115	74,64	77,68	18,65	81,30
N°8	243,104	128,202	231,205	223,195	248,333	404,234	431	146	138,78	84,114	74,64	77,67	10,66	82,32
N°7	245,111	135,204	234,206	225,198	256,331	401,241	461	153	137,81	87,113	75,65	78,68	13,67	83,35
N°6	245,118	141,202	230,202	221,154	259,322	393,246	469	160	132,83	88,112	73,63	77,66	13,66	83,37
N°5	249,127	156,214	235,223	217,219	278,333	394,258	478	162	133,88	96,115	84,73	87,74	30,71	89,40
N°4	250,130	162,219	237,225	230,223	278,326	382,255	482	163	114,87	96,112	85,79	88,75	32,73	85,41
N°3	246,127	158,213	234,211	237,210	265,303	359,242	473	161	110,82	91,107	80,69	82,70	31,71	83,40
N°2	229,114	145,208	224,189	218,191	241,269	321,215	422	144	110,71	81,93	72,62	75,61	16,66	77,35
N°1	206,64	90,157	226,102	126,97	164,176	240,149	304	114	81,73	53,57	40,30	39,33	28,50	68,20



Nota: En vigas I03 y I10, M+ = M-
Viga entre muros A0 = 15,1 cm²

- | | | | | | | | | |
|----------|----------|----------|------|------|------|----------|----------|----------|
| V96 97 | V98 99 | V100 101 | V102 | V103 | V104 | V105 106 | V107 108 | V109 110 |
| V111 112 | V113 114 | V115 116 | V117 | V118 | V119 | V120 121 | V122 123 | V124 125 |

Fig 4.15.- Fuerzas cortantes de diseño y refuerzo transversal, vigas de ejes B y C

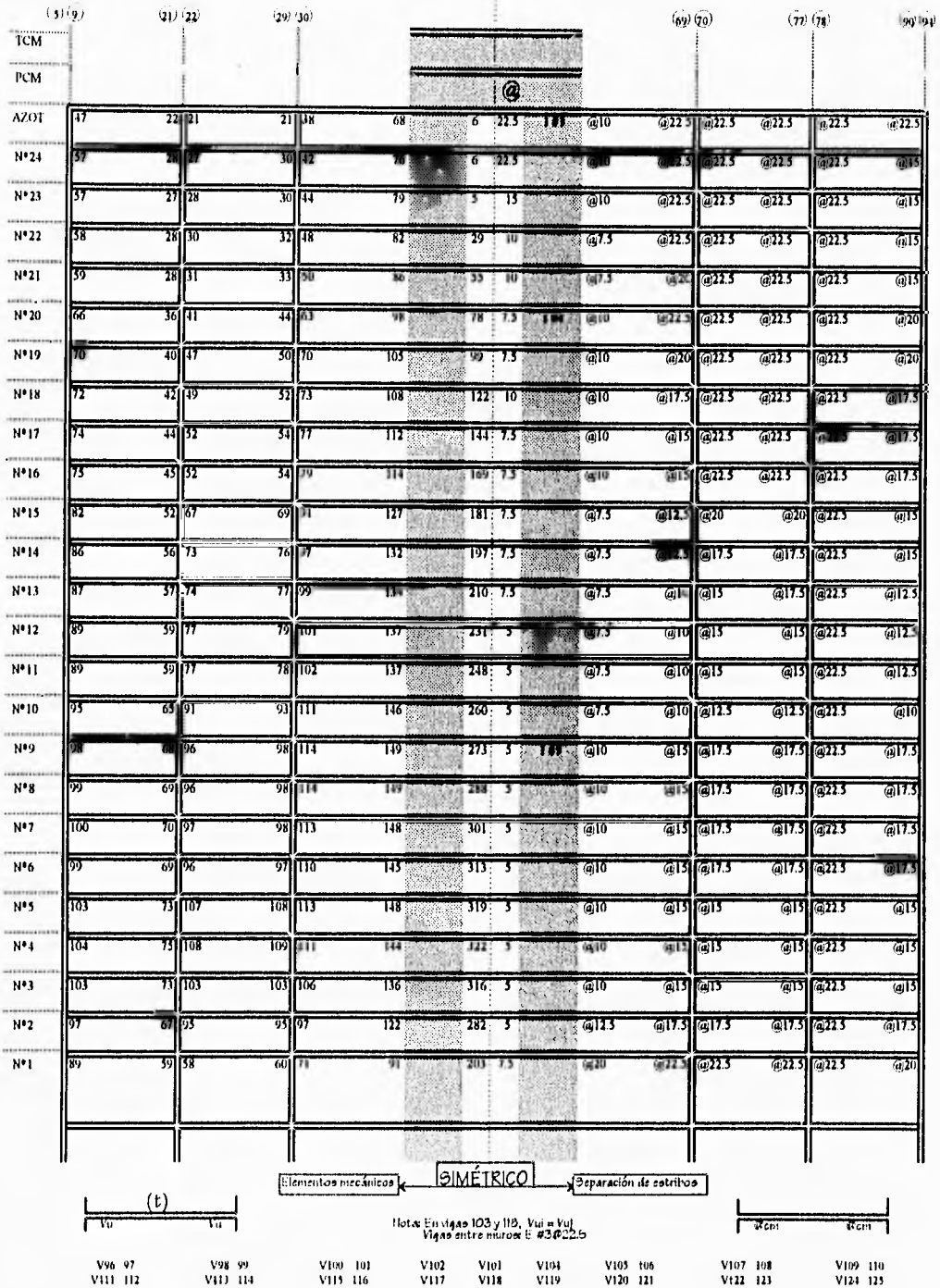
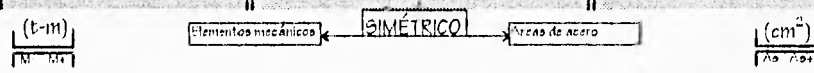


Fig 4.16.- Momentos positivos y negativos de diseño con áreas de refuerzo, vigas de ejes I y B

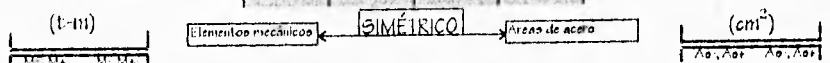
	(1) (8)	(2) (8)	(3) (8)	(4) (8)	(5) (9)	(6) (9)	(7) (9)	(8) (9)	(9) (9)	(10) (9)	(11) (9)	(12) (9)							
TCM																			
PCM																			
AZOT	32	30	51	37	98	51	54	76	60	53	22	22	22	22	22	22	22	22	22
N° 24	58	54	94	55	88	77	82	96	87	81	22	22	22	22	22	22	22	22	22
N° 23	75	74	91	73	98	91	99	113	104	97	26	25	25	25	25	25	22	22	22
N° 22	93	90	103	94	119	111	120	135	125	119	32	30	30	31	30	28	24	21	21
N° 21	113	111	134	116	140	130	142	157	148	141	38	36	36	36	36	33	29	29	28
N° 20	130	127	153	134	159	147	161	178	168	161	43	41	41	41	41	38	34	31	31
N° 19	144	142	171	153	178	164	181	199	188	181	49	47	47	47	46	42	39	37	36
N° 18	161	156	189	171	197	181	200	219	208	201	54	52	51	51	51	47	44	41	41
N° 17	175	173	206	188	215	196	218	238	227	221	60	58	57	57	56	51	48	45	45
N° 16	191	188	222	204	232	211	235	257	245	239	65	63	62	62	61	55	51	49	49
N° 15	202	198	235	217	245	225	249	272	260	254	69	67	66	65	65	59	55	52	52
N° 14	211	208	248	230	259	238	264	287	275	269	74	71	70	70	69	63	59	55	54
N° 13	224	220	261	243	273	252	278	302	290	284	78	76	74	74	73	67	63	59	58
N° 12	235	231	274	255	286	265	292	316	303	297	81	80	78	78	76	70	66	62	61
N° 11	247	241	285	266	297	277	305	328	315	310	86	84	82	82	80	74	70	66	64
N° 10	254	247	293	273	305	284	314	336	323	318	88	86	85	85	82	76	71	67	65
N° 9	260	253	302	281	313	292	324	344	331	326	90	89	88	88	85	78	74	69	67
N° 8	270	261	310	289	321	299	332	351	338	334	92	91	90	90	87	80	76	72	69
N° 7	278	268	318	296	327	304	337	355	343	339	94	92	92	92	89	82	78	74	71
N° 6	288	275	324	303	330	307	340	356	345	343	94	93	93	93	90	83	78	74	71
N° 5	294	280	326	302	326	302	338	350	341	341	93	91	92	92	88	81	76	72	69
N° 4	308	288	325	303	316	293	333	339	343	340	94	93	91	92	85	79	74	70	67
N° 3	324	301	323	305	292	278	327	314	348	341	95	93	89	86	78	74	68	64	61
N° 2	332	306	305	307	289	280	321	278	373	361	96	90	87	74	63	58	53	49	46
N° 1	1635	1690	787	1304	1671	869	1563	2138	922	1105	117	181	506	284	128	110	167	213	206



- V2
V68
- V1
V69
- V4
V70
- V5
V71
- V6
V72
- V7
V73
- V8
V74
- V9
V75
- V10
V76
- V11
V77

Fig 4.17.- Momentos positivos y negativos de diseño con áreas de acero de refuerzo, vigas de ejes 4 y 5

	(4) (5)				(4) (5)			
TCM								
PCM								
AZC01	48,64	98,39					35,13	16,22
Nº24	61,75	107,43					38,14	21,26
Nº23	63,77	110,46					39,15	22,27
Nº22	69,82	115,51					41,17	24,29
Nº21	74,88	121,56					44,19	26,31
Nº20	80,93	126,62					46,21	28,33
Nº19	87,99	133,69					48,26	30,35
Nº18	93,105	139,76					51,26	33,37
Nº17	100,111	145,83					54,29	35,40
Nº16	106,116	150,90					56,31	38,42
Nº15	111,120	155,96					58,33	40,43
Nº14	117,124	160,102					60,36	42,45
Nº13	122,128	164,107					62,38	44,47
Nº12	127,131	167,113					64,40	46,48
Nº11	131,134	169,117					64,42	46,49
Nº10	134,134	170,121					65,44	49,49
Nº9	137,134	170,124					65,45	50,50
Nº8	140,133	169,127					64,46	52,49
Nº7	141,131	167,129					63,47	52,48
Nº6	142,128	164,129					62,47	52,47
Nº5	141,123	158,128					59,47	52,45
Nº4	140,117	151,127					56,46	51,42
Nº3	138,109	142,124					53,45	51,39
Nº2	129,95	129,116					47,42	47,31
Nº1	137,101	126,128					46,47	54,36



Nota: Vigas entre ejes 4 y 5, $A_{01} = A_{02} = 10,9 \text{ cm}^2$
 Vigas TCM y PCM: $A_{01} = A_{02} = 3,8 \text{ cm}^2$

- | | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| V28 | V29 | V30 | V31 | V32 | V33 |
| V46 | V47 | V48 | V49 | V50 | V51 |

Fig 4.18.- Fuerzas cortantes de diseño con separación de estratos, vigas de ejes I y B

	(1)'88	(3)'88	(4)'89	(5)'90	(6)'91	(7)'92	(8)'93	(9)'94	(10)'95	(11)'96	(12)'98
TCM											
PCM											
AZOT	42	62	80	91	81	1#3 @20	@15	@25	@27.5	@27.5	
N°24	76	94	116	129	122	@7.5	@7.5	@10	@7.5	@7.5	
N°23	103	117	137	153	146	1#4 @10	@10	@12.5	@15	@20	
N°22	126	145	166	184	176	@7.5	@7.5	@7.5	@10	@12.5	
N°21	151	173	196	216	208	@5	@5	@5	@7.5	@10	
N°20	171	197	221	245	237	1#3 @7.5	@7.5	@10	@10	@12.5	
N°19	189	226	247	273	266	@7.5	@5	@7.5	@10	@10	
N°18	209	243	272	301	294	@5	@5	@5	@7.5	@10	
N°17	220	265	296	311	316	2#4 @7.5	@7.5	@7.5	@10	@10	
N°16	243	286	318	354	348	@5	@5	@7.5	@7.5	@10	
N°15	258	302	316	375	369	@5	@5	@5	@7.5	@10	
N°14	269	318	354	396	390	2#5 @7.5	@7.5	@10	@10	@15	
N°13	284	335	376	416	412	@7.5	@7.5	@10	@10	@12.5	
N°12	296	351	398	435	431	@7.5	@7.5	@7.5	@10	@12.5	
N°11	306	366	406	452	448	@7.5	@7.5	@7.5	@10	@12.5	
N°10	314	375	416	463	460	@7.5	@7.5	@7.5	@10	@10	
N°9	322	387	427	474	472	@7.5	@7.5	@7.5	@10	@10	
N°8	334	398	438	484	482	@5	@5	@7.5	@7.5	@10	
N°7	344	409	447	490	489	@5	@5	@7.5	@7.5	@10	
N°6	356	418	452	492	493	@5	@5	@7.5	@7.5	@10	
N°5	365	422	448	481	489	@5	@5	@7.5	@7.5	@10	
N°4	386	428	437	467	484	@5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	
N°3	421	435	409	447	486	@5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	
N°2	469	432	338	429	526	@5	@7.5	@10	@7.5	@5	
N°1	1693	628	858	1937	961	@12.5	@5	@12.5	@20	@5	

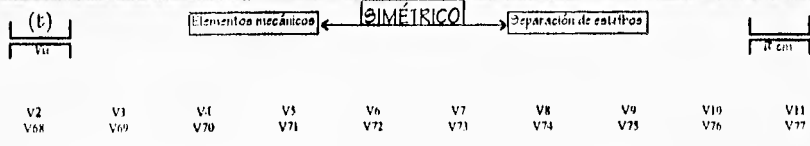


Fig 4.19.- Fuerzas cortantes de diseño con refuerzo transversal, vigas de ejes 4 y 5

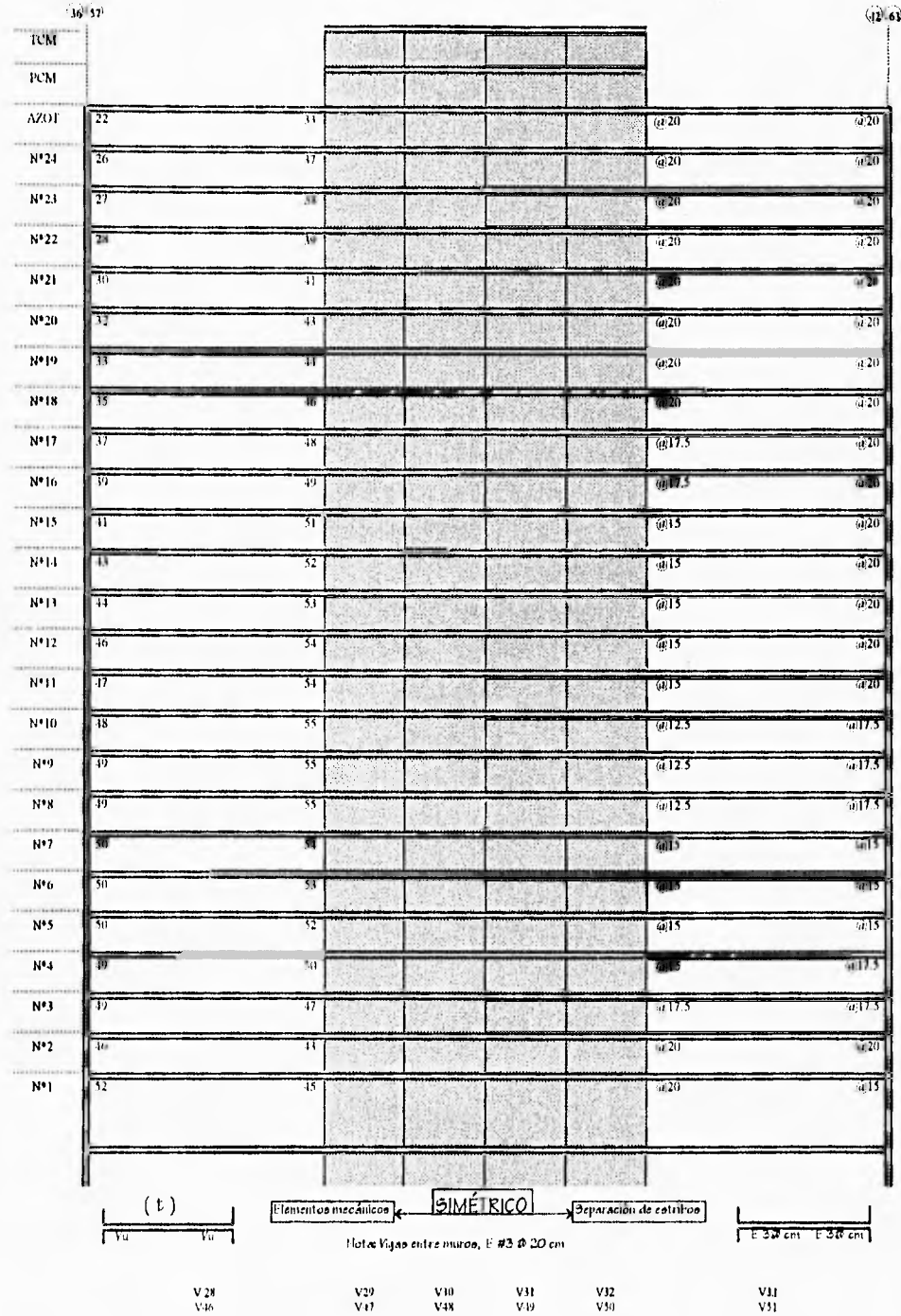
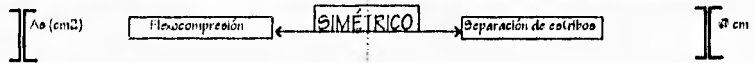


Fig 4.20.- Acero de refuerzo para flexocompresión y cortante, en columnas, ejes A y D

	(1)	(16)	(20)	(24)	(28)	(32)	(36)	(40)	(44)	(48)	(52)	(56)	(60)	(64)	(68)	(72)	(76)	(80)	(84)	(88,98)
TCM																				
PCM																				
AZOT	83	97	111	125	139	153	167	181	195	209	223	237	251	265	279	293	307	321	335	349
N°24	77	87	98	109	120	131	142	153	164	175	186	197	208	219	230	241	252	263	274	285
N°23	82	94	106	118	130	142	154	166	178	190	202	214	226	238	250	262	274	286	298	310
N°22	91	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240	250	260	270	280
N°21	91	110	103	100	96	98	90	@12.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°20	100	122	117	112	108	109	102	@10	@10	@10	@10	@10	@7.5	@7.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°19	108	140	132	126	123	122	115	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5
N°18	117	160	149	144	138	140	128	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5
N°17	135	178	165	161	153	160	143	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5
N°16	140	194	180	176	167	177	158	@12.5	@12.5	@12.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@12.5
N°15	152	207	193	189	177	189	169	@12.5	@12.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@12.5
N°14	161	222	208	206	193	204	184	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@12.5
N°13	173	235	222	220	207	218	198	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°12	184	246	234	232	220	231	211	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°11	194	256	245	243	231	243	223	@10	@10	@10	@10	@10	@7.5	@7.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°10	205	260	249	248	240	251	229	@10	@10	@10	@10	@10	@7.5	@7.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°9	222	268	257	261	255	265	240	@10	@10	@10	@10	@10	@7.5	@7.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°8	239	273	262	274	270	279	250	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@7.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°7	238	277	275	286	283	292	262	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@7.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°6	276	283	283	295	293	303	272	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°5	293	290	287	297	297	306	274	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@12.5
N°4	307	306	287	297	297	310	279	@10	@10	@10	@12.5	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@12.5
N°3	200	200	200	200	200	200	200	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°2	200	200	200	200	200	200	200	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10	@10
N°1		100		100		100		2#3 y grapa		@10			@10			@10				



- V80
V127
- V81
V128
- V82
V129
- V83
V130
- V84
V131
- V85
V132
- V86
V133
- V87
V134
- V88
V135
- V89
V136
- V90
V137
- V91
V138
- V92
V139
- V93
V140
- V94
V141

Fig 4.21.- Acero de refuerzo para flexocompresión y cortante, columnas de ejes 1 y 8

	1.80	1.85	1.89	1.90	1.91	1.92	1.93	1.94	1.95	1.96	1.98
TCM											
PCM											
AZOT	60	60	79	80	60	1 #3 @12.5	@10	@12.5	@15	@22.5	
N°24	60	60	67	60	60	@10	@10	@10	@12.5	@22.5	
N°23	60	60	62	66	61	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@15	
N°22	60	72	97	81	77	2 #3 @10	@10	@10	@12.5	@20	
N°21	65	88	112	98	94	@7.5	@7.5	@7.5	@10	@15	
N°20	74	100	127	114	109	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@12.5	
N°19	87	114	145	132	127	2 #4 @10	@10	@12.5	@12.5	@17.5	
N°18	98	127	165	151	148	@10	@10	@10	@10	@15	
N°17	110	140	187	175	170	@7.5	@7.5	@10	@10	@15	
N°16	123	157	214	196	191	@7.5	@7.5	@10	@10	@12.5	
N°15	132	168	232	211	206	@7.5	@7.5	@7.5	@10	@12.5	
N°14	146	181	255	231	225	@7.5	@7.5	@7.5	@7.5	@10	
N°13	162	193	276	250	245	2 #5 @7.5	@10	@10	@15	@15	
N°12	178	207	295	269	264	@10	@10	@10	@12.5	@15	
N°11	196	232	315	289	284	@10	@10	@10	@12.5	@12.5	
N°10	211	256	326	299	294	@10	@10	@10	@12.5	@12.5	
N°9	230	288	345	313	310	@10	@10	@10	@12.5	@12.5	
N°8	233	319	352	325	322	@10	@7.5	@10	@12.5	@17.5	
N°7	292	350	362	338	331	@10	@10	@10	@12.5	@17.5	
N°6	333	379	374	351	337	@7.5	@10	@10	@12.5	@17.5	
N°5	336	336	336	336	336	@15	@15	@15	@15	@17.5	
N°4	336	336	336	336	336	@15	@15	@15	@15	@17.5	
N°3	336	336	336	336	336	@15	@15	@15	@15	@17.5	
N°2	336	336	336	336	336	@15	@15	@15	@15	@15	
N°1			1071		445			@10			

V2
V68

V3
V69

V4
V70

V5
V71

V6
V72

V7
V73

V8
V74

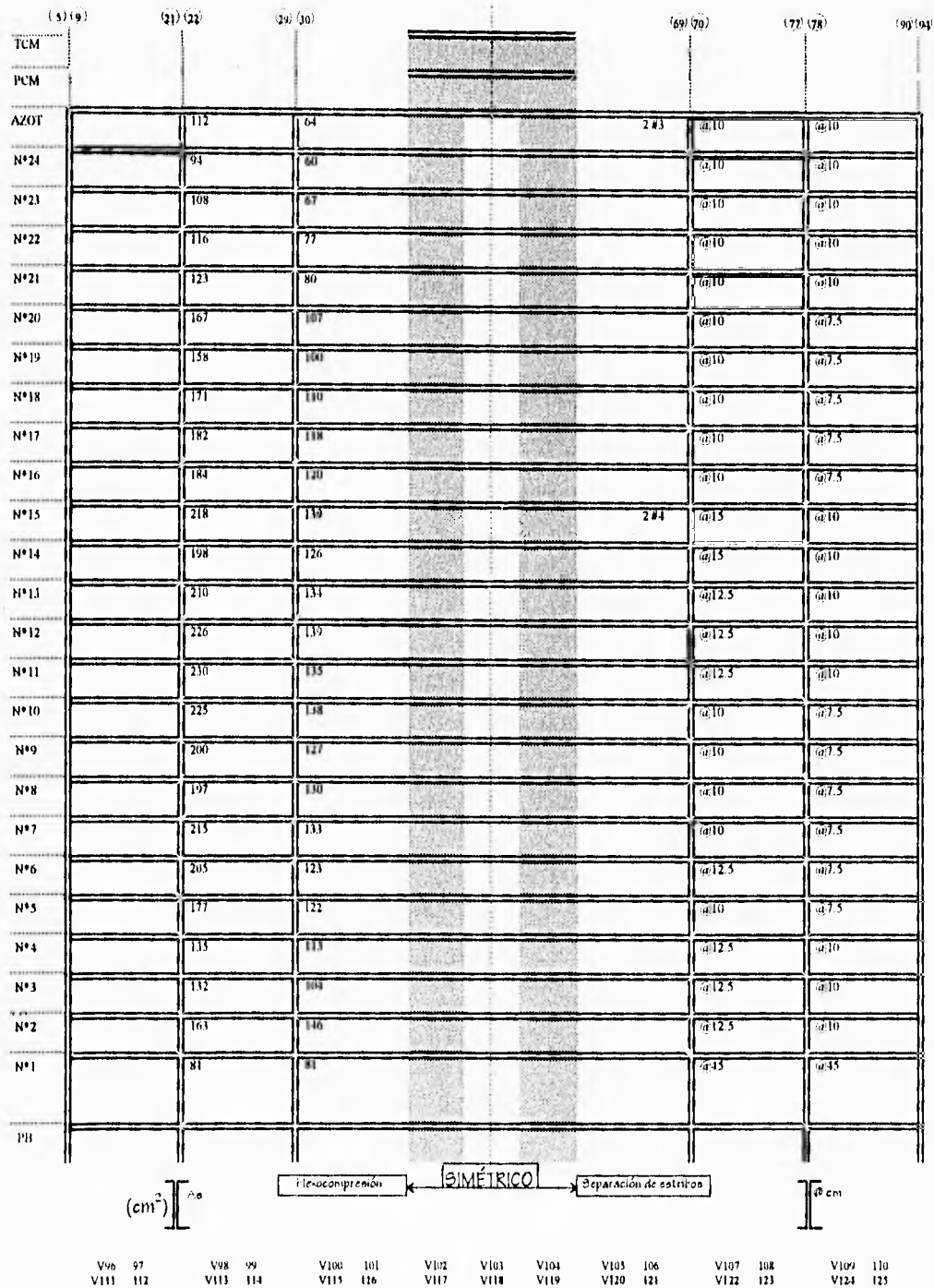
V9
V75

V10
V76

V11
V77

ESTA TERCERA NO PUEDE SER USADA SIN LA AUTORIZACION

Fig 4.22.- Acero de refuerzo para flexocompresión y cortante, columnas interiores de ejes B y C



Entrepiso	Flexocompresión, eje en X'		Cortante $V_{ix}(t)$	Flexocompresión, eje en Y'		Cortante $V_{iy}(t)$
	$M_{ix}(t \cdot m)$	$P_u(t)$		$M_{iy}(t \cdot m)$	$P_u(t)$	
TCM	96	40	34	128	70	50
PCM	222	75	70	312	170	96
A20	808	312	427	2086	574	393
N°24	674	1124	153	2993	911	237
N°23	1091	1500	122	3892	1024	126
N°22	1309	1840	214	4441	1554	258
N°21	1400	2136	290	4621	1186	380
N°20	1354	2416	309	4484	2159	480
N°19	1528	2668	395	4097	2454	568
N°18	1585	2883	456	3492	2736	643
N°17	1604	3063	513	2712	3006	711
N°16	1582	3207	570	1780	3308	771
N°15	1416	3349	546	2334	3665	834
N°14	1601	3466	633	3633	4025	889
N°13	1418	4849	682	5056	4389	938
N°12	1410	5389	728	6655	4756	985
N°11	1356	5947	776	8377	5127	1034
N°10	1345	6515	733	10246	5500	1093
N°9	1375	7097	821	12267	5876	1144
N°8	1393	7702	861	14445	6254	1194
N°7	1647	8327	903	16847	6634	1252
N°6	2152	8971	949	19495	7015	1318
N°5	2236	9619	931	22495	7397	1411
N°4	2876	10272	1052	25849	7776	1491
N°3	4431	10920	1293	29716	8149	1609
N°2	6147	11519	1241	32890	8503	1365
N°1	4866	12084	918	37722	8895	1053

Dimensiones en cm

Espesores e1:

TCM-N°21 = 40

N°20-N°16 = 45

N°15-N°11 = 50

N°10-N°6 = 55

N°5-92 = 60

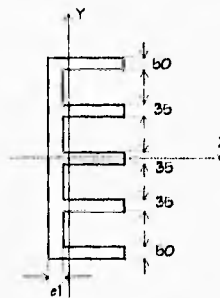


Tabla 4.8.- Elementos mecánicos últimos en muros de cubo central, eje en ambas direcciones

Entreplazo	Flexocompresión			Cortante
	$M_{umáx}$ (t · m)	$M_{umín}$ (t · m)	P_u (t)	V_u (t)
TCM	-	-	-	-
PCM	-	-	-	-
AZO	130	52	49	69
N°24	95	74	100	53
N°23	124	89	125	50
N°22	129	108	141	57
N°21	145	127	142	81
N°20	152	136	134	85
N°19	124	151	372	92
N°18	135	165	468	98
N°17	145	178	572	103
N°16	154	191	684	110
N°15	159	195	801	112
N°14	169	209	923	120
N°13	176	218	1052	125
N°12	184	231	1187	131
N°11	193	245	1329	138
N°10	196	246	1476	138
N°9	203	258	1621	145
N°8	209	267	1776	149
N°7	214	275	1936	153
N°6	221	289	2105	159
N°5	221	290	2280	159
N°4	235	325	2475	177
N°3	209	314	2709	174
N°2	370	644	3093	328
N°1	931	1879	4593	621

Tabla 4.9.- Elementos mecánicos últimos en columnas de esquina

4.8.1 Diseño de vigas

Las vigas, cuyo diseño se muestra a continuación, se pueden localizar en la fig 3.23 (en planta) y figs 4.12 a 4.19 (en elevación).

- Vigas 80,127, 94, 141 (críticas en ejes A y D; niveles N°2-AZOT; tamaño: 100 x 50 cm)

Para éstas vigas, los elementos mecánicos críticos se presentan en el nivel 2 con los siguientes valores:

$$M_u^+ = 306 \text{ t}\cdot\text{m}, M_u^- = 306 \text{ t}\cdot\text{m}, V_u = 262 \text{ t}\cdot\text{m}$$

- Diseño como viga simplemente armada (supuesto $d = 90 \text{ cm}$):

$$p_r = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{6000} + \frac{238}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.0267 \text{ (porcentaje de condición balanceada)}$$

$$p_{r_{\max}} = 0.0267 (0.75) = 0.0200; q_{r_{\max}} = p_{r_{\max}} \frac{f_y}{f_c''} = 0.02 \frac{4200}{238} = 0.3529$$

$$A_{s_{\max}} = p_{r_{\max}} b d = 0.02 (50) (95) = 95 \text{ cm}^2$$

$$M_{r_1} = F_r b d^2 f_c'' q (1-0.5q) = 0.9(50)(90)^2(238)(.2907) = 252 \text{ t}\cdot\text{m}$$

(momento resistente máximo como viga simplemente armada)

Como $M_{r_1} = 252 \text{ t}\cdot\text{m} < M_u^+ = 306 \text{ t}\cdot\text{m}$, entonces se diseña como sección doblemente armada:

$$M_{r_2} = M_u - M_{r_1} = 306 - 252 = 54 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$A_{s_2} = \frac{M_{r_2}}{F_r f_y (d-d')} = \frac{54 \cdot 10^5}{0.9(4200) (90-10)} = 17.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto, } A_s = 95 + 17.86 = 112.86 \text{ cm}^2, \text{ y } A_s' = \frac{17.86}{0.75} = 23.81 \text{ cm}^2$$

- Además, como la flexión positiva y negativa son iguales, el armado resultante es:

$$A_s = 112.86 \text{ cm}^2; A_s' = 112.86 \text{ cm}^2$$

- Refuerzo por fuerza cortante

La resistencia al cortante del concreto es:

$$V_{cr} = 0.5 Fr b d \sqrt{f_c'} = 0.5(0.8)(50)(90) \sqrt{280} = 30,120 \text{ kg}$$

Con 2 estribos del #4:

$$s_{ep} = \frac{Fr f_y d A_v}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8(4200)(90)(4 \times 1.27)}{262000 - 30120} = 6.62 \text{ cm}$$

- Refuerzo mínimo por cambios volumétricos en las paredes de la viga

$$a_s = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 (50)}{2300 (50 + 100)} = 0.096 \text{ cm}^2/\text{cm}; A_s = 0.096 (50) = 4.80 \text{ cm}^2$$

- Repetando los requerimientos de recubrimiento y separación de varillas, se propone el armado de la fig 4.23

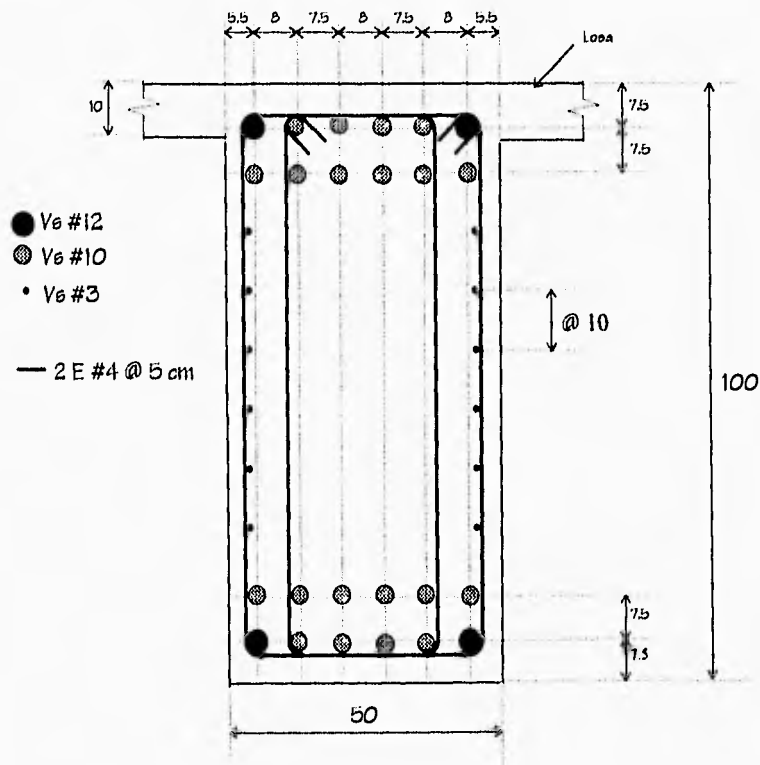


Fig 4.23- Armado propuesto en las vigas 80, 90, 127 y 141 del nivel N°2

Para el armado propuesto en la fig 4.23:

$$Ae^+ = Ae^- = 101.97 \text{ cm}^2$$

$$Mn = 381.12 \text{ t-m (momento resistente nominal)}$$

$$Mr = 0.9 (381.12) = 343.02 \text{ t-m (momento resistente de dise\~{n}o)} > 306 \text{ t-m } \checkmark$$

- Vigas 101, 116, 105 y 120 (críticas en ejes B y C; niveles PB-AZOT; tamaño: 100x50 cm), ver fig 4.24

Con base en el mismo procedimiento anterior, se llega al armado siguiente:

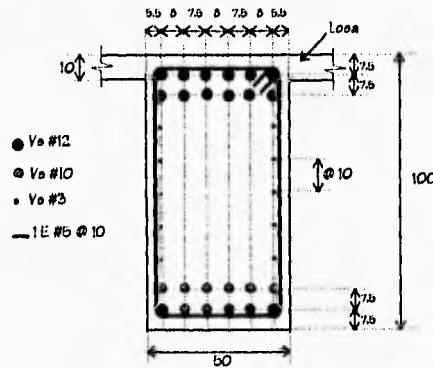


Fig 4.24.- Armado propuesto de vigas 101, 105, 116, y 120 del nivel N°7

A partir del armado longitudinal propuesto en la fig 4.24:

$$Ae^+ = 136.81 \text{ cm}^2 : Mn^+ = 273.84 \text{ t-m} : Mr^+ = 246.46 \text{ t-m} > Mu^+ = 241 \text{ t-m } \checkmark$$

$$Ae^- = 77.90 \text{ cm}^2 : Mn^- = 452.47 \text{ t-m} : Mr^- = 404.22 \text{ t-m} > Mu^- = 401 \text{ t-m } \checkmark$$

- Vigas 82, 92, 129 y 139 (críticas en ejes A y D; nivel: N°1; tamaño 240 x 100 cm, ver fig 4.25)

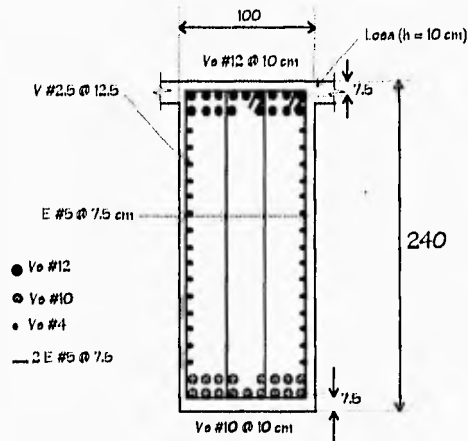


Fig 4.25.- Armado propuesto de vigas 82, 92, 129 y 139 del nivel N°1

Con el armado de la fig 4.25:

$$A_s^- = 193.8 \text{ cm}^2 : M_n^- = 1793.9 \text{ t-m} : M_r^- = 1614.5 \text{ t-m} > M_u^- = 1564 \text{ t-m} \checkmark$$

$$A_s^+ = 134.6 \text{ cm}^2 : M_n^+ = 1261.7 \text{ t-m} : M_r^+ = 1135.5 \text{ t-m} > M_u^+ = 1115 \text{ t-m} \checkmark$$

- Vigas 103 y 118 (ejes B, C, entre muros de elevadores; críticas en los niveles PB a AZ01; tamaño: 100 x 50 cm)

Para estas vigas, los elementos mecánicos últimos máximos se presentan en el nivel N°4, con los siguientes valores:

$$M_u^+ = 482 \text{ t-m}$$

$$M_u^- = 480 \text{ t-m}$$

$$V_u = 316 \text{ t-m}$$

- Diseño como viga simplemente armada (propuesto $d = 90 \text{ cm}$):

$$p_b = \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{6000 + f_y} = \frac{238}{4200} \frac{4800}{10200} = 0.0267$$

$$p_{n1, \max} = 0.0267 (0.75) = 0.0200; q_{n1, \max} = p_{n1, \max} \frac{f_y}{f_c''} = 0.02 \frac{4200}{238} = 0.3529$$

$$A_{s_{n1, \max}} = p_{n1, \max} b d = 0.02 (50) (95) = 95 \text{ cm}^2$$

$$M_{r1} = F_r b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) = 0.9(50)(90)^2(238)(0.2906) = 252 \text{ t-m}$$

(momento resistente máximo como simplemente armada)

Como $M_{r1} = 252 \text{ t-m} < M_u^+ = 482 \text{ t-m}$ y $< M_u^- = 480 \text{ t-m}$, entonces se diseña como sección doblemente armada.

- Diseño como viga doblemente armada

$$M_{r2} = M_u - M_{r1} = 482 - 252 = 230 \text{ t-m}$$

$$A_{s2} = \frac{M_{r2}}{F_r f_y (d-d')} = \frac{230 \cdot 10^5}{0.9(4200)(90-10)} = 76.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 95 + 76.06 = 171.06 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = \frac{76.06}{0.75} = 101.4 \text{ cm}^2$$

- Revisando si fluye el acero a compresión:

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000} \frac{d' f_c''}{f_y d} = \frac{4800}{6000} \frac{5}{95} \frac{238}{4200} = 0.008$$

$(p - p') = 0.036 - 0.02135 = 0.0147 > 0.008$; por lo tanto, fluye el acero a compresión.

- Así, finalmente, para resistir la flexión positiva y negativa se proponen las siguientes cantidades de acero de refuerzo longitudinal:

$$A_s = 170 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 170 \text{ cm}^2$$

- Diseño del refuerzo para fuerza cortante

La resistencia del concreto al cortante es:

$$V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f_c''} = 0.5(0.8)(50)(90) \sqrt{238} = 30,120 \text{ kg}$$

Con 2 estribos del #4:

$$sep = \frac{Fr fy d Av}{Vu - Vcr} = \frac{0.8(4200)(90)(4 \times 1.27)}{322000 - 30120} = 5.26 \text{ cm}$$

Respetando los requerimientos de recubrimiento y separación de varillas, se propone el armado de la fig 4.26.

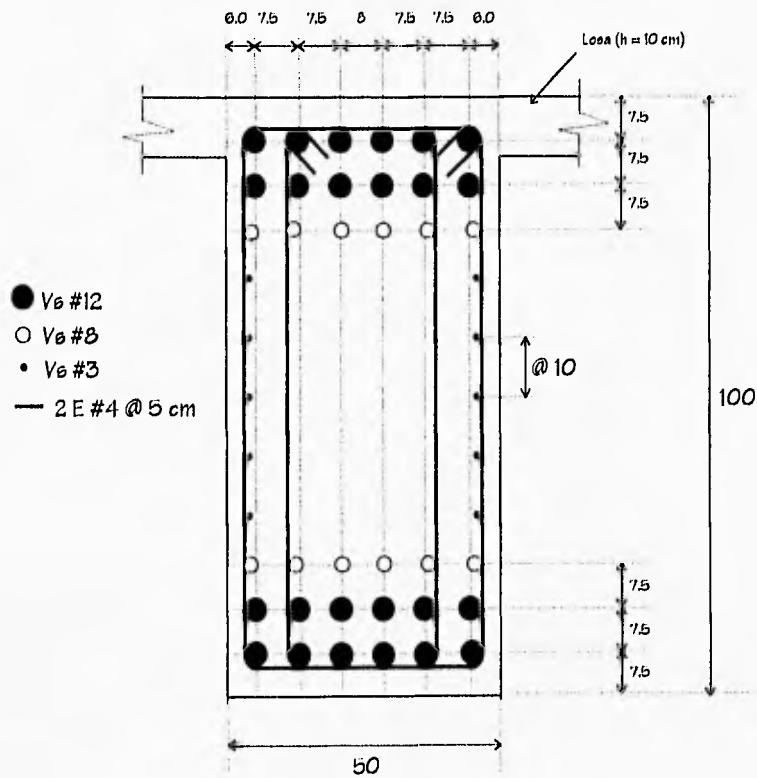


Fig 4.26- Armado propuesto en las vigas 103 y 118 del nivel N*4

Así, para el armado de la sección de la fig 4.26:

$$Ae^+ = Ae^- = 167.21 \text{ cm}^2 : Mn^+ = 539.5 \text{ t-m} : Mr^+ = 0.9 (542.5) = 485 \text{ t-m} > 482 \text{ t-m} \checkmark$$

- Vigas 2, 11, 68 y 77 (críticas en ejes 1 y 8; nivel: N°2 a AZO; tamaño: 120 x 60 cm)

$$M_u^- = 432 \text{ t-m}$$

$$M_u^+ = 366 \text{ t-m}$$

$$V_u = 473 \text{ t}$$

- Relación de aspecto

$$L/h = 240 / 120 = 2 < 2.5.$$

Por lo tanto, se trata de un elemento que debe diseñarse de acuerdo a las condiciones de una viga diafragma

Al diseñar el elemento como una viga normal, se tiene que se requiere (supuesto $d = 110$ cm):

$$A_s^- = 122.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 100.7 \text{ cm}^2$$

Al revisar el diseño según las condiciones de viga tipo diafragma, se tiene lo siguiente:

- Flexión en vigas diafragma

$$z = (0.3 + 0.2 (L/h))h = (0.3 + 0.2(2))120 = 84 \text{ cm (brazo de palanca)}$$

$$M_r^- = F_r A_s^- f_y z = 0.9 A_s^- (4200)(84) = 432 \cdot 10^5 \text{ kg-cm} \rightarrow A_s^- = 136.05 \text{ cm}^2$$

$$M_r^+ = F_r A_s^+ f_y z = 0.9 A_s^+ (4200)(84) = 366 \cdot 10^5 \text{ kg-cm} \rightarrow A_s^+ = 115.26 \text{ cm}^2$$

- Cortante en vigas diafragma

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(60)(110)\sqrt{280} = 44.2 \text{ t (resistencia del concreto al cortante)}$$

$$V_u - V_{cr} = 473 - 44.2 = 428.8 \text{ t (cortante que debe resistir el refuerzo transversal)}$$

Se propone refuerzo transversal vertical con 3 estribos del #5, tal que:

$$V_{ver} = \frac{0.083 F_r f_w d A_v (1+L/D)}{s} = \frac{0.083(0.8)(4200)(110)(11.88)(3.18)}{5} = 231.8 \text{ t}$$

$$428.8 - 231.8 = 197 \text{ t}$$

Finalmente, se sugiere que se ponga refuerzo horizontal con barras del #5, de modo que:

$$V_{hor} = \frac{0.083 F_r f_{yh} d A_h (11-L/D)}{s_h} = \frac{0.083(0.8)(4200)(110)(3.96)(8.82)}{s_h} = 197 \text{ t}$$

$$s_h = 5.44 \text{ cm}$$

- Refuerzo mínimo por cambios volumétricos en las paredes de la viga

$$a_o = \frac{660 X_1}{f_y (X_1 + 100)} = \frac{660 (60)}{2300 (60 + 100)} = 0.107 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

- Resumiendo, se propone la sección de la fig 4.27

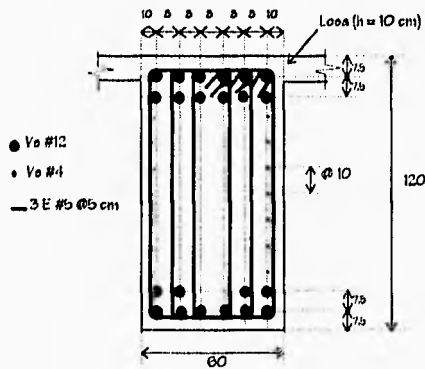


Fig 4.27.- Armado de vigas 2, 11, 68 y 77 del nivel N*2

- Vigas 5, 8, 71 y 74 (críticas en ejes 1 y 8; nivel: N*1; tamaño: 240 x 120 cm)

$$M_u^- = 3563 \text{ t-m}$$

$$M_u^+ = 2138 \text{ t-m}$$

$$V_u = 1937 \text{ t}$$

Al diseñar el acero longitudinal (propuesto $d = 220 \text{ cm}$), se llega a que:

$$A_s^- = 506.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 283.8 \text{ cm}^2$$

- Al diseñar el acero de refuerzo transversal para resistir fuerza cortante se llega a:

$$A_v = 7.6 \text{ cm}^2 @ 5 \text{ cm} \text{ (2 E\#5 o 3 E\#4)}$$

- Resumiendo, se propone el armado de la fig 4.28.

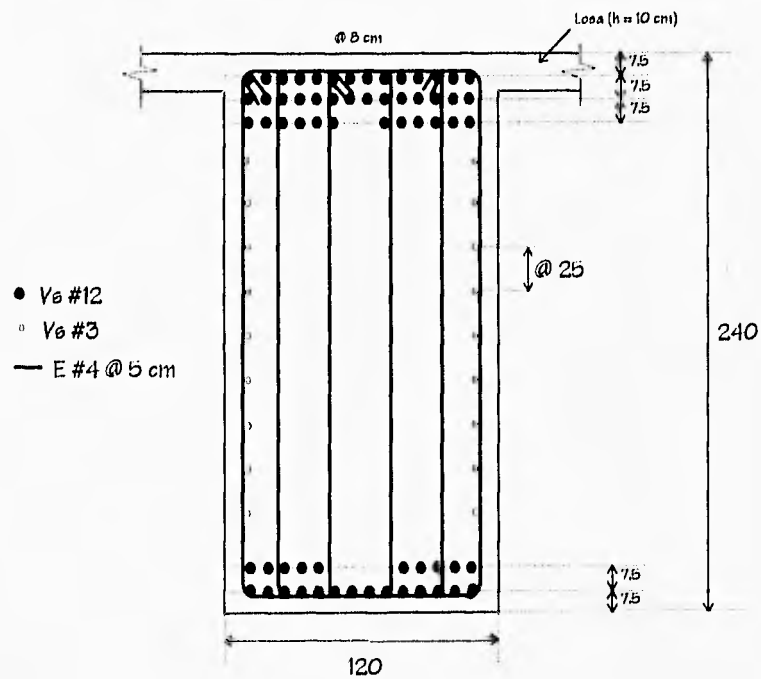


Fig 4.28.- Armado de vigas 5, 8, 71 y 74 del nivel N°1

- Al revisar los diseños por flexión de la viga de la fig 4.28, se tiene que:

$$A_e^- = 456 \text{ cm}^2;$$

$$M_n^- = 4099 \text{ t-m}; M_r^- = 3689 \text{ t-m} > M_u^- = 3563 \text{ t-m} \checkmark$$

$$A_e^+ = 273.6 \text{ cm}^2;$$

$$M_n^+ = 2558 \text{ t-m}; M_r^+ = 2302 \text{ t-m} > M_u^+ = 2138 \text{ t-m} \checkmark$$

- Vigas 28, 33, 46, 71 (90 x 40); Críticas en ejes '4' y '5', PB - AZOT

$$M_u^+ = 170 \text{ t-m}$$

$$M_u^- = 124 \text{ t-m}$$

$$V_u = 55 \text{ t}$$

- Al diseñar el acero de refuerzo longitudinal y transversal (propuesto $d = 80 \text{ cm}$), se tiene que:

$$A_s^- = 64.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s^+ = 45 \text{ cm}^2$$

Estribos #3 @ 15 cm

- Tal que el armado propuesto queda como se indica en la fig 4.29

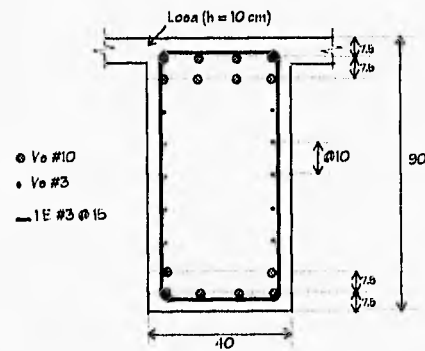


Fig 4.29.- Armado propuesto de vigas 28, 33, 46 y 71 del nivel N°9

- Así, al revisar las resistencias a flexión, se tiene que:

$$A_s^- = 63.34 \text{ cm}^2;$$

$$M_n^- = 190.19 \text{ t-m}; M_r^- = 171.17 \text{ t-m} > M_u^- = 170 \text{ t-m} \checkmark$$

$$A_s^+ = 45.0 \text{ cm}^2;$$

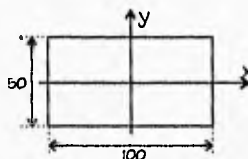
$$M_n^+ = 148.51 \text{ t-m}; M_r^+ = 133.66 \text{ t-m} = M_u^+ = 124 \text{ t-m} \checkmark$$

4.8.2. Diseño de columnas

Las columnas cuyo diseño se muestra a continuación, pueden localizarse en las figs 3.21 y 3.22 (en planta) y 4.20 a 4.22 (en elevación).

- Columnas 20, 23, 26 y 79 (críticas en los entrepisos: N°2- A20; tamaño: 100 x 50 cm; columnas interiores de ejes A y D)

$$\begin{aligned} M_{ux} &= 123 \text{ t-m} \\ M_{uy} &= 36 \text{ t-m} \\ P_u &= 1211 \text{ t} \\ V_u &= 127 \text{ t} \end{aligned}$$



- Diseño del acero longitudinal por flexocompresión; se utilizan como ayuda los diagramas de interacción de la publicación 423 del Instituto de Ingeniería, UNAM.

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f'_c} = \frac{1211 \cdot 10^3}{0,8(50)(100)(238)} = 1,27$$

$$R_y = \frac{M}{F_r b h^2 f'_c} = \frac{123 \cdot 10^5}{0,8(50)(100)^2(238)} = 0,129$$

$$R_x = \frac{M}{F_r b^2 h f'_c} = \frac{36 \cdot 10^5}{0,8(50)^2(100)(238)} = 0,0076$$

$$R_x/R_y = 0,58$$

$$q_{0,5} = \frac{A_s f_y}{b h f'_c} = 0,7 \Rightarrow A_s = \frac{q b h f'_c}{f_y} = \frac{0,7(50)(100)(238)}{4200} = 198,3 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{b h} = \frac{198,3}{5000} = 0,04 \checkmark$$

- Diseño del acero transversal por cortante

$$0,7 f'_c A_o + 2000 A_s = 0,7(280)(100)(50) + 2000(198,3) = 1377 \text{ t} > P_u$$

$$V_{cr} = 0,5(0,8)(50)(95)\sqrt{280} \left(1 + 0,007 \frac{1211}{95(50)} \right) = 31,9 \text{ t}$$

Con 2 estribos del número 3:

$$e = \frac{0,8(95)(2,85)(4200)}{127000 - 31900} = 9,57 \text{ cm}$$

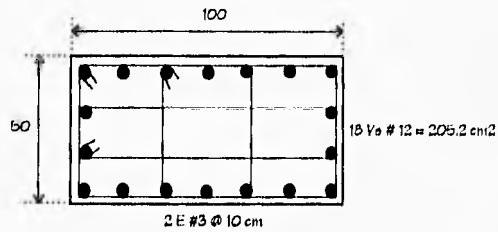


Fig 4.30.- Armado de columnas 20, 23, 76 y 79 del entrepiso N°2-N°1

Siguiendo el mismo procedimiento, se elaboran los armados de las figs 4.31 a 4.34

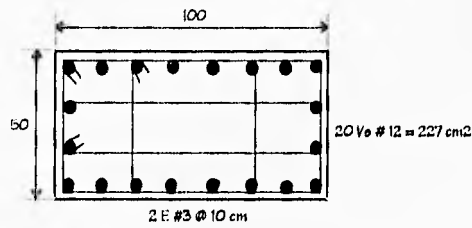


Fig 4.31.- Armado de columnas 16, 19, 80 y 83 del entrepiso N°2-N°1

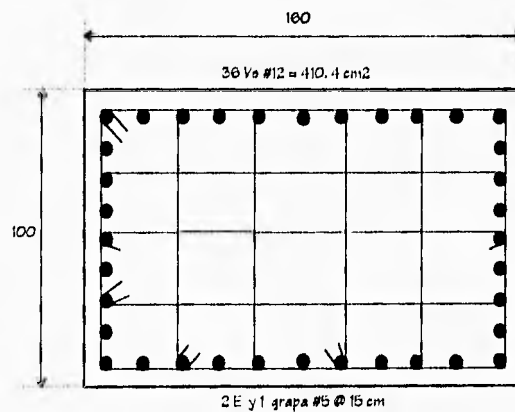


Fig 4.32.- Armado de columnas 20, 23, 80 y 83 del entrepiso N°1-PB

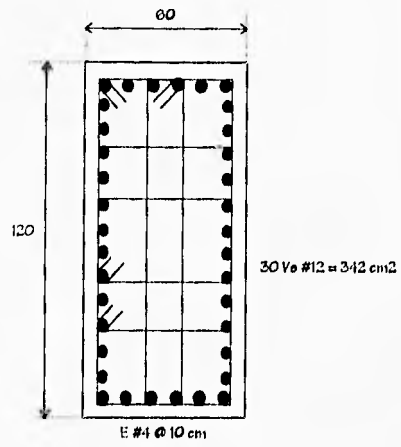


Fig 4.33.- Armado de columnas 3, 11, 88, 96, 5, 9, 90 y 94 del entrepiso N°1-N°2

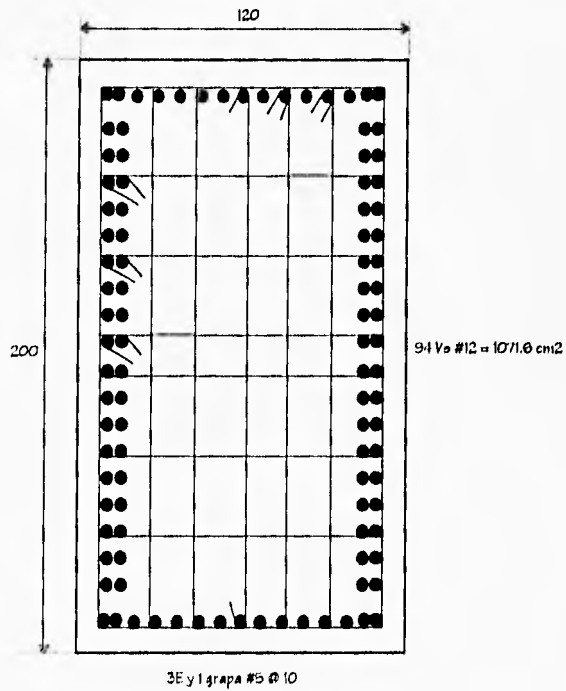


Fig 4.34.- Armado de columnas 5, 9, 90 y 94 del entrepiso PB-N°1

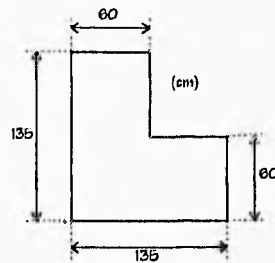
- Columnas de esquina CE (1, 13, 86 y 98; críticas en los entreplazos N°2- AZO)

$$M_{ux} = 370 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{uy} = 644 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$P_u = 3093 \text{ t}$$

$$V_u = 328 \text{ t}$$



- Se propone hacer el diseño como una sección cuadrada equivalente

$$A = \sqrt{135(60) + 60(75)} = 112.25$$

Se propone una sección cuadrada de 112 x 112 (cm)

- Flexocompresión

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f'_c} = \frac{3093 \cdot 10^3}{0.8(112)(112)(238)} = 1.295$$

$$R_y = \frac{M}{F_r b h^2 f'_c} = \frac{644 \cdot 10^6}{0.8(112)^2(238)} = 0.241$$

$$R_x = \frac{M}{F_r b^2 h f'_c} = \frac{370 \cdot 10^6}{0.8(112)^2(238)} = 0.138$$

$$R_x/R_y = 0.58$$

$$q_{0.58} = \frac{A_o f_y}{b h f'_c} = 1.2 \Rightarrow A_o = \frac{q b h f'_c}{f_y} = \frac{1.2(112)(112)(238)}{4200} = 853 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_o}{b h} = \frac{853}{12600} = 0.067 \checkmark$$

- Refuerzo para fuerza cortante

$$0.7 f_c A_o + 2000 A_o = 0.7(280)(112)(112) + 2000(853) = 4165 t > P_u$$

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(112)(107)\sqrt{280} \left(1 + 0.007 \frac{3093}{112(107)} \right) = 80.4 t$$

Con 4 estribos del número 5:

$$s = \frac{0.8(15.84)(107)(4200)}{328000 - 80.4} = 23 \text{ cm}$$

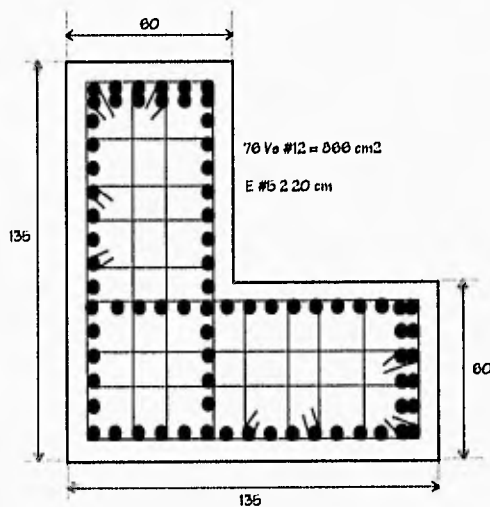


Fig 4.35.- Armado de columnas de esquina CE: 1, 13, 86 y 98 del entrepiso N°1-N°2

Siguiendo el mismo procedimiento, el armado de refuerzo para las columnas de esquina, en el entrepiso PB-N°1, se muestra en la fig 4.36

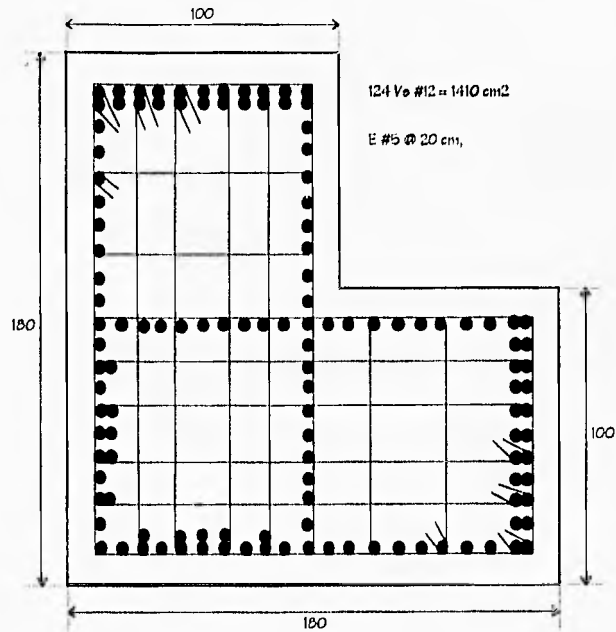


Fig 4.36.- Armado de columnas de esquina CE: 1, 13, 86 y 98 del entrepiso PB-N^o1

4.B.3. Diseño de muros del cubo central

En el entrepiso PB- N^o1, se presenta la condición crítica de esfuerzos. Para el diseño de estos muros se propone primero hacerlo para una dirección, y luego para la otra, de acuerdo a la geometría

$$M_{ux} = 4866 \text{ t-m}$$

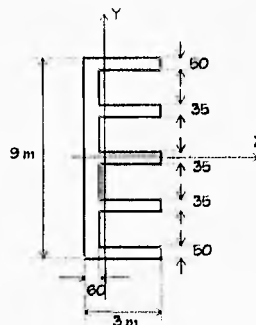
$$P_u = 12084 \text{ t}$$

$$V_{ux} = 918 \text{ t}$$

$$M_{uy} = 37,722 \text{ t-m}$$

$$P_u = 8895 \text{ t}$$

$$V_{uy} = 1053 \text{ t}$$



• Dirección X,

- Flexocompresión en muros de 0.5 m de espesor (muros cortos exteriores). Para ello, los elementos mecánicos últimos totales se distribuyen proporcionalmente, de acuerdo al tamaño de cada parte del total, a saber:

$$K = \frac{P_{U1}}{F_r b h f'_c} = \frac{2947 \cdot 10^3}{0.8(50)(300)(238)} = 1.03$$

$$R_x = \frac{M_{U1}}{F_r b h^2 f'_c} = \frac{1187 \cdot 10^5}{0.8(50)(300)^2(238)} = 0.14$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b h f'_c} = 0.4 \Rightarrow A_s = \frac{q b h f'_c}{f_y} = \frac{0.4(50)(300)(238)}{4200} = 340 \text{ cm}^2$$

- Flexocompresión en muros de 0.35 m de espesor; se procede de forma similar que en los muros de 0.5 m de espesor.

$$K = \frac{P_{U2}}{F_r b h f'_c} = \frac{2063 \cdot 10^3}{0.8(35)(300)(238)} = 1.03$$

$$R_x = \frac{M_{U2}}{F_r b h^2 f'_c} = \frac{831 \cdot 10^5}{0.8(35)(300)^2(238)} = 0.14$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b h f'_c} = 0.4 \Rightarrow A_s = \frac{q b h f'_c}{f_y} = \frac{0.4(35)(300)(238)}{4200} = 238 \text{ cm}^2$$

- Fuerza cortante en muros de 0.5 m de espesor

La fuerza cortante que resiste el concreto es:

$$V_{cr} = 0.85 F_r \sqrt{f'_c} t L = 0.85(0.8) \sqrt{280}(50)(300) = 170.7 \text{ t}$$

$$V_u - V_{cr} = 223.9 \text{ t} - 170.7 \text{ t} = 53.2 \text{ t}$$

Utilizando estribos del #3:

$$s = \frac{F_r A_s d f_y}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8(1.43)(280)(4200)}{53200} = 25.3 \text{ cm}$$

- Fuerza cortante en muros de 0.35 m de espesor

La fuerza cortante que resiste el concreto es:

$$V_{cr} = 0.85 F_r \sqrt{f'_c} t L = 0.85 (0.8) \sqrt{280} (35)(300) = 119.5 \text{ t}$$

$$V_u - V_{cr} = 156.7 \text{ t} - 119.5 \text{ t} = 37.2 \text{ t}$$

Utilizando estribos del #3:

$$s = \frac{F_r A_v d f_y}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8(1.43)(280)(4200)}{37200} = 36.2 \text{ cm}$$

- Se colocarán estribos del número 3 @ 25 cm

• Dirección Y,

- Flexocompresión

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f'_c} = \frac{8895 \cdot 10^3}{0.8(60)(960)(238)} = 0.81$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F_r b h^2 f'_c} = \frac{37722 \cdot 10^6}{0.8(60)(960)^2(238)} = 0.35$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b h f'_c} = 0.9 \Rightarrow A_s = \frac{q b h f'_c}{f_y} = \frac{0.9 (60) (960) (238)}{4200} = 2938 \text{ cm}^2$$

- Diseño por fuerza cortante

La fuerza cortante que resiste el concreto es:

$$V_{cr} = 0.85 F_r \sqrt{f'_c} t L = 0.85 (0.8) \sqrt{280} (60)(900) = 614.4 \text{ t}$$

$$V_u - V_{cr} = 1053 \text{ t} - 614.47 \text{ t} = 438.6 \text{ t}$$

Utilizando estribos del #5:

$$s = \frac{F_r A_v d f_y}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8(3.96)(880)(4200)}{438600} = 26.7 \text{ cm}$$

- Se colocarán estribos del número 5 @ 25 cm

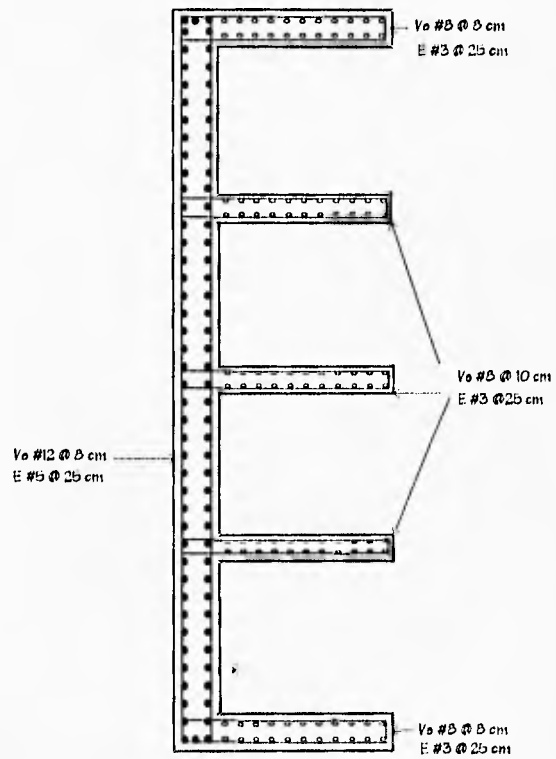


Fig 4.37.- Armado de muros de cubo central MCC del entrepiso PB-Nº1

5. Cálculo de la respuesta sísmica en Acapulco, Gro.

Al aplicar el espectro de diseño de Acapulco, el coeficiente sísmico prácticamente se duplica con respecto del que se utiliza en el Distrito Federal. A raíz de esto, se tuvo la necesidad de dimensionar los elementos estructurales con mayores tamaños que en el caso de la Cd. de México. En este capítulo, se presenta la estructura que cumple con los requisitos de estado límite de servicio (deformaciones laterales), cuando se le aplica el espectro de diseño de Acapulco, Gro.

5.1. Periodos de vibración

Después de llevar a cabo varios tanteos, finalmente se llegó a un tamaño determinado de vigas, columnas, y muros que satisfacen la deformación de entreplazo ($\gamma_p \leq 0.006$), ante las fuerzas sísmicas propuestas por el código del Edo. de Guerrero, para el municipio de Acapulco. Así con base en el resultado final de este proceso, a continuación se presentan los principales resultados de la respuesta sísmica del edificio tipo hotel, pero ahora bajo las condiciones sísmicas de las costas de Guerrero.

Los periodos de vibración de la estructura se presentan en la tabla 5.1. Se muestran, también, los coeficientes sísmicos calculados a partir del espectro de la fig 2.18, sin y con la reducción del factor de ductilidad utilizado en este estudio ($Q=2$).

Dirección	Modo	T (s)	c	c/Q
X	1	1.1041	0.86	0.43
	2	0.3503	0.86	0.43
	3	0.1891	0.86	0.43
Y	1	1.3621	0.77	0.39
	2	0.3439	0.86	0.43
	3	0.1679	0.86	0.43
0	1	0.6199	0.86	0.43
	2	0.1997	0.86	0.43
	3	0.1130	0.86	0.43

Tabla 5.1.- Periodos de vibración de la estructura que cumple con las deformaciones laterales permisibles en Acapulco

Los coeficientes sísmicos son mucho más elevados que en el Distrito Federal. Se requiere diseñar una estructura más pesada y las fuerzas sísmicas se van a incrementar notablemente. En general, el coeficiente sísmico resultante es 0.86 y no se cae en la segunda rama del espectro de la fig 2.18, lo que hará que la estructura final sea más costosa. Prácticamente, con todos estos periodos se cae dentro de la zona plana del espectro, lo que provoca una condición adversa de diseño. La tabla 5.2. muestra las características geométricas de la estructura a la que se tuvo que llegar para poder cumplir con el requerimiento $\delta/h_1 \leq 0.006$.

Nivel	GEOMETRÍA									PESOS (t)	
	Vigas A, D	Vigas B, C	Vigas 1, B	Vigas 2-7	Colo. A, D	Colo. B, C	Colo. 1, B	Muros B, C	Muros 4, 5	Vert.	p.p. +Vert.
TCM	-	50x25	-	-	-	-	-	60	60	44	151
PCM	-	60x30	-	-	-	-	-	60	60	61	204
AZ0	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	50x50	70x120	60	60	534	1514
N°24	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	50x50	70x120	60	60	697	1873
N°23	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	50x50	70x120	60	60	697	1873
N°22	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	50x50	70x120	60	60	697	1873
N°21	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	50x50	70x120	60	60	697	1873
N°20	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	60x60	70x120	60	70	697	1882
N°19	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	60x60	70x120	60	70	697	1894
N°18	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	60x60	70x120	60	70	697	1894
N°17	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	60x60	70x120	60	70	697	1894
N°16	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	60x60	70x120	60	70	697	1894
N°15	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	70x70	70x120	60	80	697	1904
N°14	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	70x70	70x120	60	80	697	1917
N°13	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	70x70	70x120	60	80	697	1917
N°12	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	70x70	70x120	60	80	697	1917
N°11	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	70x70	70x120	60	80	697	1917
N°10	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	80x80	70x120	60	90	697	1927
N°9	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	80x80	70x120	60	90	697	1940
N°8	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	80x80	70x120	60	90	697	1940
N°7	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	80x80	70x120	60	90	697	1940
N°6	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	80x80	70x120	60	90	697	1940
N°5	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	90x90	70x120	60	100	697	1952
N°4	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	90x90	70x120	60	100	697	1966
N°3	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	90x90	70x120	60	100	697	1966
N°2	120x60	100x50	140x70	90x40	100x60	90x90	70x120	60	100	697	1966
N°1	210x140	100x50	210x100	90x40	200x140	90x90	160x300	60	100	697	2781
PB	120x60	100x50	140x70	90x40	200x140	100x100	160x300	60	100	907	3235
S1	120x60	100x50	140x70	90x40	200x140	100x100	160x300	60	100	198	3154
S2	120x60	100x50	140x70	90x40	200x140	100x100	160x300	60	100	495	3154
AZ0-N°1	Detalle de columnas de esquina:										
N°1	Detalle de columnas de esquina:										
PB-S2	Detalle de columnas de esquina: sección cuadrada de 170x170										
Notas	Vigas secundarias: 70x30 Dimensiones en centímetros Muros: espesores										

Tabla 5.2.- Propiedades geométricas de la estructura que cumple con deformaciones laterales permisibles en Acapulco, Gro.

5.2.- Desplazamientos laterales máximos totales

Los desplazamientos horizontales máximos totales de piso se muestran en la fig 5.1. Los resultados del análisis sísmico estático también se presentan, para fines comparativos. En la tabla 5.3 se tienen los desplazamientos horizontales máximos, calculados con el método dinámico modal espectral, del último nivel del edificio (TCM). Estas respuestas ya están afectadas por el factor de ductilidad $Q=2$.

Condición de diseño	Dirección	Δ_{max} (cm)
Cumple con deformaciones en Acapulco	X	47.6
	Y	68.7

Tabla 5.3.- Desplazamientos horizontales máximos dinámicos del nivel TCM

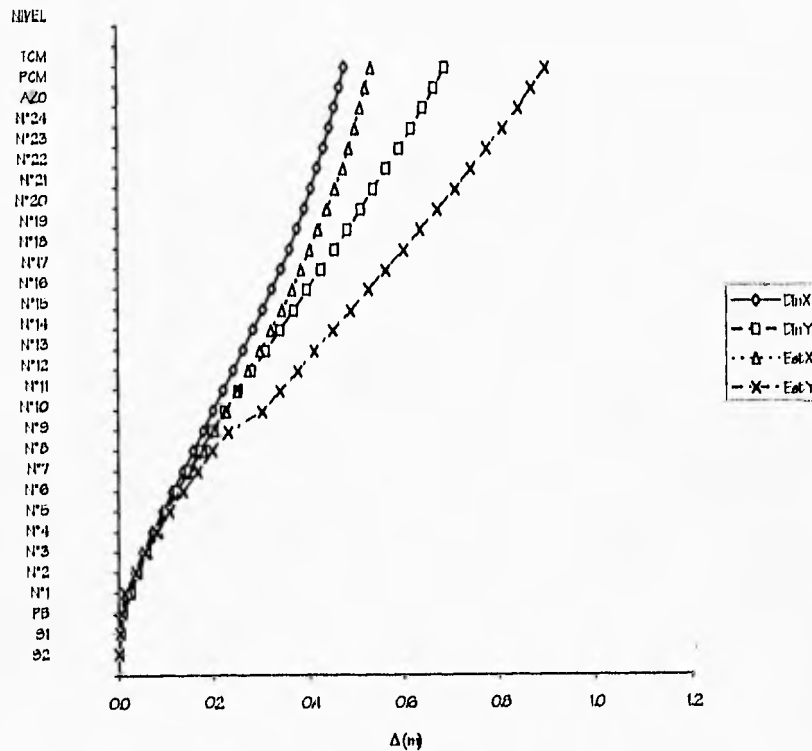


Fig 5.1.- Desplazamientos horizontales máximos totales estáticos y dinámicos (Acapulco, Gro.)

5.3. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso

Al igual que en el caso de México D.F., se buscó ajustar la estructura al límite permisible, tal que $\delta/h_i \leq 0.006$. Para este caso, en la dirección Y, se llegó al valor de 0.008, que es una buena aproximación si se piensa que éste será corregido hacia 0.006 cuando se diseñe el edificio para cumplir con resistencias. La tabla 5.4 muestra los valores máximos y la fig 5.2 los valores para todos los niveles. También, se muestran los resultados del análisis sísmico estático, para fines comparativos.

Condición de diseño	Dirección	$(\delta_i/h_i)_{max}$	Entrepiso
Cumple con deformaciones en Acapulco	X	0.0061	N°8-N°7
	Y	0.0083	N°16-N°15

Tabla 5.4.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso máximas, análisis dinámico

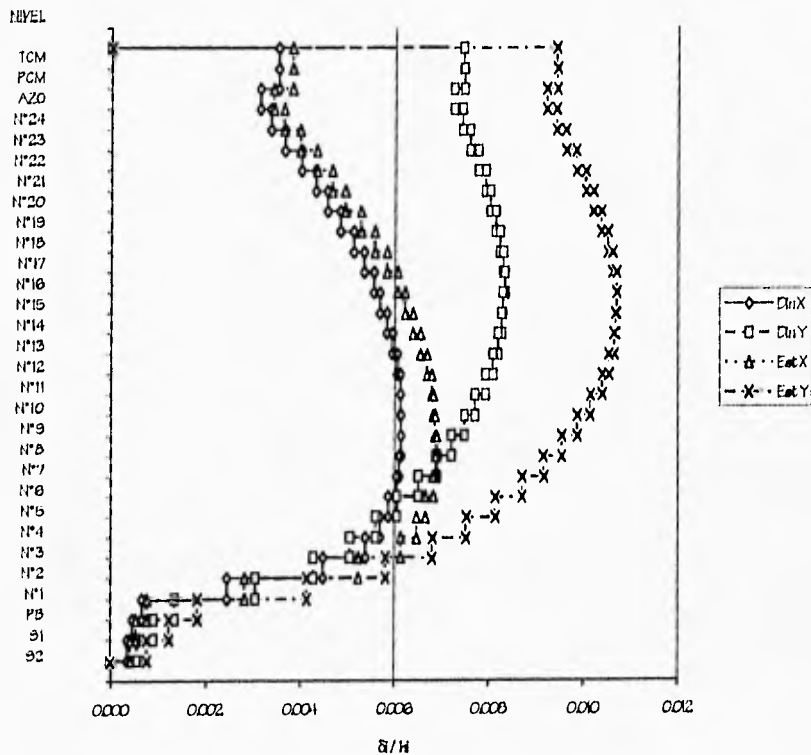


Fig 5.2.- Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso, análisis sísmico dinámico y estático (Acapulco, Gro.)

5.4. Fuerzas cortantes de entrepiso

La tabla 5.5 muestra las fuerzas cortantes de entrepiso máximas y la fig 5.3 muestra la distribución en la altura del edificio de dicha respuesta sísmica. Los valores son mayores que en el D.F., ya que el coeficiente sísmico es mayor.

Condición de diseño	Dirección	$V_{max}(t)$
Cumple con deformaciones en Acapulco	X	20407
	Y	17539

Tabla 5.5.- Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis sísmico dinámico

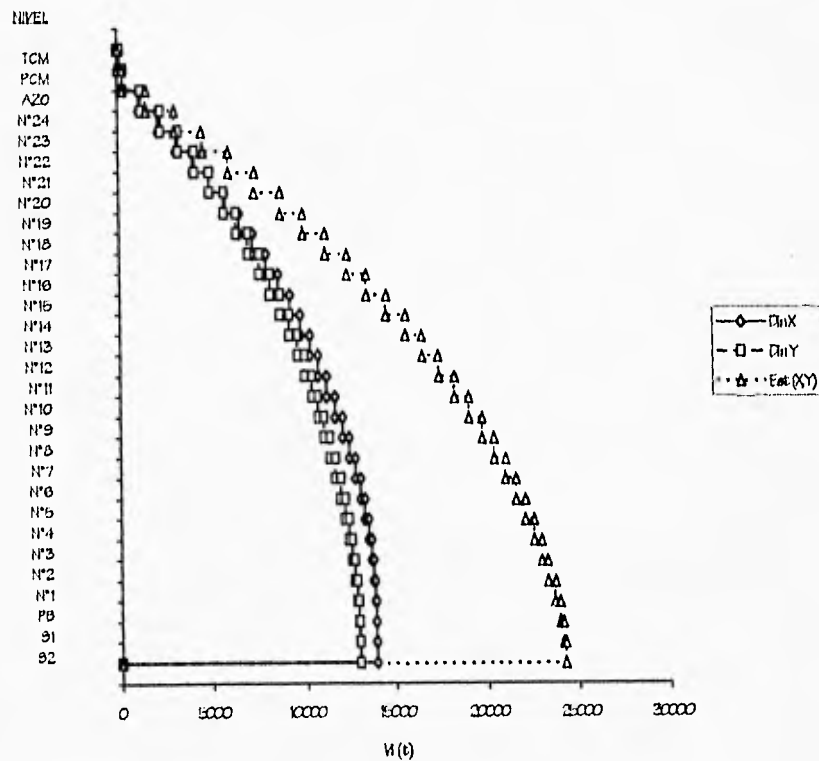


Fig 5.3.- Fuerzas cortantes de entrepiso, análisis sísmico estático y dinámico, edificio que cumple con deformaciones

6. Comparación de respuestas

El objetivo de este capítulo es analizar qué sucedería si el edificio que se diseñó en México D.F. fuera sometido al sismo de diseño de Acapulco, Gro. Primero, se observará el caso de la respuesta del edificio que cumple con deformaciones en México D.F. Posteriormente, se revisará el caso del comportamiento del edificio que cumplió con resistencias.

6.1. Caso 1. Edificio que cumple con la condición de desplazamientos laterales permisibles en México D.F., pero bajo el espectro de Acapulco.

Se sometió el edificio con las características de la tabla 4.1 (estructura que cumple con la condición de desplazamientos laterales en México D.F.) al sismo bajo el espectro de Acapulco. Los resultados fueron los esperados ante el incremento tan considerable del coeficiente sísmico, al pasar del D.F. a Acapulco. Las tablas 6.1, a 6.3 y figs 6.1 a 6.3 comparan valores máximos de desplazamientos laterales, relaciones δ/h , y fuerzas cortantes de entrepiso, respectivamente.

6.2. Caso 2. Edificio que cumple con la condición de resistencias en México D.F., pero bajo el espectro de Acapulco.

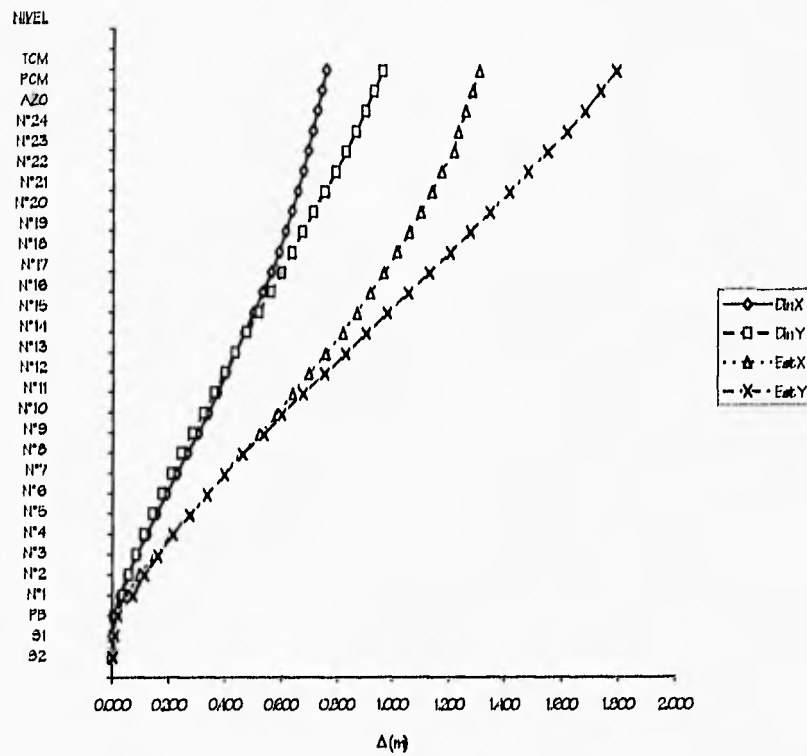
En este caso, el edificio que cumplió con los requisitos de resistencias en México D.F., fue sometido al sismo de diseño de Acapulco. Este edificio tampoco alcanzó a satisfacer los requerimientos del RGRO-89. Las tablas 6.4 a 6.6, junto con las figs 6.4, a 6.6, muestran los resultados.

6.3. Comparación de respuestas para el edificio que cumple con la condición de desplazamientos laterales permisibles en México D.F.

Las figs 6.7 a 6.9, junto con las tablas 6.7 a 6.9, presentan la comparación de la respuesta ante sismos de diseño del Distrito Federal y Acapulco, del edificio que cumple con el estado límite de servicio (deformaciones laterales) en México D.F. Esta última comparación se hace para ver qué pasa con la estructura que satisface las deformaciones laterales permisibles ante las condiciones sísmicas del D.F., pero ahora dicho edificio desplazado en el puerto de Acapulco, y ante las fuerzas sísmicas dinámicas de dicho lugar.

Condición de diseño	Dirección	Δ_{TCM} Acapulco, Gro. (cm)
Cumple con deformaciones en México D.F.	X	75.7
	Y	96.1

Tabla 0.1.- Caso 1. Desplazamientos horizontales máximos totales dinámicos (nivel TCM)

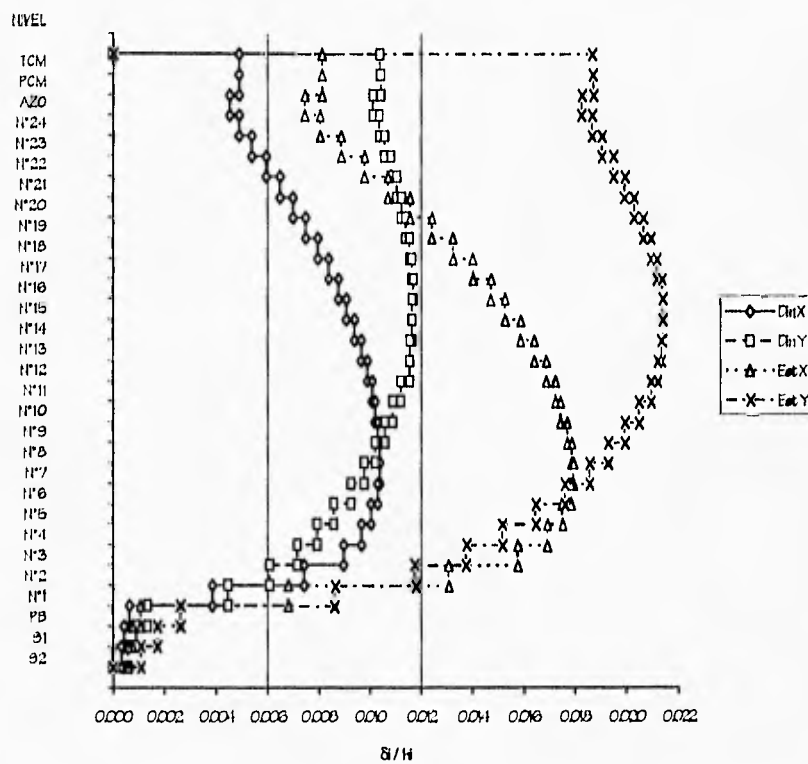


Nota: El aumento en desplazamientos del nivel TCM es de hasta el 100% en la dirección "Y". El resultado es lógico, ya que las fuerzas sísmicas en Acapulco tienen el doble de magnitud.

Fig 0.1.- Caso 1. Desplazamientos horizontales máximos totales estáticos y dinámicos

Condición de diseño	Dirección	δ/h_1 Acapulco, Gro.
Cumple con deformaciones en México D.F.	X	0.0104
	Y	0.0117

Tabla 6.2.- Caso 1. Relación máxima de desplazamiento relativo entre altura de entrepiso



Nota: En este caso, los valores son inaceptables. En ambas direcciones, el valor 0.006 se rebasa de forma considerable en la mayoría de los entrepisos. Es claro que las condiciones de diseño en ambos lugares cambian radicalmente. Lo que antes satisfacía el límite permisible de 0.006, ahora se va prácticamente a 0.012, con base en los resultados dinámicos.

Fig 6.2.- Caso 1. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso dinámicos y estáticos

Condición de diseño	Dirección	V_{max} Acapulco, Gro. (t)
Cumple con deformaciones en México D.F.	X	13313
	Y	12333

Tabla 6.3.- Caso 1. Fuerzas cortantes de entrepiso máximas dinámicas

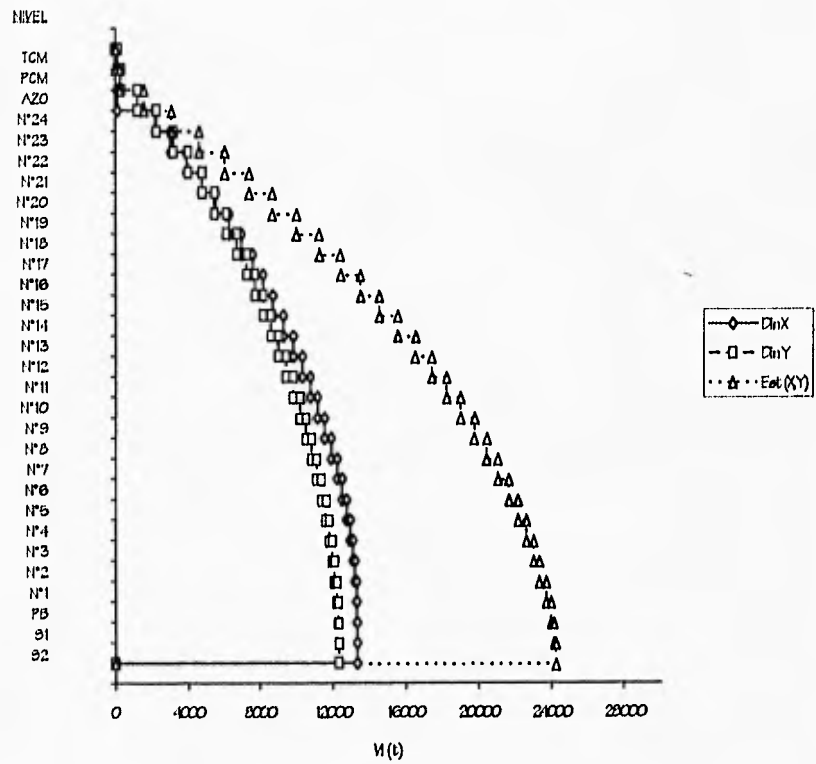


Fig 6.3.- Caso 1. Fuerzas cortantes de entrepiso estáticas y dinámicas

Condición de diseño	Dirección	Δ_{TCM} Acapulco, Gro. (cm)
Cumple con resistencias en México D.F.	X	62.4
	Y	85.1

Tabla 6.4.- Caso 2. Desplazamientos horizontales máximos dinámicos del nivel TCM

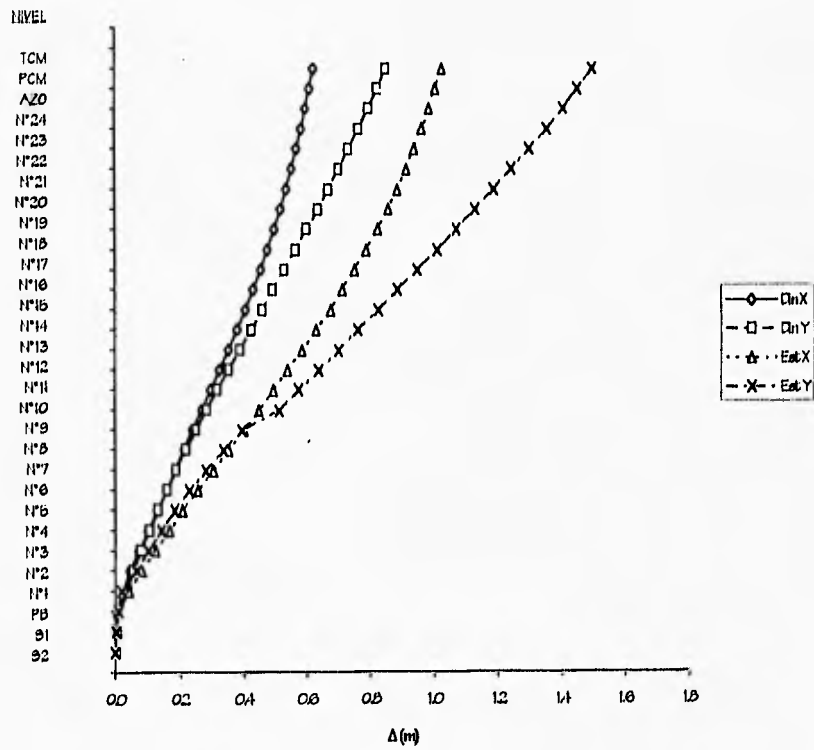


Fig 6.4.- Caso 2. Desplazamientos horizontales máximos totales estáticos y dinámicos

Condición de diseño	Dirección	δ/h , Acapulco, Gro.
Cumple con resistencias en México D.F.	X	0.0083
	Y	0.0103

Tabla 6.5.- Caso 2. Relación máxima desplazamiento relativo entre altura de entrepiso

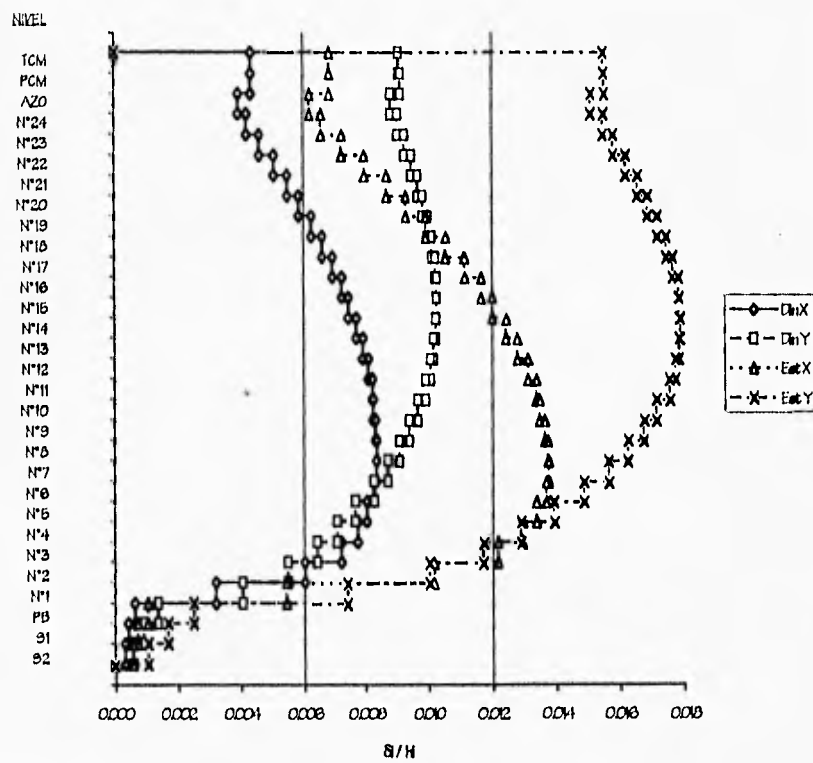


Fig 6.5.- Caso 2. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso estáticas y dinámicas

Condición de diseño	Dirección	V_{max} Acapulco, Gro. (t)
Cumple con resistencias en México D.F.	X	13905
	Y	12979

Tabla 6.6.- Caso 2. Fuerzas cortantes de entrepiso máximas dinámicas

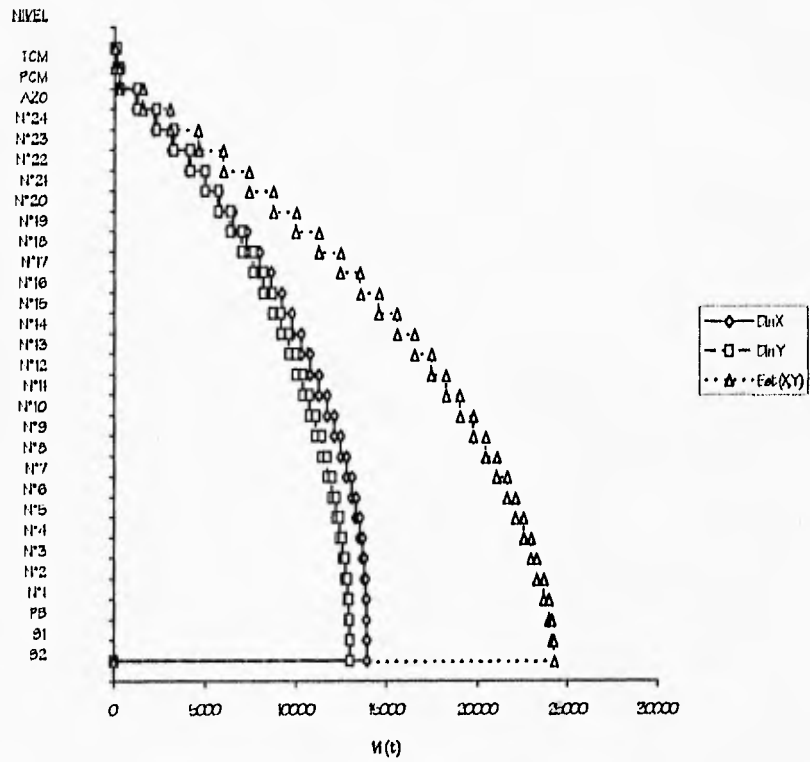
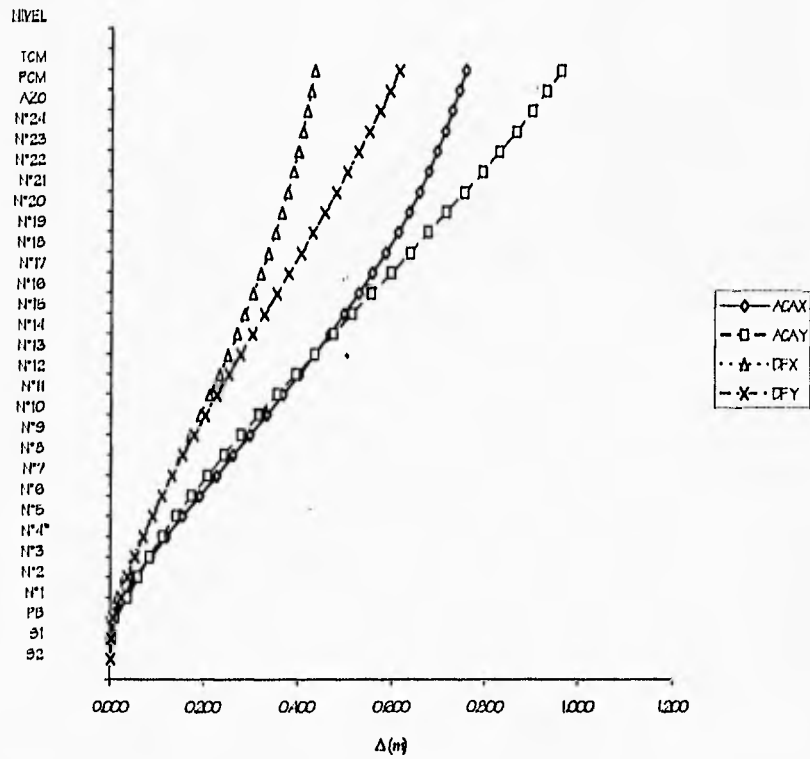


Fig 6.6.- Caso 2. Fuerzas cortantes de entrepiso estáticas y dinámicas

Slamo dirección	Δ_{TCM} México D.F. (cm)	Δ_{TCM} Acapulco, Gro. (cm)
X	43.6	75.7
Y	61.3	96.1

Tabla 6.7.- México D.F. vs Acapulco Desplazamientos horizontales máximos totales del nivel TCM



Nota: Se comparan los resultados dinámicos ante los espectros de diseño de México D.F. y Acapulco, Gro., para observar los efectos de lugar sobre la estructura que cumple con las deformaciones laterales permitibles de México D.F.

Fig 6.7.- México D.F. vs Acapulco. Desplazamientos horizontales máximos totales dinámicos

Símbolo dirección	δ/h_1 México D.F.	δ/h_1 Acapulco, Gro.
X	0.0060	0.0104
Y	0.0074	0.0117

Tabla 6.3.- México D.F. vs Acapulco. Relación máxima desplazamiento relativo entre altura de entrepiso

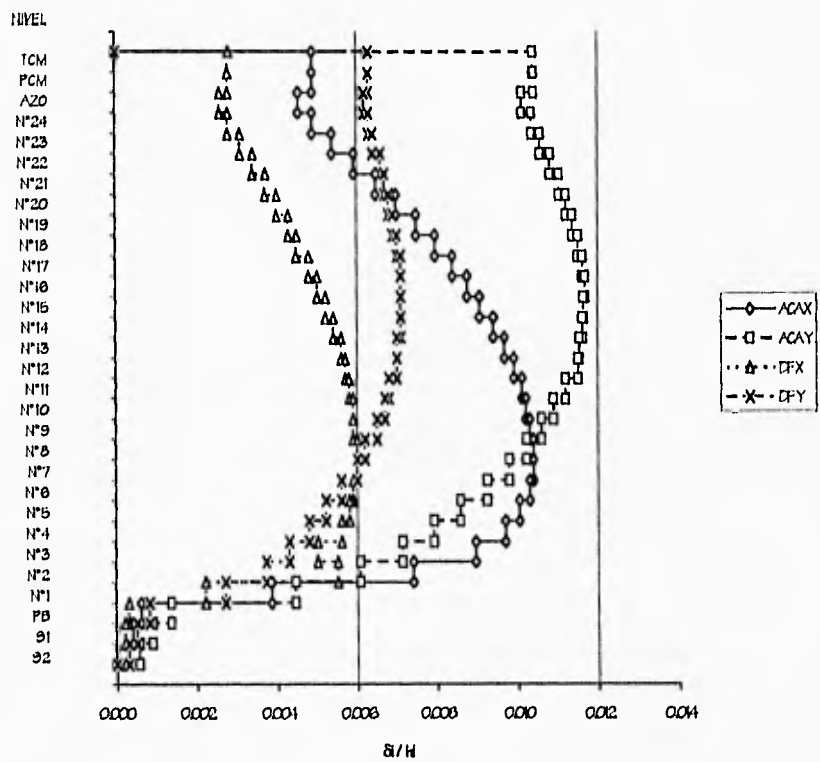


Fig 6.3.- México D.F. vs Acapulco. Relaciones desplazamiento relativo entre altura de entrepiso dinámicos

Sismo dirección	V_{max} México D.F. (t)	V_{max} Acapulco, Gro. (t)
X	7338	13313
Y	7050	12333

Tabla 6.9.- México D.F. vs Acapulco. Fuerzas cortantes de entrepiso máximas dinámicas

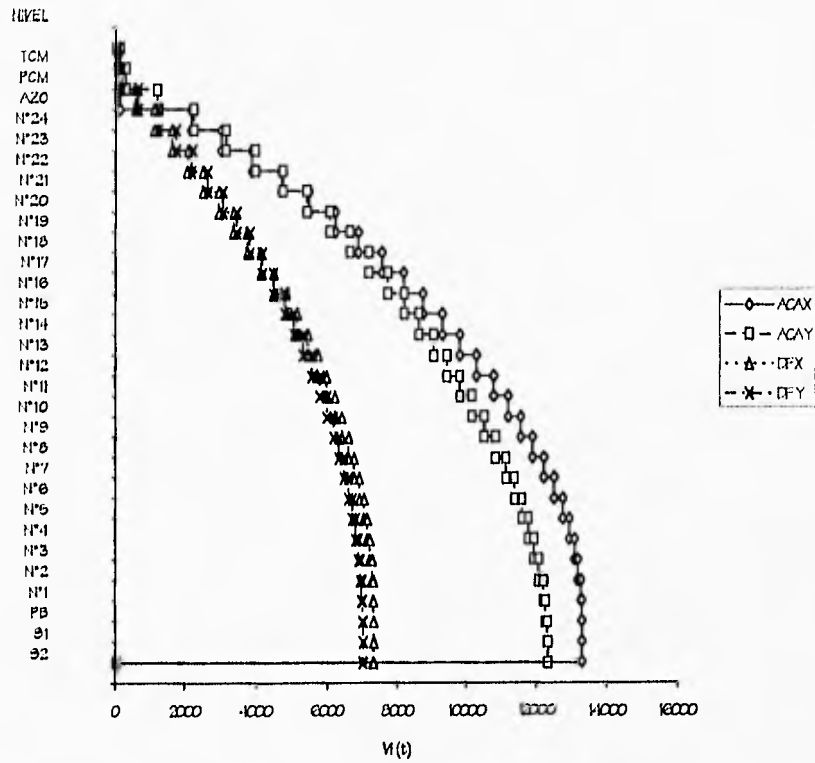


Fig 6.9.- México D.F. vs Acapulco. Fuerzas cortantes de entrepiso dinámicas

[Faint, illegible header text]

[Multiple paragraphs of extremely faint, illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the page.]

7. Conclusiones y recomendaciones

7.1. Conclusiones

Se estudió la respuesta sísmica de un edificio con estructura tipo tubo en tubo, desplazado en la zona III de México D.F., y en la zona D (terreno II) de Acapulco, Gro.; ambas condiciones del subsuelo son similares con excepción de que en Acapulco la sismicidad es más alta.

La estructura tipo tubo es una buena opción para construir edificios altos con grandes claros libres de columnas, lo cual proporciona versatilidad a la funcionalidad del edificio. Sin embargo, el concentrar los elementos estructurales a la periferia y al centro del área construida trae como consecuencia el diseño de elementos estructurales robustos que posiblemente desarrollan poca ductilidad.

El factor de comportamiento sísmico $Q=2$ se supuso adecuado para el diseño de este tipo de construcción tubo en tubo. Elegir esta forma estructural implica la imposibilidad de elegir factores de ductilidad más elevados para poder disipar mayor cantidad de la energía sísmica por medio de la fluencia de los miembros estructurales. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas con las que se diseñan las cuantías de acero de refuerzo resultan mayores.

El edificio se comportó de acuerdo a las expectativas de diseño. Las cargas laterales fueron resistidas conjuntamente entre los muros centrales y los marcos perimetrales. Las columnas centrales, prácticamente no participaron en la resistencia de cargas laterales; esto es, sólo trabajaron para tomar cargas verticales, de acuerdo a lo concebido.

Es importante notar la diferencia del comportamiento de las direcciones 'X' y 'Y' del edificio. En la dirección 'Y', la participación de los muros es más importante, y la estructura tiende a comportarse como una viga en voladizo. En cambio, en la dirección 'X', el efecto del marco perimetral es predominante y el comportamiento se asemeja más al de una viga de cortante.

Es importante la influencia de los efectos sísmicos que reciben los marcos de una dirección cuando el sismo actúa en la dirección de los marcos ortogonales. El cortante, ocasionado a lo largo de las vigas del marco paralelo a la dirección del sismo, se transmite al marco normal a través de las columnas de esquina; este efecto ocasiona que se incrementen los elementos mecánicos y, en ocasiones, es el sismo en la dirección

ortogonal de un marco el que rige en el diseño de los elementos estructurales del mismo. Lo anterior sucede en las zonas cercanas a las esquinas del edificio, y se debe principalmente a la influencia del marco perimetral.

Las exigencias para diseño sísmico del RGR0-89 son bastante elevadas; el coeficiente sísmico es más del doble del correspondiente al RDF-93, y las consecuencias se reflejan claramente en la respuesta del edificio. Las fuerzas sísmicas se duplican y las deformaciones laterales son considerablemente mayores.

Sería totalmente inaceptable pensar que un edificio con diseño elasmorresistente que cumple con las especificaciones del RDF-93 pueda ser construido en Acapulco. Las secciones de los elementos estructurales se incrementan notablemente y, por lo tanto, se reducen los periodos de vibración; esto ocasiona que las estructuras tiendan a ser menos dúctiles.

Es muy importante tener siempre presente como son los periodos dominantes del lugar donde se piensa construir, así como también de qué orden resultan los periodos de vibración de la estructura a construir.

7.2. Recomendaciones

Al analizar una estructura tipo tubo en tubo, es indispensable tomar en cuenta, en los marcos ortogonales a la dirección del sismo, los efectos de los marcos de esta dirección. Un análisis tridimensional es necesario para obtener una buena evolución.

Para este tipo de estructuras conviene reducir las fuerzas sísmicas de diseño por ductilidad con el factor de comportamiento sísmico $Q=2$.

Las columnas de esquina deberán ser capaces de transmitir esfuerzos que se generan entre los marcos perimetrales.

Al diseñar obras de ingeniería en la zona III (compresible) del Distrito se está enfrentando al problema serio de las condiciones locales de la estratigrafía, las que resultan muy importantes en la amplificación de los efectos de los sismos intensos que llegan a presentarse en el Valle de México. No se debe olvidar, al diseñar edificios similares al de estudio, que los efectos dinámicos de los sismos resultan extraordinariamente importantes al proporcionar la seguridad estructural necesaria.

Se deberá estudiar la legislación vigente del lugar en donde se quiera diseñar una obra de ingeniería. También, se deben analizar las condiciones naturales del sitio. Así, conociendo la legislación y las características del lugar, se podrán aplicar criterios de

diseño coherentes que lleven a obras funcionales, seguras, económicas, y armónicas con la naturaleza.

Se deberán realizar estudios adicionales, similares a este trabajo, para evaluar la veracidad de los espectros de diseño del RGRO-89. Son muy estrictos porque aun no se cuenta con información suficiente para disminuir los niveles de incertidumbre existentes a la fecha. Debe tenerse mucho cuidado, al diseñar sísmicamente, que las estructuras satisfagan los requisitos de seguridad exigidos en los códigos vigentes. En edificios altos y estructuraciones similares a las de este trabajo, debe tomarse en cuenta el comportamiento dinámico tridimensional para así evitar subdiseñar partes de la construcción que con otro tipo de análisis pueden llegar a omitirse.

Referencias

- Stafford B. and Coull A., Tall Building Structures, Analysis and Design, John Wiley & Sons, Inc., USA, 1991
- Meli R, Diseño estructural, Ed. Limusa, México D.F., 1987
- Wilson E. y Habibullah A., ETABS: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems, Computers & Structures Inc., California, USA, 1990
- Diario Oficial de la Federación, Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, D.D.F., México, D.F., 1993
- Reglamento de Construcciones para los Municipios del Estado de Guerrero, Guerrero, México, 1989
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, D.D.F., México, D.F., 1989
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, D.D.F., México, D.F., 1993
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Guerrero, México, 1989
- Loera S. et al, Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Publicación ES-2, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1991
- Meli R. y M. Rodríguez, Gráficas de Interacción para Diseño de Columnas de Concreto Reforzado, Publicación 428, Series del Instituto de Ingeniería