

38
28



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**"ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS UTILIZANDO
EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA
EL DISTRITO FEDERAL 1987"**

TESIS PROFESIONAL

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A N :

**DIAZ CRUZ PABLO
JIMENEZ VAZQUEZ PEDRO PABLO**



MEXICO, D. F.,

NOVIEMBRE DE 1987



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 está 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.

INDICE

CAPITULO I.	INTRODUCCION.....	1
CAPITULO II.	ESTRUCTURACION.....	6
II.1	Introducción.....	7
II.2	Sistemas estructurales resistentes a cargas verticales.....	10
II.3	Sistemas estructurales resistentes a cargas horizontales.....	40
II.4	Sistemas de disipación de energía.....	75
II.5	Sugerencias para estructuración.....	82
II.6	Materiales estructurales.....	96
CAPITULO III.	TEORIA DEL ANALISIS SISMICO.....	117
III.1	Introducción.....	118
III.2	Método estático.....	125
III.3	Efecto de torsión.....	131
III.3.1	Ejemplo de análisis estático....	136
III.4	Resúmen. Método estático.....	139
III.5	Método dinámico modal.....	141
III.5.1	Sistemas lineales con varios grados de libertad.....	144
III.5.2	Matriz de rigideces.....	148
III.5.3	Matriz de flexibilidades.....	148
III.5.4	Períodos y modos naturales.....	148

III.5. 5	Cálculo de los modos naturales de vibración.....	151
III.5. 6	Método de Stodola-Vianello-Newmark para estructuras estrechamente acopladas.....	153
III.5. 7	Método de Stodola-Vianello-Newmark para estructuras remotamente acopladas.....	161
III.5. 8	Método de Holzer.....	163
III.5. 9	Amortiguamiento.....	168
III.5.10	Características de los temblores.....	172
III.5.11	Espectros de un temblor.....	173
III.5.12	Espectros de diseño.....	175
III.5.13	Combinación de modos naturales.....	180
III.5.14	Ejemplo de análisis dinámico modal.....	188
III.5.15	Resumén. Método dinámico modal.....	193
III.6. 1	Influencia de la interacción Suelo-Estructura.....	195
CAPITULO IV.	ANÁLISIS POR COMPUTADORA.....	200
IV.1	Análisis sísmico de un edificio de 10 niveles (RCDF-87).....	201
IV.2	Obtención de rigideces de entrepiso.....	204
IV.3	Programa para análisis dinámico modal y estático (RCDF-87).....	223
IV.3. 1	Aplicación del programa.....	234
IV.4	Programa para análisis por Torsión (RCDF-87).....	253
IV.4. 1	Aplicación del programa.....	262
CAPITULO V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..	274
BIBLIOGRAFIA	281

CAPITULO I.
INTRODUCCION.

A raíz de los sismos de intensidad excepcional que asolaron a la ciudad de México en septiembre de 1985, se hizo necesaria la revisión y actualización del Reglamento y las normas en materia de diseño estructural, de tal manera que se tuvieran bajos niveles de daños en casos de eventos extraordinarios, a efecto de evitar en lo posible pérdidas humanas y grandes pérdidas materiales.

En vísperas del terremoto, el Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal estaba siendo estudiado para proponer que se modificara en la mayoría de sus disposiciones, atendiendo a la experiencia y a resultados de investigaciones recientes.

Los registros instrumentales sugirieron que las solicitaciones dinámicas del temblor principal de 1985 excedieron a las especificadas en las normas entonces vigentes de diseño sísmico, las cuales se apoyaron principalmente en estadísticas analizadas en 1970. Dichas normas demostraron en su aplicación práctica ser un instrumento eficaz para los fines conducentes.

El diseño sismoresistente es un tema tan amplio y poco explorado que existen grandes dificultades en decidir que criterio de diseño y que métodos analíticos deben aplicarse a determinado proyecto.

El enfoque ortodoxo de idealizar las variables como determinísticas es fructífero cuando se aplica a proyectos de moderada incertidumbre y cuando la posibilidad de falla puede considerarse tan lejana en el futuro que casi es irrelevante, pero cuando se enfrentan los efectos de los sismos este enfoque resulta estéril, lo que obliga a cambiarlo por uno de tipo probabilista, que como se mencionó anteriormente es un campo en desarrollo.

Sistemáticamente, los efectos de los sismos en las estructuras ponen de manifiesto los errores cometidos en el proyecto y en la construcción, aún los errores más pequeños, añádase a esto la naturaleza inequívocamente dinámica de los sismos, la importancia de la interacción entre el suelo y la estructura, la consideración de las reacciones humanas en las oscilaciones sísmicas; en resumen, se tiene una combinación extremadamente aleatoria de todo ello.

Es por esto y dado el estado del arte, que el ingeniero debe usar su criterio para tomar en cuenta los factores desconocidos a que se enfrenta en el análisis sísmico.

En el presente trabajo se incluyen las consideraciones más importantes que se contemplan en el RCDF - 87, referentes al análisis sísmico de edificios.

Se inicia con un capítulo que versa sobre el aspecto

probablemente más importante del proceso de diseño; es decir, la selección del sistema estructural más adecuado para soportar las acciones a las que va a estar sujeta la estructura, atendiendo a las funciones que debe cumplir la misma, para la situación particular de la obra. Se trata de establecer algunas bases para la correcta elección del sistema, a través del examen de las formas estructurales esenciales y de la evaluación crítica de los principales materiales de construcción, ya que de esto depende la bondad de los resultados.

El tercer capítulo se enfoca a los aspectos teóricos para la aplicación del método estático, en sus distintas variantes y aplicabilidad, se incluye además el análisis dinámico modal, exponiéndose primero algunos conceptos fundamentales en que se basa dicho método, que en si no tiene modificaciones sustanciales con respecto a la versión anterior del Reglamento.

En el siguiente capítulo se hace una aplicación de los métodos de análisis mencionados con la ayuda de computadora.

En la actualidad existe una variedad de programas de computadora realizados para fines de análisis sísmico; sin embargo, los presentados en este capítulo están enfocados con propósitos de ilustración de los métodos expuestos y por su contenido se adaptan para fines académicos. Se incluyen las principales modificaciones del coeficiente sísmico,

espectro de diseño acorde con el grupo perteneciente de la estructura, empleo del factor de comportamiento sísmico, antes factor de ductilidad, etc.

Finalmente, en el quinto capítulo se dan algunas sugerencias respecto al empleo de dichos métodos, alcances, ventajas y desventajas entre sí, haciendo hincapié en que es difícil dar lineamientos de carácter general adecuados sobre la selección de los métodos de análisis, ya que cada estructura tendrá sus propios requisitos: técnicos, económicos, políticos, etc; teniendo presente que, a medida que una estructura sea más grande y/o compleja, los análisis sísmicos que se utilicen deberán ser más sofisticados.

Esperamos que este trabajo sirva de guía a quienes de alguna manera tengan inquietudes respecto a los efectos de los sismos y métodos de análisis sísmico de edificios.

CAPITULO II.

ESTRUCTURACION.

II.1 INTRODUCCION.

En general, el sistema estructural de un edificio es una combinación compleja tridimensional de elementos estructurales interconectados.

Estos pueden ser miembros discretos o continuos. La función principal de un sistema estructural es soportar de una manera efectiva y segura todas las cargas actuantes sobre el edificio, y finalmente transmitir las a la cimentación, por tanto, está destinado a lo siguiente:

- Soportar cargas verticales estáticas y dinámicas.
- Soportar cargas horizontales debidas a efectos de viento y sismo.
- Resistir los esfuerzos causados por efectos de temperatura y contracción.
- Resistir cargas externas e internas debidas a impacto.
- Resistir efectos de fatiga y tener amortiguamiento ante vibraciones.
- Tener un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio.

Además, está generalmente sujeto a las siguientes restricciones:

- Debe cumplir con los requisitos arquitectónicos y con

aquellos solicitados por los usuarios, siempre y cuando sean razonables.

- Cumplir con los servicios requeridos tales como calefacción, ventilación, aire acondicionado, facilidad para transporte de usuarios vertical y horizontalmente.
- Lograr un procedimiento constructivo sencillo y rápido.
- Ser resistente al fuego.
- Lograr una interacción apropiada entre el edificio, la cimentación y el suelo.
- Ser económico.

En el proceso de selección del sistema estructural más adecuado de un edificio deben ser considerados muchos factores y ser optimizados, como el peso del mismo.

En este complicado proceso es donde debe ponerse en juego el ingenio, la experiencia previa y la tecnología para lograr la mejor solución posible en cada caso particular.

En los sistemas estructurales, ya sean estos de acero, concreto, o mixtos, se tiene varios subsistemas o componentes comunes a todos.

Estos pueden ser agrupados en la forma siguiente:

- Sistemas de piso.
- Sistemas resistentes a cargas verticales.

- Sistemas resistentes a cargas horizontales.
- Sistemas de conexión o juntas.
- Sistemas de disipación de energía.

En el presente capítulo, se hará alusión sólo a los materiales más comúnmente utilizados.

En principio, en cualquier sistema estructural, todos los subsistemas deben ser igualmente activos y deben trabajar en conjunto bajo todos los tipos de combinaciones de cargas de diseño. En otras palabras, las partes del sistema estructural que esencialmente resisten cargas horizontales deben ser capaces de contribuir a la resistencia de cargas verticales, éste es el caso de los sistemas de piso. Además, si los dos subsistemas son discretos y lo suficiente separados, se podrían considerar como interactivos, consecuentemente, sus posibles interacciones deben ser tomadas en cuenta. Sin embargo, podemos aislarlos y tratar cada uno separadamente con el fin de simplificar el problema.

El sistema estructural más eficiente es aquel que logra combinar todos sus subsistemas para conformar una unidad completamente integrada en la cual la mayoría de sus elementos actúan para resistir las cargas. Sin embargo, éste caso ideal es poco probable de llevarse a cabo en la práctica debido a factores como eficiencia, facilidad

de montaje y construcción, fabricación de juntas, consideraciones económicas y otros requisitos.

Los sistemas estructurales y sus subsistemas que serán discutidos con mayor detalle se mencionan a continuación:

- Sistemas estructurales para soportar cargas verticales.
- Sistemas estructurales para soportar cargas horizontales.
- Sistemas de disipación de energía.

II.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES A CARGAS VERTICALES.

Resulta difícil dar una clasificación de los sistemas con precisión. Muchas formas han sido tratadas, entre ellas se cuenta con las siguientes:

- Número de pisos o altura del edificio.
- El uso que se le dará.
- Materiales de construcción a emplear.
- Sistema estructural dominante en la zona.

Lo anterior nos da una idea de la dificultad de la clasificación. Sin embargo, se concluye que una manera razonable podría ser basándose en el tipo de sistema estructural usado para soportar las cargas.

Cualquier edificio, ya sea alto o bajo, debe tener un

sistema capaz de soportar todas las cargas y solicitaciones verticales, horizontales, de temperatura, etc., en otras palabras el sistema resistente a cargas horizontales también deben ser capaz de soportar cargas verticales ya que muchos elementos individuales son comunes a ambos.

El sistema resistente a cargas verticales puede ser dividido en:

- Horizontal o de piso.
- Vertical o de columnas, muros de carga y cualquier otro soporte vertical.

f. SISTEMAS DE SOPORTE HORIZONTAL.

Los sistemas de piso son causantes de un alto porcentaje del costo del edificio. A pesar de que no difieren sustancialmente entre sí de aquellos utilizados para edificios de poca altura, existen ciertos aspectos que deben tomarse en consideración:

- Carga muerta. Para edificios altos es razonable reducir el peso de los pisos, lo que trae consigo una reducción en el tamaño de las estructuras de soporte (columnas y cimentación) y el uso de grandes claros.
- Capacidad del mismo para soportar cargas durante el proceso de construcción.
- Posibilidad para instalar ductos y tuberías.
- Resistencia al fuego.

- Posibilidad de un proceso constructivo ininterrumpido.
- Reducción del tiempo de uso de la cimbra.

En la actualidad existe la tendencia de utilizar pisos con grandes claros en edificios altos, especialmente en estructuras de acero, debido al mayor aprovechamiento de los espacios. Además de disponer de mayor número de sitios para arrendamiento.

Los sistemas de piso pueden ser construidos utilizando elementos de acero y concreto reforzado o sus combinaciones.

Los sistemas estructurales, por supuesto, difieren del material usado, pero en todos los casos existe una combinación de losas, vigas primarias y secundarias (en el caso de vigas de grandes claros en el piso). La característica elemental del sistema de piso en conjunto es la losa, cuyo espesor y refuerzo es dependiente del claro, las cargas y las condiciones de apoyo.

En la clasificación de las losas de piso se pueden distinguir los siguientes sistemas:

- En dos direcciones.
- En una dirección.
- De trabes y losas.

LOS SISTEMAS EN DOS DIRECCIONES INCLUYEN:

- Losa plana soportada por columnas (FIG. 2.1 (A)). Las cargas verticales de todas direcciones son transmitidas a las columnas.
- Losa plana soportada por columnas con capiteles, losa de refuerzo o ambas (FIG. 2.1 (B)). Este sistema es similar al anterior con la diferencia de que mantiene un espesor sobre las columnas para absorber las concentraciones de cortante y momento flexionante que se presenten en esa sección.

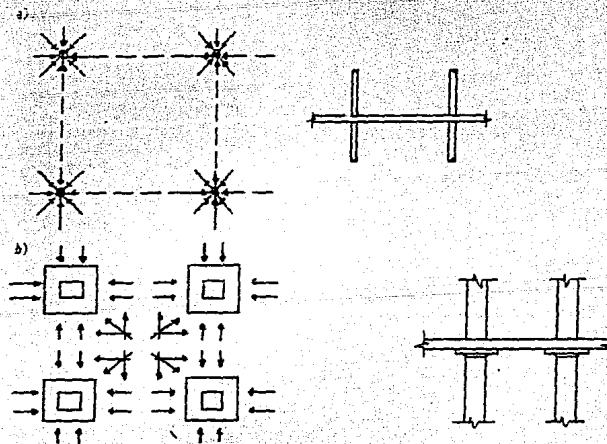


FIG. 2.1. LOSA PLANA: a) PUNTOS DE SOPORTE (COLUMNAS)
b) SOPORTADA POR COLUMNAS CON
CAPITEL

- losa de espesor constante (FIG. 2.2 (A)). Este tipo de losa trabaja en dos direcciones entre trabes o muros de carga. La condición de apoyo puede ser libre o continua, en una o ambas direcciones. Las restricciones de torsión se deben estudiar en los elementos de soporte.
- losa aligerada (FIG. 2.2 (B)). Esta losa tiene el aligeramiento en la parte central de su claro para reducir la carga muerta del sistema.
- losa reticular (FIG. 2.2 (C)). Este sistema y condiciones para su uso son similares a la losa aligerada.

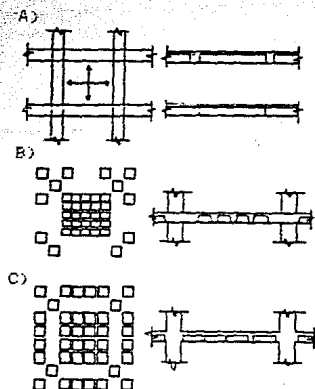


FIG. 2.2. SISTEMAS EN DOS DIRECCIONES.
 A) Losa plana sobre muros de carga.
 B) Losa aligerada soportada por columnas.
 C) Losa reticular.

LOS SISTEMAS EN UNA DIRECCION INCLUYEN:

- Losa de espesor constante (FIG. 2.3 (A)). Los claros en una dirección son del orden de 3 a 8 metros, las condiciones de apoyo varían de simples a continuas.
- Traveses espaciadas distancias pequeñas (FIG. 2.3 (B)). Las vigas tienen la capacidad de tomar una distribución transversal de cargas, y son, desde el punto de vista estructural, similar al sistema anterior.

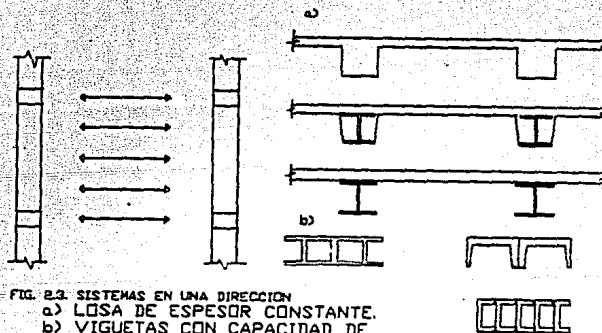


FIG. 2.3. SISTEMAS EN UNA DIRECCION
 a) LOSA DE ESPESOR CONSTANTE.
 b) VIGUETAS CON CAPACIDAD DE DISTRIBUCION TRANSVERSAL

Los sistemas de viga y losa están mostrados en la figura 2.4. Este tipo de losa está soportado por vigas (o traveses secundarias), las cuales se encuentran separadas de 1 a 4 m

comúnmente.

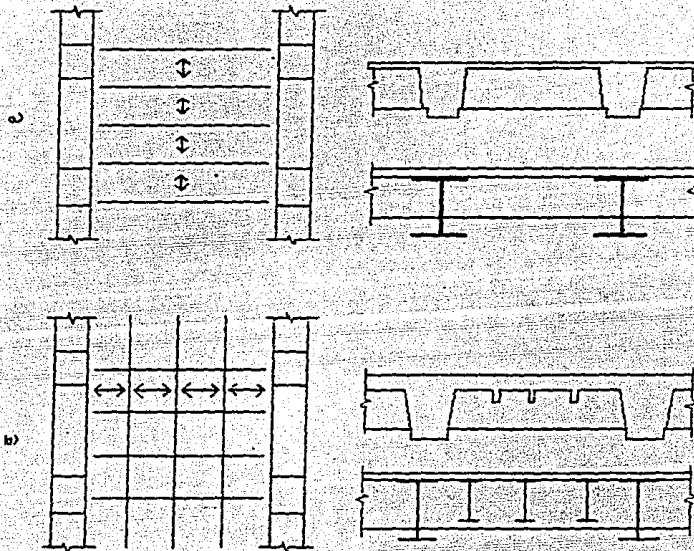


FIG. 24. SISTEMA DE VIGA Y LOSA.

La losa puede ser simple o continuamente apoyada y puede estar compuesta con viguetas, este tipo es común en sistemas de piso de acero.

La instalación de servicios mecánicos y eléctricos algunas veces juega un papel significativo en la selección del sistema de piso apropiado. El suministro de ductos, tuberías e instalación eléctrica en la estructura de piso generalmente se soluciona en algunas de las tres formas

siguientes:

- Sistemas de piso reticular. Las tuberías y cables pasan a través de las nervaduras (típico en estructuras de acero de grandes claros).
- Piso con traves de pequeño peralte en una dirección o traves y losa con espesor pequeño en la dirección principal de las tuberías y cableado. Las traves pueden ser eventualmente perforadas.
- Losas de piso de peralte mínimo donde las tuberías y cableado quedan suspendidas y cubiertas por un plafón (típico en claros cortos y en estructuras de concreto reforzado).

Sistemas de piso de concreto. Un resumen de los usos del concreto en sistemas de piso se encuentra en la figura 2.5. En la determinación de las ventajas y desventajas del concreto deben ser tomados factores como: carga muerta, aislamiento al calor y al ruido, amortiguamiento de vibraciones, resistencia al fuego, durabilidad, módulo de elasticidad, calidad, producción, economía y rapidez de construcción.

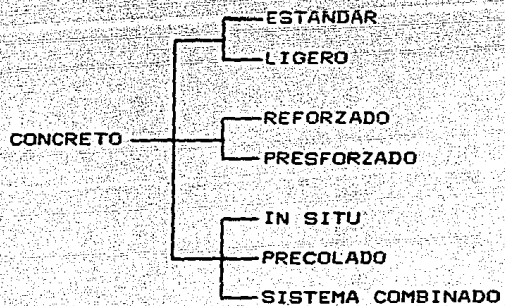


FIG. 2.5 TIPOS DE CONCRETO UTILIZADO EN SISTEMAS DE PISO

Losas de espesor uniforme: Como se dijo anteriormente, éstas pueden ser parte de un sistema en una o dos direcciones. Sus características son las siguientes:

DESCRIPCION.- Espesor de 10 a 25 cm., Claros de 3 a 8 m.

VENTAJAS: Mínima altura de piso, mínima profundidad estructural, acabado liso, adaptable a una disposición de apoyo irregular, flexibilidad de instalación, buen aislante al calor y al ruido, buen amortiguamiento.

DESVENTAJAS: Sistema pesado (requiere de columnas y cimentación grandes), se pueden librar solo claros relativamente cortos, sufre grandes deformaciones.

Losa reticular: Este es un sistema de losa delgada colada íntegramente con un conjunto de pequeñas trabes o nervaduras que pueden estar dispuestas en una o dos direcciones principales. En el sistema en una dirección es conveniente el uso de elementos prefabricados. Las losas encasetonadas son formadas por moldes (acero, madera, plástico, asbesto-cemento, etc.). Debido a los costos que involucra este sistema, puede resultar inconveniente en ocasiones.

VENTAJAS: Se pueden salvar grandes claros. Permite tener huecos para el paso de ductos y tuberías de sistemas

mecánicos y eléctricos, es relativamente ligero.

DESVENTAJAS: Es particularmente inadecuado cuando los elementos de soporte son irregulares, se dificultan los acabados del plafón, además es muy flexible como para utilizarlo en la resistencia a fuerzas laterales.

Sistema de traves y losas: Consiste de losa de espesor que varía entre los 10 y 18 cm. soportada por traves cuya separación varia de 3 a 8 m. centro a centro. Es deseable tener peraltes de vigas de 1/15 a 1/20 del claro. El problema de dicha profundidad puede ser solucionado en muchas formas.

En edificios de apartamentos las traves pueden ser colocadas a lo largo de las líneas divisorias y en los dinteles de entradas. El peralte de las traves puede ser reducido también por post-tensión. Las vigas y la losa pueden formar un sistema compuesto con elementos prefabricados.

VENTAJAS: Se pueden salvar y adaptar fácilmente a grandes claros, tales como los que se requieren para escaleras, elevadores y maquinaria. Se puede adaptar a cualquier tamaño y forma del edificio y a cualquier disposición en planta. Es un sistema relativamente ligero. Se pueden utilizar elementos precolados (pretensados o post-tensados).

DESVENTAJAS: Es un sistema estructural complicado, tiene que usarse cimbras de formas no estandarizadas.

SISTEMAS DE PISO EN ESTRUCTURAS DE ACERO.

El elemento característico de todo sistema de piso es la losa de apoyo. Los materiales usados para este tipo de losa son:

- Cerámica.
- Concreto Reforzado, ya sea colado in situ o precolado.
- Placa metálica con recubrimiento de concreto.

El concreto reforzado es un componente importante en todo sistema de piso ya que tiene la función de soportar cargas (o al menos de distribución de las mismas). También es conveniente por razones acústicas y para protección contra fuego.

El comportamiento de la estructura compuesta por la losa los pisos y las vigas metálicas, cuando son utilizadas adecuadamente, pueden mejorar la economía y rigidez del sistema. Un sistema estructural compuesto es más efectivo para grandes claros y

aplicaciones de cargas altas.

Losas de cerámica: Es uno de los más antiguos sistemas estructurales utilizados principalmente en combinación con muros de mampostería. Existen muchos tipos de losas de cerámica usuales; en la figura 2.6, el patín superior de la vigueta de acero está cubierta con concreto colado in situ. El espaciamiento de las viguetas es relativamente pequeño, aproximadamente 0.6m. Podemos decir que es similar a el sistema en una dirección.

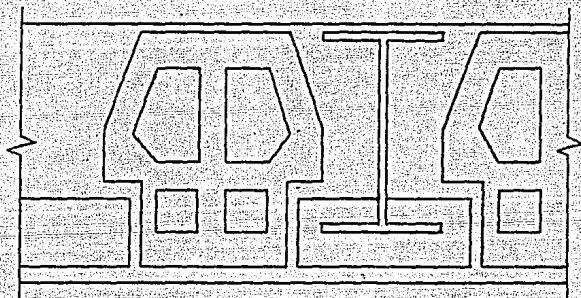


FIG. 2.6. VIGUETA DE PISO CON PIEZAS DE CONCRETO

La figura 2.7 muestra un solución con placas de cerámica en la parte superior de los patines de las viguetas metálicas. La separación de las viguetas varía de 0.9 a 1.2m.

Estos sistemas son simples y no requieren de equipo

sofisticado de construcción. Debido a su gran masa son acústicamente satisfactorios. Son raramente utilizados en edificios altos por su gran carga muerta, los altos costos debido al aplanado, y la dificultad de acomodar cables, ductos y tuberías.

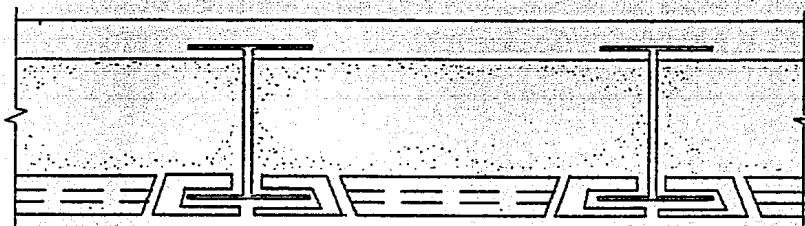


FIG. 2.7. LOSA DE CONCRETO CON PLACAS DE CERAMICA SOPORTADAS POR VIGAS DE ACERO

Losa de concreto reforzado coladas in situ: Las losas de concreto son coladas sobre los patines superiores de trabes. El espesor de la losa depende de los claros y de las cargas y varia entre $1/30$ y $1/15$ del claro. Esta generalmente tiene un espesor constante (FIG.2.8), pero puede ser unida a los patines superiores para lograr una función compuesta así como obtener protección contra fuego y corrosión (FIG.2.9). Se han desarrollado varias técnicas

constructivas. Por ejemplo, el concreto puede ser transportado por bombeo o en contenedores hasta el sitio. Algunas veces el refuerzo puede ser un emparrillado o malla, o en forma de una cimbra de acero permanente. También, la acción compuesta entre el acero y el concreto puede lograrse por medio de elementos soldados a los patines superiores de las vigas metálicas.



FIG. 2.8. LOSA DE ESPESOR CONSTANTE SOBRE VIGAS DE ACERO.

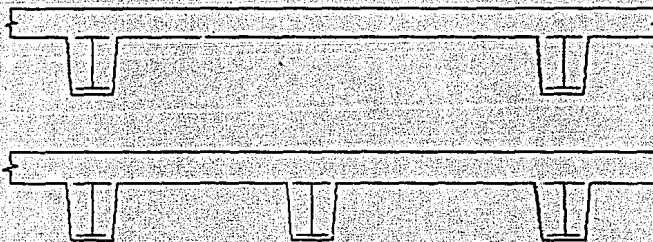


FIG. 2.9. SISTEMA VIGUETAS - LOSA ENCAJETONADA

VENTAJAS: Con el empleo de este tipo de losas, es fácil lograr una función compuesta entre la losa y las trabes. Además, da como resultado una gran rigidez para el piso de la estructura en dirección vertical y horizontal.

DESVENTAJAS: El uso de estas losas trae consigo un incremento en los trabajos debido al uso de la cimbra, colocación del refuerzo, colado del concreto y descimbrado. Es un proceso que requiere de relativamente largo tiempo para la colocación y endurecimiento del concreto, el cual depende del clima y crea algunos problemas en la coordinación con el montaje de la estructura y las operaciones de colado.

Losa precolada: Este tipo de losa puede ser colocada sobre vigas de piso de acero. El espacio entre estas varía de 1.0 a 9.0 m., el cual debe ser escogido de acuerdo al tipo de losa a usar. Las juntas longitudinales son comúnmente colocadas en la parte superior de las vigas de acero de tal manera que la losa funciona como una simple viga.

Los tipos de losas precoladas pueden ser utilizadas, uno

de estos tipos son las losas de "catalogo". Esas losas son producidas en serie y convenientes para otras aplicaciones. Por ejemplo, pueden ser colocadas sobre vigas de concreto, muros de mampostería o concreto. Es difícil lograr una acción compuesta en este tipo de losas.

En cambio, el otro tipo puede ser utilizada para construcciones compuestas. El tamaño de la losa es seleccionado especialmente para un trabajo en particular poniendo atención a la necesidad de reducir el número de juntas, cubriendo los requisitos de manufactura y satisfaciendo las condiciones de transporte y montaje. La sección transversal de las losas especiales pueden ser sólidas, hueca o nervada para reducir la carga muerta.

La acción compuesta puede ser lograda por medio de conectores a cortante; esto es, por medio de conectores soldados sobre el patín superior de la trabe, el cual transmite el cortante horizontal cuando el recubrimiento de concreto es endurecido (FIG. 2.10. y 2.11). También puede lograrse con tornillos de alta resistencia (FIG. 2.12).

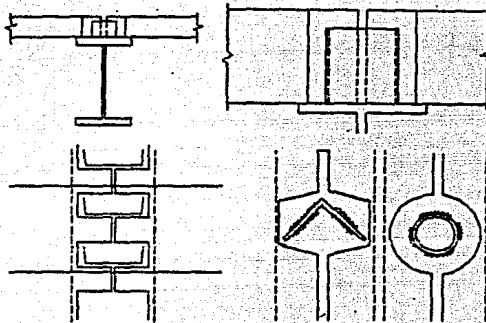


FIG. 2.10. VARIOS TIPOS DE CONECTORES A CORTANTE.

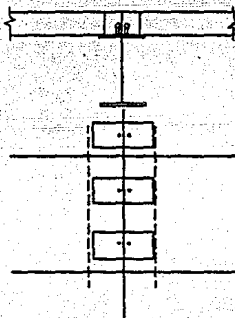


FIG. 2.11. CONECTORES SOLDADOS.

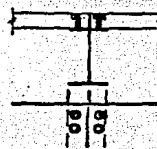
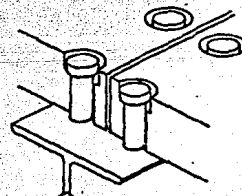


FIG. 2.12 CONECTORES DE ALTA RESISTENCIA



VENTAJAS: Esta losa corresponde a las estructuras de acero prefabricadas, de esta manera la reducción del trabajo

en el sitio es enorme. La construcción simultánea de elementos de concreto y el montaje de acero reduce el tiempo y la dependencia de las condiciones climáticas.

DESVENTAJAS: Cuando las plantas son irregulares pueden necesitarse diferentes tipos y claros de losa. No es posible generalmente, lograr un funcionamiento compuesto entre acero y concreto cuando las losas de "catalogo" son utilizadas. Son convenientes para una disposición de columnas sin muchos vanos o instalaciones mecánicas.

COMBINACION CONCRETO - CUBIERTA METALICA. Existen dos grupos Principales:

Lámina plegada : Manufacturada para cubrir necesidades estructurales en particular, se libran claros mayores de 6 m. (FIG. 2.13).

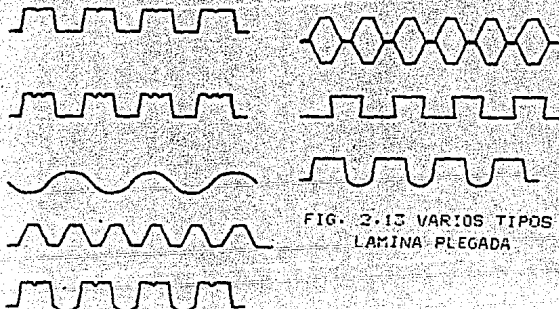


Lámina plana con bordes reforzados (FIG. 2.14, 2.15 Y 2.16). La capacidad de soportar cargas de las láminas corrugadas está determinada por la profundidad de la sección transversal, el espesor del metal y la continuidad. La lámina o cubierta puede jugar varios papeles, puede ser el elemento de soporte de cargas, actuar en conjunto con el recubrimiento de concreto para formar un elemento compuesto o ser utilizada como un molde no recuperable. Algún refuerzo es siempre necesario para absorber los momentos negativos sobre los apoyos, así como los efectos de cambio de temperatura y volúmen. La lámina es conectada a las vigas de piso por medio de puntos de soldadura, tornillos o elementos soldados. Estos últimos permiten un funcionamiento en conjunto entre el acero y el concreto.

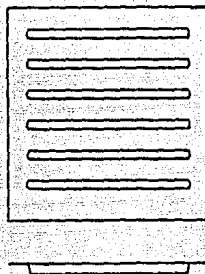


FIG. 2.14. LAMINA PLANA ACANALADA

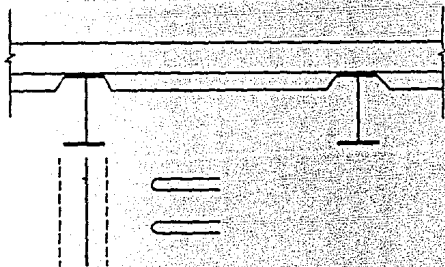


FIG. 2.15. LAMINA PLANA SOBRE PATINES

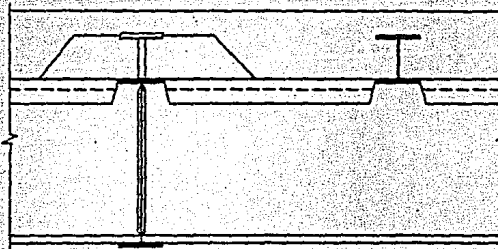


FIG. 2.16. CONDICION DE APOYO SEMEJANTE A LA ANTERIOR.

VENTAJAS:

- Mayor aprovechamiento de los elementos de acero estructural y mayor simplicidad en la coordinación de la construcción.
- Establecimiento de una cubierta de trabajo así como protección de zonas inferiores.
- Menor tiempo de ejecución y una mayor rapidez de montaje.

DESVENTAJAS:

- Mayores costos asociados con los materiales.
- Se requiere una superficie de acabado.
- Protección contra fuego en la parte inferior de la cubierta. Este tipo de construcción se puede utilizar en todo tipo de edificios altos.

El tipo de viguetas de piso utilizado para un sistema en particular esta determinado por muchos factores, tales como

VENTAJAS:

- Mayor aprovechamiento de los elementos de acero estructural y mayor simplicidad en la coordinación de la construcción.
- Establecimiento de una cubierta de trabajo así como protección de zonas inferiores.
- Menor tiempo de ejecución y una mayor rapidez de montaje.

DESVENTAJAS:

- Mayores costos asociados con los materiales.
- Se requiere una superficie de acabado.
- Protección contra fuego en la parte inferior de la cubierta. Este tipo de construcción se puede utilizar en todo tipo de edificios altos.

El tipo de viguetas de piso utilizado para un sistema en particular esta determinado por muchos factores, tales como

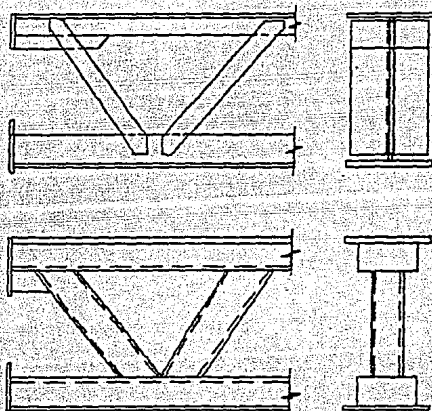


FIG. 2.17. TRABE ARMADA EN CELOSIA

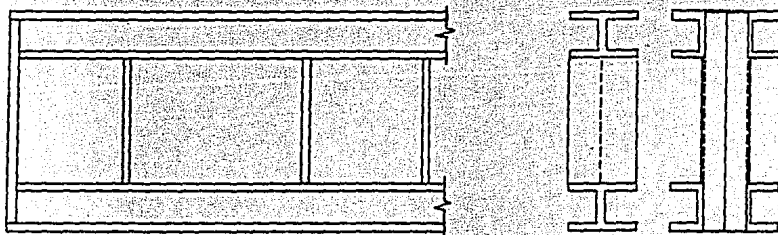


FIG. 2.18. TRABE ARMADA TIPO MARCO

Trabes tipo marco: Son utilizadas cuando se requieren claros rectangulares y las profundidades estructurales grandes son permitidas. Este es uno de los piso más caros, justamente por los momentos flexionantes en las cuerdas y elementos verticales. (FIG. 2.18 Y 2.19).

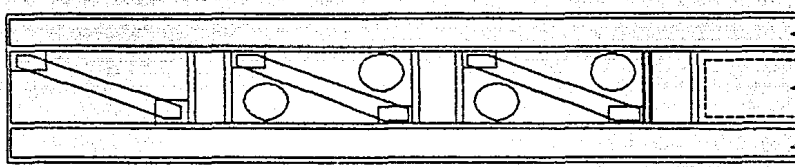


FIG. 2.19 TRABE TIPO MARCO EN CELOSIA

SISTEMAS DE SOPORTE VERTICAL.

La presente sección se refiere a aquellos elementos que soportan sistemas de piso. Estos sistemas tienen como función primaria soportar cargas verticales, sin embargo, los edificios con núcleo central, muros de cortante o sistemas a base de marcos rígidos, son capaces de resistir adecuadamente cargas verticales y horizontales.

Columnas: Son elementos lineales dispuestos para soportar las cargas impuestas por el sistema de piso. El área de su sección transversal es determinada por el

material utilizado, la separación entre las mismas, el número de pisos y por las cargas (vivas, muertas, etc.). Los materiales generalmente utilizados para columnas son:

- Acero.
- Concreto reforzado.
- Combinación de acero y concreto reforzado.

Las columnas de acero pueden variar en forma (FIG. 2.20) pero los perfiles de patín ancho son mas frecuentemente utilizados en edificios altos, estas pueden conservar su tamaño para lograr la máxima uniformidad en su disposición y detalles.

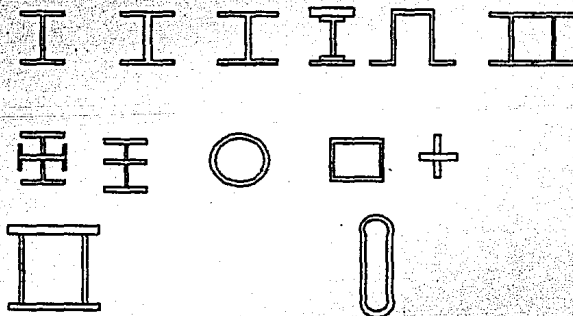


FIG. 2.20. SECCIONES PARA COLUMNAS DE ACERO

Los cambios en cargas pueden efectuarse reduciendo el espesor de las placas o cambiando el grado del acero. Las juntas son provistas comúnmente cada dos o tres niveles,

acompañado por cambios en el área de su sección transversal.

Las columnas de concreto pueden tener cualquier forma razonable (FIG. 2.21), en los edificios altos el tamaño de las columnas puede permanecer constante para lograr uniformidad o bien reducirse a medida que se avanza a los niveles superiores para reducir las cargas muertas y las cantidades de material. En los pisos bajos, las columnas de concreto tienden a ser grandes en edificios altos y pueden ser inconvenientes.

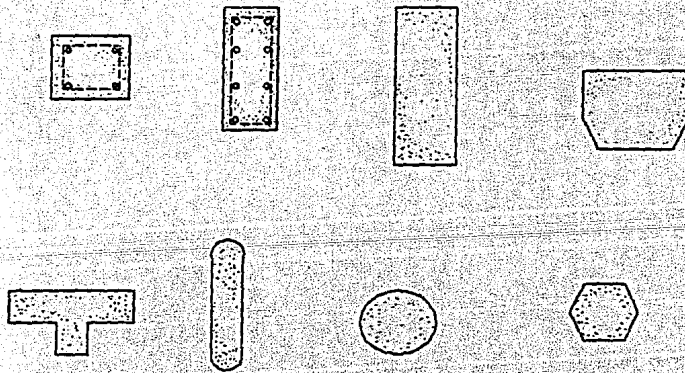


FIG. 2.21. SECCIONES PARA COLUMNAS DE CONCRETO.

Para reducir el tamaño de éstas, se pueden utilizar columnas zunchadas en su lugar.

Este tipo de refuerzo incrementa enormemente la capacidad de carga y las provee de gran ductilidad.

El tamaño de estas debe ser seleccionado con gran cuidado, pues los altos porcentajes de refuerzo traen consigo serios problemas en las conexiones. La alternativa es usar columnas de acero y pueden ser recubiertas con concreto (FIG.2.22), esta solución es también recomendable desde el punto de vista de seguridad contra fuego. Otra posibilidad es rellenar la sección hueca de acero con concreto reforzado (FIG. , 2.23).

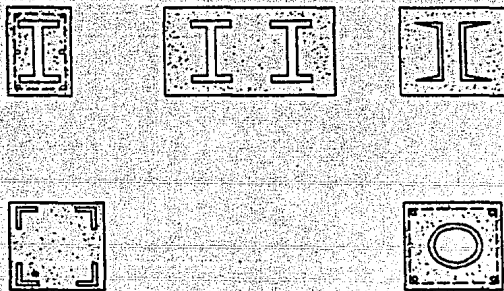


FIG. 2.22 COLUMNAS DE ACERO RECUBIERTAS CON CONCRETO.

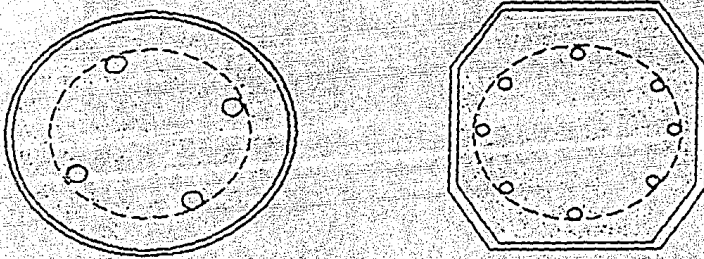


FIG. 2.23. SECCIONES DE ACERO CERRADAS RELLENAS DE CONCRETO REFORZADO

Muros de carga: Son elementos planos, que se distinguen por su esbeltez y longitud, generalmente tiene pocos huecos y desarrollan esfuerzos relativamente bajos de compresión, de manera que un porcentaje bajo de acero de refuerzo es suficiente. Si el nivel de esfuerzos es suficientemente grande entonces se coloca un refuerzo vertical, cumplen una doble función, la de soportar la losa de piso y la de dividir espacios. (FIG. 2.24). Los materiales utilizados son:

- Acero
- Concreto reforzado
- Mampostería

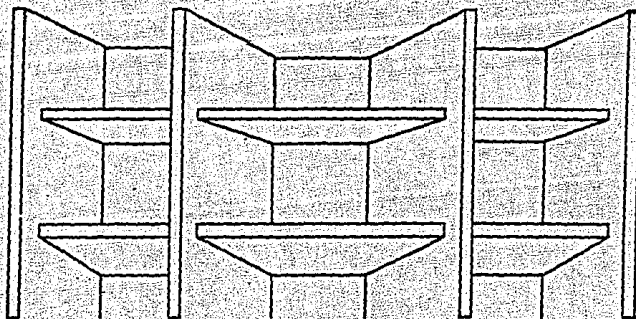


FIG. 2.24. MUROS DE CARGA.

Soportes colgantes (A tensión): Los soportes son miembros esbeltos verticales, que trabajan a tensión, los cuales reciben las cargas de piso. Pueden estar suspendidos de pesados cantilevers ligados a uno o más núcleos de edificios. Estos son hechos casi siempre de acero y pueden tener cualquier forma apropiada, como barras planas, tubos, vigas I o cables de acero; debe ponerse atención especial a las deformaciones elásticas y plásticas bajo fuerzas axiales.

permanentes. Cuando se trate de escoger el tamaño de los soportes metálicos debe cuidarse especialmente la técnica constructiva. Por ejemplo, puede ser colocado a compresión durante el montaje. Estos también pueden ser miembros de concreto preforzado.

Observación: Se hace énfasis que lo anterior trata sobre sistemas estructurales que trabajan bajo cargas verticales. El efecto de las cargas horizontales, naturalmente juega un papel muy importante en la selección del sistema estructural apropiado. El efecto combinado de cargas se tratará posteriormente.

11.3 SISTEMAS ESTRUCTURALES RESISTENTES A CARGAS HORIZONTALES.

Una característica importante en edificios altos es el efecto de las fuerzas laterales sobre su sistema resistente horizontal. Estas fuerzas son debidas a viento y sismo principalmente. Las columnas de los edificios deben estar estabilizadas o soportadas lateralmente por un sistema resistente el cual debe absorber las deformaciones asociadas con las fuerzas actuantes y debidas al efecto P- Δ .

Para edificios de altura baja y mediana el análisis y diseño por fuerzas laterales es simplemente un proceso de

revisión de que el sistema resistente a cargas verticales sea capaz de resistir fuerzas laterales. Sin embargo, en el caso de edificios altos, el sistema resistente a cargas verticales puede no tener capacidad suficiente para resistir cargas laterales, por lo cual se tiene que diseñar para tal objeto, lo cual incrementa el costo de la estructura.

En general existen tres tipos fundamentales de elementos destinados a resistir cargas laterales.

- Marcos resistentes a momento.
- Marcos contraventeados.
- Muros de cortante.

Estos elementos están generalmente en planos verticales y pueden estar localizados en uno o más sitios, como pueden ser exteriores (perimetralmente) o interiores.

Obviamente la mayoría de las estructuras de edificios tienen muchos de estos elementos. Sin embargo, para efectos de estudio se tratarán separadamente.

1. MARCOS RESISTENTES A MOMENTO.

Consisten de elementos lineales; miembros horizontales (vigas) en su plano unidos entre sí y miembros verticales (columnas) con juntas rígidas o semirígidas.

Se distinguen por su prominente flexibilidad, debido a sus vigas, columnas y a la rotación de sus juntas. La rigidez y la resistencia del mismo es proporcional al tamaño de vigas y columnas e inversamente proporcional a la altura separación de las columnas.

Su localización puede ser interior o exterior (en el plano de sus muros exteriores o de fachada) (FIG. 2.25).

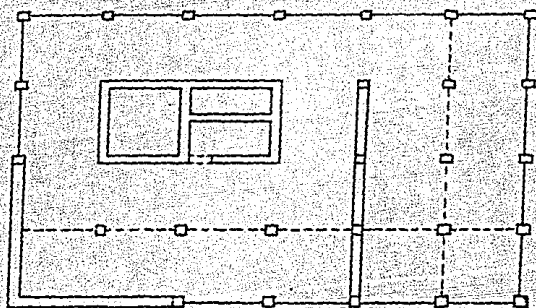


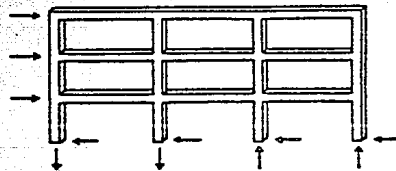
FIG. 2.25. PLANTA DE UN EDIFICIO. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Sin embargo, los marcos internos presentan desventajas por estar limitado el número de columnas interiores. Los marcos exteriores no necesariamente presentan tales desventajas; es algunas veces posible y aún deseable el uso de columnas con amplias distancias entre sí.

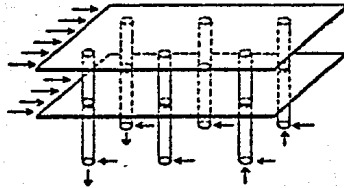
MARCOS DE CONCRETO RESISTENTES A MOMENTO. Estos pueden ser colados en sitio, precolados o una combinación de ambos.

MARCOS COLADOS EN SITIO: Existen tres tipos de uso general:

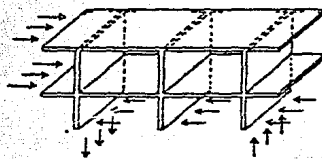
- De columnas y vigas.
- De columnas y losa plana.
- De losa y muro de carga (FIG. 2.26)



VIGAS Y COLUMNAS



LOSAS Y COLUMNAS



LOSAS Y MURDS

FIG. 2.26. MARCOS RESISTENTES A MOMENTO.

Con este sistema se tiene la ventaja de lograrse juntas monolíticas. El refuerzo de viga-columna puede extenderse continuamente a través de la junta y de este modo desarrollar la resistencia requerida. Un sistema ampliamente utilizado en edificios de baja y mediana altura, aprovecha una parte de la losa plana como parte de las vigas que se unen a las columnas.

MARCOS PREFABRICADOS: Estos pueden ser de columnas y vigas fabricadas individualmente. En éste caso es necesario lograr una conexión capaz de soportar momentos importantes en las uniones. Esta se logra soldando o fundiendo las juntas. Las vigas y columnas pueden ser también coladas en conjunto como una unidad. Esto trae como ventaja el lograrse una conexión de campo cerca o en el punto de momento mínimo. En muchos casos el punto medio de las vigas está localizado en un lugar de momento nulo y la conexión requerirá solamente

absorber la cortante. El problema de transporte por carretera y montaje de los elementos generalmente limita su tamaño. Las vigas precoladas, columnas y columna - viga pueden ser coladas en el sitio de trabajo o bien fabricadas en talleres y posteriormente embarcadas. La máxima economía se logra generalmente a través del uso de elementos idénticos o estándares, así mismo pueden ser reforzados o pretensados. El uso de post-tensión en vigas y columnas debe efectuarse de una manera continua a través de la junta, y así se reduce o elimina la soldadura de los elementos.

MARCOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO. Muchos de los perfiles laminados y fabricados de acero han sido usados para este tipo de marcos, aunque los más comunes son los perfiles de patines anchos. Dentro de este uso podemos citar a las secciones canal, cajón, etc. Anteriormente, las conexiones de viga-columna se hacían usando remaches, tornillos o soldadura, en la actualidad la mayoría de éstas se realizan atornilladas o soldadas.

Dichas conexiones deben ser capaces de desarrollar la resistencia total de la viga (FIG.2.27). A continuación se muestra como son hechas comúnmente:

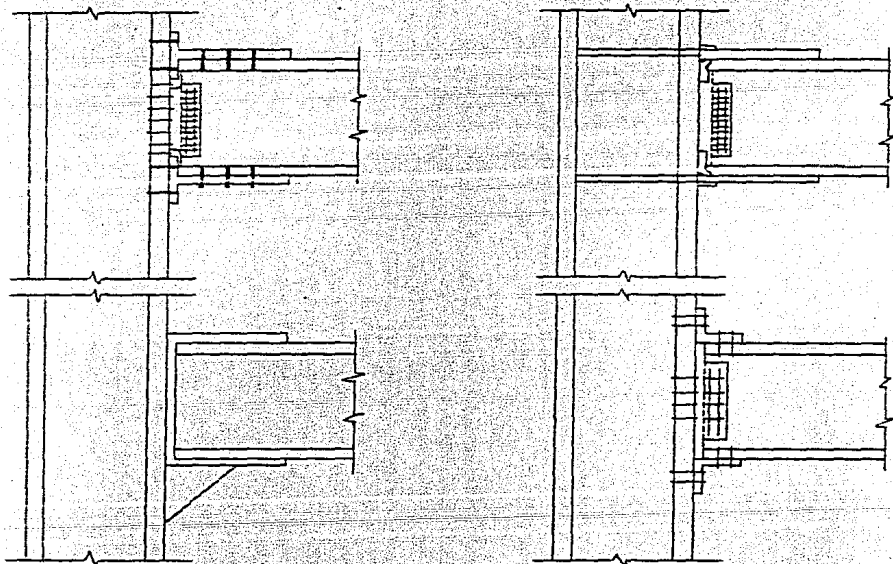


FIG. 2.27. DETALLES DE CONEXION VIGA-COLUMNA

Los marcos han sido contruidos a base de columnas de uno o más pisos de altura, donde las vigas son soldadas a las

columnas (FIG. 2.28).

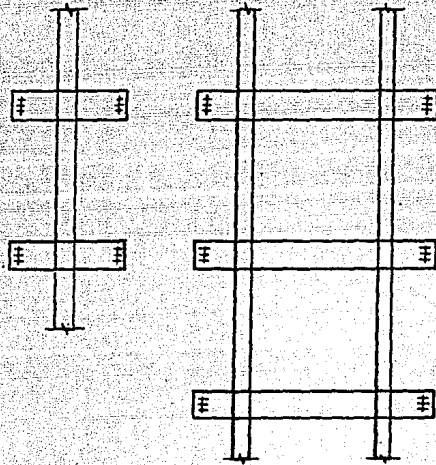


FIG. 2.28 MARCO DE ACERO RESISTENTE A MOMENTO

Con esto se logra una conexión a los puntos de momento mínimo y en ocasiones se consiguen juntas que solamente trabajan a cortante, eliminando el uso de soldadura. Estas pueden ser fabricadas en taller. El empleo de este tipo de marcos trae como ventaja el autoarriostamiento en su plano, que es muy útil durante el montaje.

MARCOS COMPUESTOS RESISTENTES A MOMENTO. Este sistema puede consistir de vigas de acero rígidamente conectadas a columnas de concreto, o vigas de concreto conectadas a columnas de acero. Sin embargo, es común el sistema donde las vigas o columnas se consideran miembros individuales que están compuestos de concreto y acero.

Las columnas compuestas pueden consistir de:

- Concreto confinando perfiles metálicos.
- Perfiles de acero tubulares rellenos de concreto.

(FIG. 2.29)

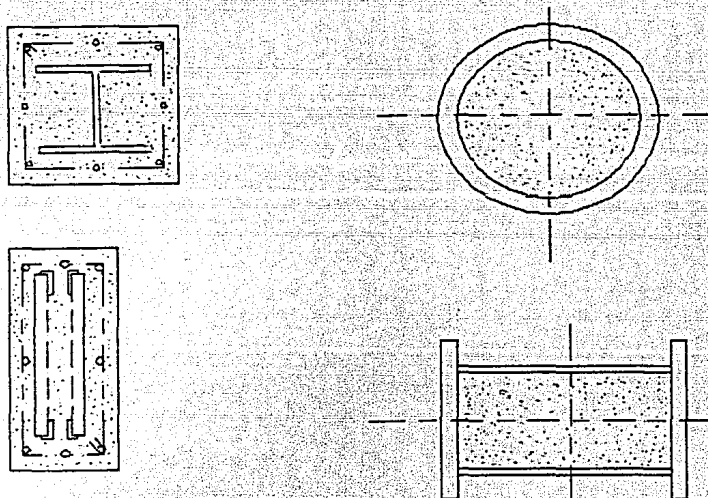


FIG. 2.29. COLUMNAS COMPUESTAS

Las columnas del primer tipo son las más comunes y son consideradas como una buena solución para la protección del acero contra fuego y corrosión. Sin embargo, en años recientes el refuerzo lateral y algunas veces el longitudinal se ha añadido al concreto que recubre. Un perfil confinado por el concreto es análogo al refuerzo para el concreto.

Las columnas tubulares de acero rellenas de concreto han tenido poca popularidad como elementos individuales. Esta combinación incrementa la capacidad a carga axial, pero tiene poco efecto en su capacidad a flexión, por esta razón no son recomendables para una buena selección de marcos resistentes a momento.

VIGAS COMPUESTAS. Las vigas de este tipo puede consistir de:

- Perfiles de acero confinados por concreto.
- Perfiles de acero conectados a la losa de piso a través de juntas a cortante. (FIG. 2.30.)

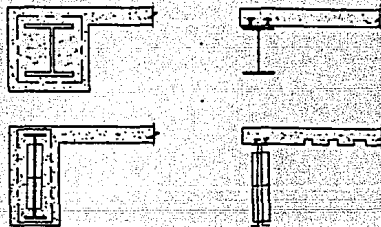


FIG. 2.30. DETALLES DE PISO COMPUESTO.

Las vigas del primer tipo han sido utilizadas también para dar protección contra el fuego y la corrosión. Cuando se utilizan perfiles de alma cerrada, el concreto que lo confina contribuye, en buena medida, a la resistencia de la misma. Cuando se utilizan perfiles de alma abierta, la rigidez y resistencia de esta pueden ser calculadas sobre la base de

una viga de concreto reforzada con perfiles de acero. La desventaja principal de este tipo es que su alto peso la hace inconveniente desde el punto de vista de rigidez y resistencia.

Un tipo de viga compuesta muy utilizada es la del segundo caso mencionado, la cual posee conectores a cortante ahogados en pisos de concreto. Es conveniente fijar los conectores a cortante a los patines y así su rigidez y resistencia se ven incrementadas.

2. MARCOS CONTRAVENTEADOS.

Un marco de este tipo consiste de una armadura compuesta de vigas, columnas y diagonales de contraventeo. Se distingue por su flexibilidad debida al acortamiento y alargamiento de sus miembros horizontales y de sus elementos de contraventeo. Este sistema ha tenido una amplia aplicación en edificios de acero. Los marcos contraventeados pueden ser utilizados internamente en muros o divisiones donde el uso de diagonales no permite el acceso a través de estos. Además, en fachadas se dificulta dejar claros para las ventanas. Su principal empleo ha sido en los núcleos de elevadores y escaleras, donde pueden ser colocados sin interferencias. Es un sistema estructural muy rígido y eficiente, pues no trae consigo deformaciones notables por flexión de sus miembros. A continuación se muestran algunos tipos que han sido utilizados (FIG. 2.31).

- Diagonales de contraventeo sencillas.
- Diagonales de contraventeo dobles.
- Sistemas K, horizontal o vertical.
- Contraventeo tipo reja.
- Contraventeo tipo escuadra.

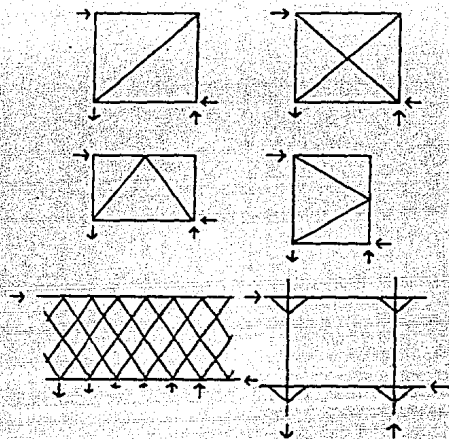


FIG. 2.31. TIPOS DE CONTRAVENTADO.

El contraventeo tipo escuadra da como resultado una estructura intermedia entre el marco contraventeado y el marco resistente a momento. Las vigas y columnas de este tipo de estructura son deformados por flexión.

MARCOS CONTRAVENTADOS DE CONCRETO. Han tenido poco uso en estructuras, por la dificultad de lograr las conexiones de los elementos diagonales. La construcción de este tipo, colado en sitio, ha sido efectuada en muchas aplicaciones especiales.

MARCOS CONTRAVENTADOS DE ACERO. El acero tiene ventajas especiales en la construcción de marcos contraventados

debido a que las conexiones presentan poco problema, sin embargo, su uso es limitado en áreas donde exista una amplia disponibilidad de secciones. Las juntas pueden ser ya sea soldadas o atornilladas. Las diagonales de contraventeo son generalmente esbeltas y pueden ser fácilmente montadas en muros, divisiones y espacios para maquinaria. Cualquier configuración de contraventeo triangular puede ser utilizado para lograr un sistema efectivo o se puede utilizar disposiciones estándar de las diagonales.

MARCOS CONTRAVENTEADOS MIXTOS. Estos pueden ser de dos tipos generales:

- El contraventeo de acero puede ser incorporado a un marco de concreto, o en menor frecuencia, las diagonales de concreto pueden ser incorporadas a los marcos de acero.
- Elementos rectos compuestos de concreto y acero se pueden utilizar como componentes del marco.

La flexibilidad de un marco de este tipo incluye la deformación de sus columnas y vigas así como de las diagonales. Si la columna de acero esta confinada por concreto, se puede lograr una reducción en las deflexiones del marco. Si el concreto es colado alrededor de la viga, o la viga es compuesta con la losa de piso, la reducción en la deflexión de la viga reducirá la deflexión del mismo. Ambos

sistemas han sido comúnmente utilizados en la actualidad.

3. MUROS DE CORTANTE.

Los muros de cortante pueden ser definidos como elementos verticales planos que se distinguen por su relativa esbeltez y considerable longitud, los cuales están diseñados esencialmente para absorber cortante. Además, tienen pocas aberturas, de tal manera que se consigue pequeña o nula flexibilidad debido a sus componentes individuales, y está generalmente limitada por la suma de las deformaciones en todos los muros de cortante; si dos o más de estos se conectan con miembros de rigidez relativamente grande, son llamados muros acopiados. El muro de cortante puede o no soportar grandes cargas. Este puede ser un simple muro de carga conectando dos o más columnas o uno de panel cubriendo los espacios de un marco (FIG. 2.32).

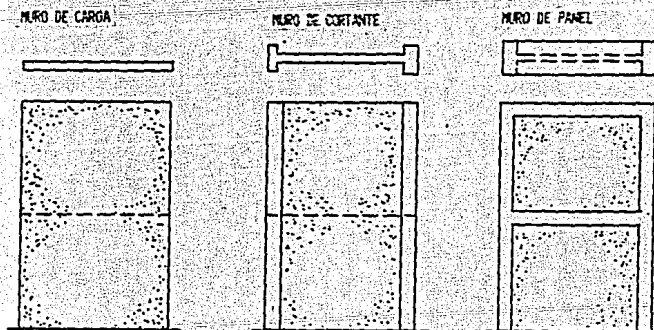


FIG. 2.32. TIPOS DE MUROS DE CORTANTE

Localización: Estos pueden ser incorporados en el diseño de edificios altos, en un amplio número de lugares interiores, exteriores o de fachada, o bien formar parte de núcleos.

En edificios de oficinas y comercios se requiere disponer de grandes claros, además las divisiones temporales o removibles dificultan el empleo de muros de cortante. Por otro lado es necesario realizar un intento para minimizar el tamaño de núcleos e incrementar la eficiencia del piso. Sin embargo, en la mayoría de los edificios, estos cubren del 20% al 25% del área del mismo y esto se presenta a todo lo alto del edificio. Así, los núcleos ofrecen una excelente oportunidad de emplear este tipo de muros. Se debe tener cuidado especial para tomar en cuenta los espacios para puertas y otros elementos. La FIG. 2.33 muestra algunas disposiciones para muros de cortantes que se han utilizado.

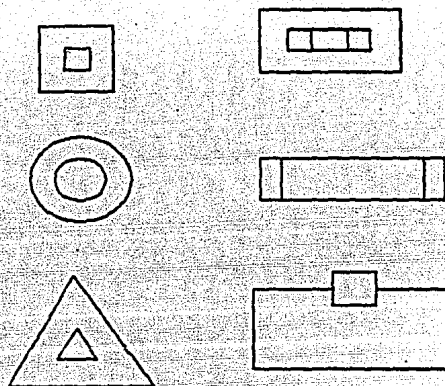


FIG. 2.33. DISPOSICION DE MUROS DE CORTANTE

Mientras es difícil colocar muros interiores de cortante en edificios de oficina, es posible muchas veces disponer de espacios para muros exteriores o de fachada. Estos pueden ser exteriores de un núcleo, o tales que los requerimientos de espacio para ventanas sea mínimo, de tal manera que se pueda mantener aproximadamente la integridad del mismo. En algunas estructuras de oficinas y comercios los requisitos anteriores para ventanas han sido reducidos al punto que la fachada exterior se considera continua. Algunas veces un muro de carga y cortante puede tener huecos regulares de tal manera que su comportamiento es intermedio entre un muro de cortante y un marco resistente a momento. Algunos sistemas tubulares caen en esta categoría.

La relativa falta de ductilidad del concreto reforzado ha limitado su uso en edificios de gran altura en zona sísmica. Han sido utilizadas técnicas especiales y detalles de muro para resolver esta limitación, ya que el modo de falla es generalmente por cortante o tensión diagonal. Los muros de cortante han sido divididos como se muestra en la FIG. 2.34.

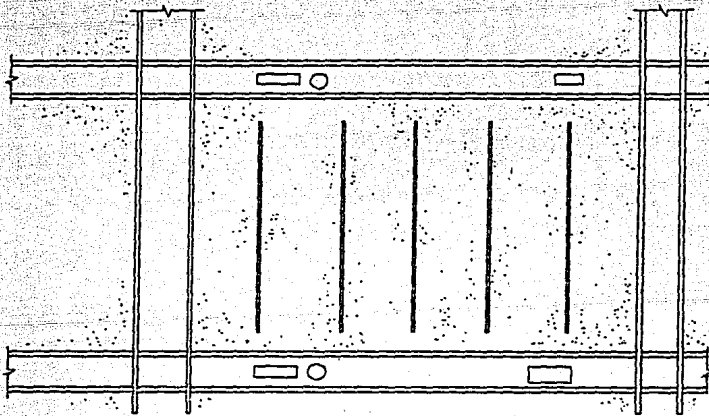


FIG. 2.34. MURO DE CONCRETO PARA CORTANTE CON ABERTURAS

La rigidez inicial del muro así dividido es comparable con un muro monolítico y de esa manera útil para resistir

sismos pequeños y viento, asimismo, las grietas del mismo son distribuidas diagonalmente y aunque hay una reducción de rigidez y resistencia, hay un incremento en su ductilidad. Este sistema es aplicable en un gran número de edificios en Japón.

MUROS DE CORTANTE DE ACERO. Las placas de acero se han utilizado como muro de cortante, como un panel formando parte de un marco de acero, estas deben ser rigidizadas vertical y horizontalmente a intervalos dados, anexándoles elementos metálicos para evitar pandeo por compresión de las placas bajo cargas laterales. Los ángulos, secciones de alma abierta y miembros similares, atornillados o soldados a las placas, han sido utilizados como atiesadores. La placa formando parte del panel puede estar soldada o atornillada al perímetro del marco. (FIG.2.35). Para edificios destinados a vivienda, tales como, departamentos y hoteles, los requisitos de utilidad son menores que aquellos para edificios para oficinas. Por esa razón, es algunas veces difícil desarrollar suficientes rigidez y resistencia en los muros de los núcleos.

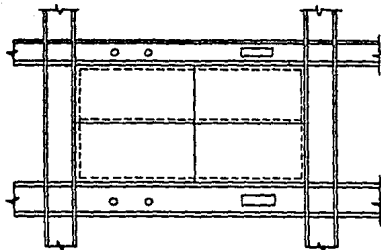


FIG.2.35. MURO DE CORTANTE CON PLACAS DE ACERO

Sin embargo, la disposición general de divisiones en tales edificios, a menudo permite colocar muros de cortante interiores, estos muros sirven como divisores y ayudan a reducir la transmisión del sonido.

MUROS DE CORTANTE DE CONCRETO. El concreto es un material apropiado para la construcción de este tipo de muros, por su economía y su gran resistencia a cortante. Estos pueden ser también muros de carga, de esta manera eliminan o minimizan la necesidad de columnas y pueden ser colados en sitio o prefabricados.

MUROS COLADOS EN SITIO. Por procedimientos de construcción es posible lograr juntas monolíticas las cuales pueden desarrollar la totalidad de la resistencia del concreto.

MUROS PREFABRICADOS. Las conexiones de paneles pueden ser efectuadas con el transiape de acero de refuerzo y colando en el lugar columnas.

En edificios de grandes paneles, una técnica de soldado consiste en realizar juntas verticales a cortante. Los bordes de los paneles tienen forma trapezoidal dentada. El refuerzo

se logra proyectando juntas especiales entre los dientes y las barras de acero de cada nivel. Posteriormente estas se llenan con concreto. Este tipo de junta ha sido ensayada en muchos laboratorios y se ha observado que es muy eficiente.

En algunos casos los muros precolados no trabajan en conjunto con un marco de concreto o de acero.

MUROS DE CORTANTE DE MAMPOSTERIA. La mampostería es un material muy antiguo de construcción. Los primeros muros de cortante fueron de mampostería y sirvieron generalmente como muros de carga y cortante. En nuestros días, la mampostería es todavía el material más disponible en el mundo, estos se pueden construir sin equipo sofisticado, ni mano de obra especializada. Son generalmente de ladrillo unido con mortero de cemento-arena. En edificios altos el control de calidad juega un papel importante. A pesar de que en muchos edificios altos se ha utilizado mampostería no reforzada, la mayoría de los ingenieros opinan que las estructuras de mampostería de gran altura deben estarlo. Por tanto los muros de mampostería más convenientes para edificios altos son aquellos que poseen cavidades para el paso del refuerzo, son comunes tres tipos de elementos de mampostería:

- Totalmente de mampostería.
- Mampostería hueca.
- Mampostería reforzada.

(FIG. 2.36)

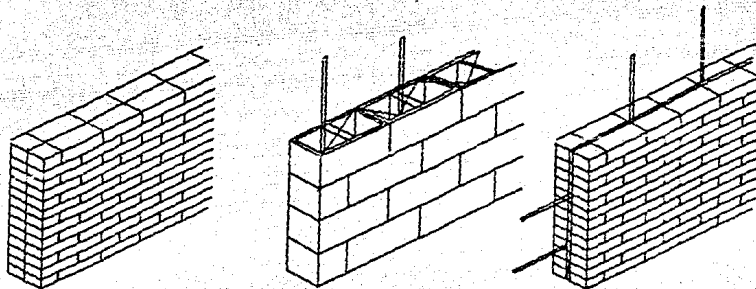


FIG. 2-26 DIFERENTES TIPOS DE MUROS DE MAMPOSTERIA

MUROS INTEGRALES DE MAMPOSTERIA. Han sido utilizados por mucho tiempo, son en si muy anchos y por supuesto no reforzados. Sirven como muros de carga y cortante, y por su naturaleza dependen completamente de la estabilidad resultante de los esfuerzos axiales causados por su propio peso y el peso de los pisos y losas.

En los últimos años, ha sido considerado antieconómico e

indeseable la construcción de muros muy anchos y pesados. Por esta razón, el uso de mampostería no reforzada ha sido limitada a edificios relativamente bajos. Sin embargo, en ciertas zonas no sujetas a fuerzas sísmicas, los muros de mampostería arriba de 15 y 20 pisos han sido construidos.

ELEMENTOS DE MAMPOSTERIA HUECA. Son generalmente utilizados para proveer celdas verticales, de tamaño suficiente de tal manera que las barras de refuerzo verticales puedan ser colocadas, el refuerzo horizontal se puede colocar ya sea en franjas de refuerzo con juntas de mortero o utilizando elementos huecos. Con el refuerzo apropiado, los elementos de mampostería huecos han sido utilizados en edificios altos.

La mayor ventaja al usar la mampostería para muros de carga y cortante es arquitectónica. Los muros de ladrillo, block y concreto pueden preferirse por las mismas razones. Un muro de mampostería no puede tener la misma resistencia que un muro de concreto o una placa de acero.

Su uso está limitado a edificios moderadamente altos y de claros cortos, tales como de apartamentos y otros tipos de edificios donde los claros del piso son pequeños y se debe utilizar un gran número de éstos.

4. SISTEMAS COMBINADOS.

Hasta ahora se ha tratado diferentes elementos resistentes a carga horizontal separadamente, sin embargo, esto es válido para propósitos de estudio. En la práctica, el diseño estructural no se basa necesariamente en la selección de un solo tipo de sistema, por el contrario, el diseño deberá ser creativo, acorde a la importancia del proyecto así como las restricciones o condiciones impuestas.

El diseño estructural debe responder a requisitos prácticos (construcción y costo), funcionalidad y consideraciones estéticas. Los sistemas resistentes a cargas laterales a menudo están formados por marcos, muro y contraventeos interactuando conjuntamente.

ESTRUCTURAS TUBULARES. Una estructura tubular puede definirse como un sistema espacial compuesto de tres, cuatro o de un número mayor de marcos, marcos contraventeados o muros de cortante, conectados cerca de sus bordes para formar un sistema vertical capaz de resistir fuerzas laterales en cualquier dirección (FIG. 2.37). Regularmente la estructura tubular es poco flexible y todo el conjunto participa en la resistencia al volteo.

Localización: El sistema tubular puede desarrollarse en la parte interna del edificio (en el espacio ocupado por

elevadores, escaleras, etc), en el perímetro exterior o inclusive en la fachada del mismo. En los dos últimos casos, este sistema generalmente se extiende desde la cimentación hasta lo más alto del edificio.

TIPOS DE CONFIGURACION:

MARCOS TUBULARES. Este sistema puede consistir de marcos resistentes a momento, de tal manera que las columnas estén poco espaciadas para reducir las deformaciones por flexión en vigas y columnas al mínimo. Cuando las columnas exteriores se encuentren poco espaciadas (1 a 3 m.), es posible desarrollar todo el perímetro de la estructura tubular, como un sistema resistente a carga lateral. Las columnas poco separadas y trabes peraltadas reducen los esfuerzos cortantes.

SISTEMA TUBULAR CONTRAVENTEADO. Es un sistema tridimensional tipo armadura, muy rígido; en el que se involucran sólo deformaciones por fuerza axial y no por flexión.

SISTEMA TUBULAR CON MUROS DE CORTANTE. Varios muros de cortante pueden ser unidos en sus bordes para formar una estructura tubular efectiva. Dichos muros deberán tener el menor número de huecos, lográndose así un sistema más rígido que los dos sistemas anteriormente citados.

Los requisitos de espacio generalmente rige el empleo de este sistema en el perímetro exterior. La mayoría de los edificios altos tienen núcleos de servicios, los cuales pueden ocupar 20% a 25% del área. Estos pueden ser convenientes para lograr uno o más muros de cortante tubular, sin embargo, por sus limitadas dimensiones horizontales, los núcleos de muros de cortante no han sido generalmente utilizados como el único sistema resistente a fuerzas laterales para edificios de 20 a 25 pisos.

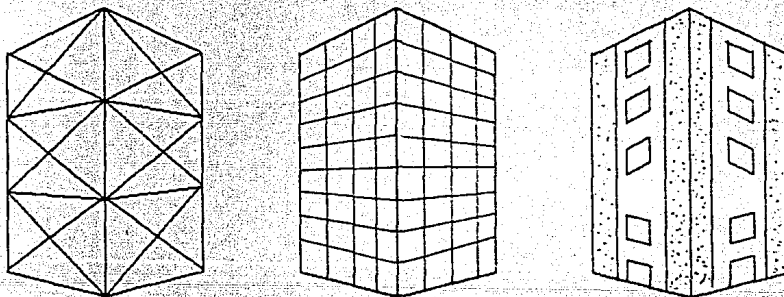


FIG. 2.37. SISTEMAS DE ESTRUCTURAS TUBULARES

El sistema tubular es el más rígido para resistir fuerzas laterales. Para muchos edificios altos dicho sistema debe ser colocado en el muro exterior para conseguir suficiente rigidez. Es posible a menudo en edificios para oficinas o departamentos desarrollar una estructura tubular,

ya sea colocando las columnas poco separadas o por contraventeo diagonal en la fachada exterior.

SISTEMAS TUBULARES MULTIPLES.

TUBO EN TUBO. Para edificios muy altos y esbeltos es necesario, tanto como sea posible, el desarrollo de rigidez y resistencia. Esto ha llevado al uso de muros de cortante internos interactuando con marcos exteriores resistentes a momento. La excelente resistencia al volteo de los marcos de fachada, se combina con la resistencia al corte de los muros de cortante internos para obtener sistemas estructurales altamente eficientes. (FIG. 2.38).

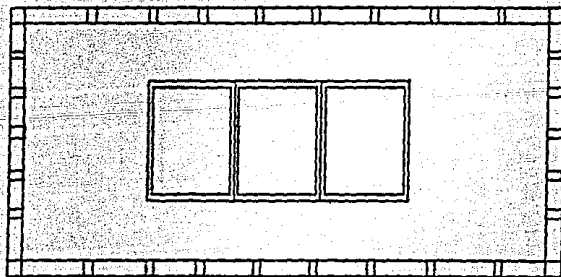


Fig 2.38. SISTEMA DE TUBO EN TUBO

SISTEMA TUBULAR LIGADO. Consiste de un número de elementos tubulares verticales en conjunto ligadas en lados comunes de los marcos, así la dimensión total del edificio

se incrementa y por tanto la rigidez lateral y estabilidad.
(FIG. 2.39).

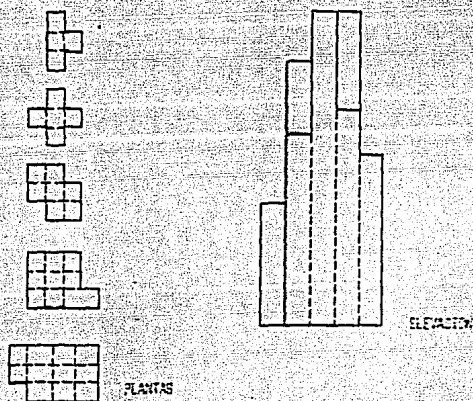


FIG. 2.39. AGRUPACIONES MULTIPLES EN ESTRUCTURAS DE TUBO

ESTRUCTURAS CON NUCLEOS INTERACTUANTES. A menudo es imposible, o se considera indeseable, tener columnas exteriores poco separadas, para evitar este problema se ha usado un sistema que conecta los elementos estructurales internos con las columnas exteriores en uno o mas puntos del edificio, en donde las vigas y contraventeos no interfieran, tales como en pisos de instalaciones mecánicas o azoteas.

El principio básico es utilizar el núcleo para absorber cortantes horizontales y transferir el cortante vertical a las columnas exteriores trabajando conjuntamente la totalidad de la estructura. La FIG. 2.40. muestra el principio en concreto y acero.

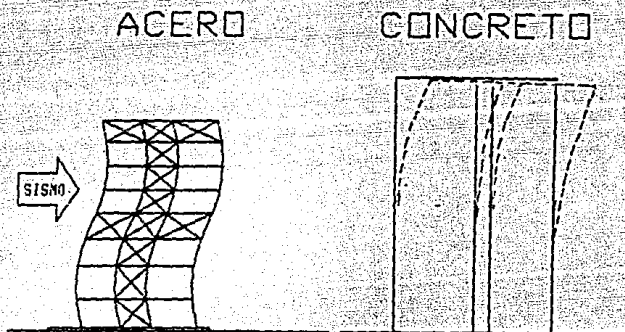


FIG. 2.40 INTERACCIÓN DE SISTEMAS

Además de incrementar la rigidez y resistencia lateral del edificio, la conexión rígida de elementos internos a las columnas exteriores también reduce el problema asociado con expansión y contracción por temperatura de las columnas exteriores e interiores.

5. NUEVOS CONCEPTOS ESTRUCTURALES.

Al aumentar la altura de los edificios, las solicitaciones extraordinarias (viento, sismo, etc.), tenderán más y más a dominar el sistema estructural y así, nuevos conceptos tanto arquitectónicos, estructurales, mecánicos se requerirán para los ocupantes de éstos. El movimiento del edificio tendrá que ser controlado con ciertos límites.

Los requisitos generales de rigidez y resistencia de hoy tendrán que ser modificados.

También en estas estructuras de altura extraordinaria, los espacios interiores tienen que ser fácilmente accesibles a elevadores, escaleras, etc. Si las dimensiones de la planta son limitadas y la altura incrementada sería evidente que, a menos que hubiera gran incremento en el amortiguamiento o ductilidad que pudiera conseguirse para disipar la energía inducida por viento o sismo, es poco probable que un edificio alto sea capaz de comportarse satisfactoriamente si la relación de altura a ancho excede aproximadamente 7 a 1.

Si un incremento sustancial en la disipación de energía, es evidente que una dimensión efectiva en planta tendría que ser incrementada si se quieren construir

edificios más altos.

Tres conceptos estructurales que pueden ser aceptables para cumplir con los requisitos de espacio y seguridad para sus ocupantes son:

- La megaestructura simple o estructura multiusos.
- La estructura celular.
- Las estructuras acopladas.

MEGAESTRUCTURAS. Con la creciente urbanización del mundo es probable que la mayoría de las actividades humanas serán incorporadas en los edificios altos en lo futuro.

En la actualidad muchas actividades requieren grandes áreas con el perímetro mínimo para vista y accesos, es posible incrementar las dimensiones totales del edificio donde estructuralmente se requiera ya sea en la base o cercano a ella, y en la parte superior disponer de una parte de estructura relativamente esbelta más apropiada para uso de oficinas y viviendas (FIG 2.41).

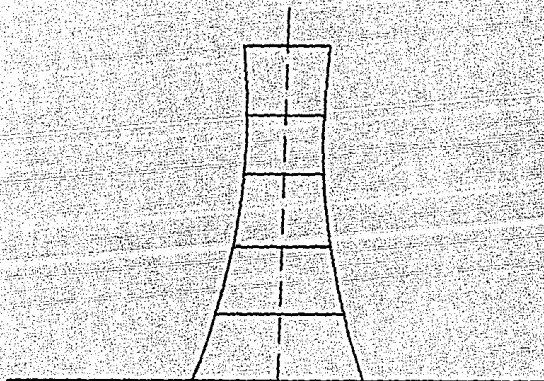


FIG. 2.41. MEGAESTRUCTURA

ESTRUCTURAS CELULARES. Es posible incrementar la dimensión total del edificio y el perímetro exterior sin incrementar el área de piso, proyectando la estructura con un hueco, es decir, un espacio en el centro. Existen muchas plantas posibles. (FIG. 2.42).

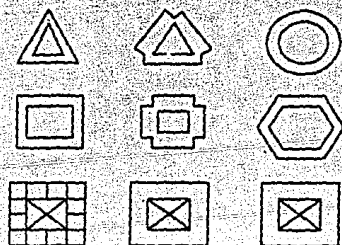


FIG. 2.42 ESTRUCTURAS CELULARES

El hueco del centro puede ser completamente abierto, o puede contener alguno o todos los servicios tales como escaleras, elevadores, instalaciones mecánicas y eléctricas, cuartos de baño, etc.

Todos los sistemas estructurales previamente tratados pueden ser apropiados. Un muro exterior e interior (tubo en tubo) puede ser utilizado con o sin acoplamiento entre los dos tubos.

La construcción tubular ligada se puede utilizar. El tubo interior puede ser acoplado al muro exterior tubular de manera semejante como un núcleo interior puede interactuar con un marco exterior.

ESTRUCTURAS ACOPLADAS. La resistencia efectiva a volteo se puede incrementar a través de dos o más cuerpos esbeltos de edificios ligados en uno o más niveles.

El concepto citado puede adaptarse como un opción para el futuro desarrollo de las ciudades, las cuales pueden tener muchos niveles diferentes para acceso de servicios, circulación vehicular, peatonal y áreas públicas para

parques y recreación (FIG. 2.43).

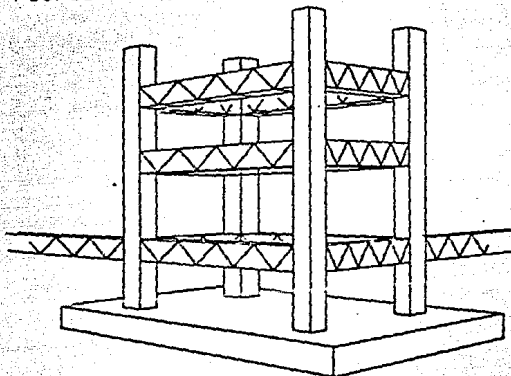


FIG.2.43 ESTRUCTURAS ACOPLADAS

La liga puede ser rígida, a través de estructuras tubulares. Los elementos a ligar pueden ser también edificios esbeltos suspendidos y arriostrados lateralmente por cables de acero pretensado (FIG. 2.44).

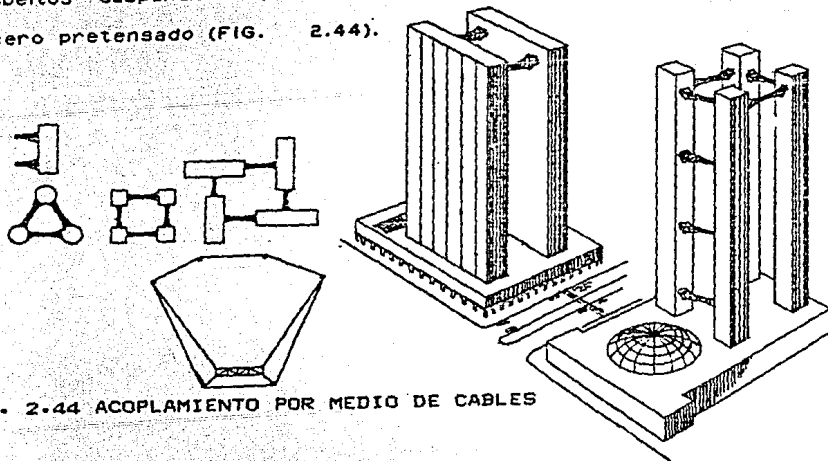


FIG. 2.44 ACOPLAMIENTO POR MEDIO DE CABLES

Tales edificios pueden ser de poco peso y a pesar de

ello, todavía son convenientes para tránsito de peatones y vehículos ligeros.

La acción de las fuerzas laterales es distribuida a todos los edificios ligados, proporcionalmente a su rigidez.

Las estructuras acopladas pueden también trabajar como disipadores de energía. La liga podría ser efectuada por cualquiera de los métodos comúnmente utilizados para la construcción de puentes. El método del cantilever, hoy utilizado, sería el más prometedor.

II.4 SISTEMAS DE DISIPACION DE ENERGIA.

Toda la energía que es inducida en las estructuras, ya sea por viento, sismo, explosiones, maquinaria, etc. Es finalmente disipada por sistemas de amortiguamiento.

Estos sistemas limitan y reducen progresivamente las deformaciones y aceleraciones provocadas por las vibraciones inducidas.

La disipación natural de energía de los materiales estructurales pueden ser ayudada e incrementada por medios artificiales. El empleo de los sistemas de disipación de energía trae como consecuencia nuevos diseños estructurales y los hace más económicos.

AMORTIGUAMIENTO NATURAL DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES.

76

Este es causado por la fricción interna de las partículas de los materiales utilizados. Las fuerzas disipadas son proporcionales a los niveles de esfuerzo y deformaciones.

Una gran cantidad de energía es también disipada por deslizamiento de las conexiones de los miembros, esto es más notorio en las conexiones atornilladas en comparación con las estructuras de acero soldadas. La considerable fricción de las partículas del concreto agrietado es bien conocida.

PLASTICIDAD DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES.

Debido a la plasticidad de los materiales y en especial del acero, la energía es absorbida inelásticamente

La absorción de energía por ductilidad no es solamente atribuible al acero, sino también a materiales combinados, como el concreto reforzado. El confinamiento del concreto por incremento de refuerzo, aumenta su ductilidad y capacidad para absorber energía. Basándose en lo anterior, se observa la bondad de las estructuras de acero y concreto cuyo comportamiento es favorable, especialmente en rangos elevados de momentos flexionantes en juntas y puntos de conexión.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ELEVADA ABSORCIÓN DE ENERGÍA.

SISTEMAS REDUNDANTES. La capacidad en conjunto de un sistema estructural para absorber energía está muy influenciada por su grado de redundancia o hiperestaticidad. Esto significa que muchos miembros redundantes participan en la resistencia a las cargas y el sobre-esfuerzo de algunas partes de la estructura, puede, después de la deformación, ser tomado por dichos miembros.

SISTEMAS COMBINADOS. El empleo de sistemas combinados como alternativa de marcos y muros de cortante, es importante para la absorción total de la energía, que de otra manera causaría el colapso de la estructura.

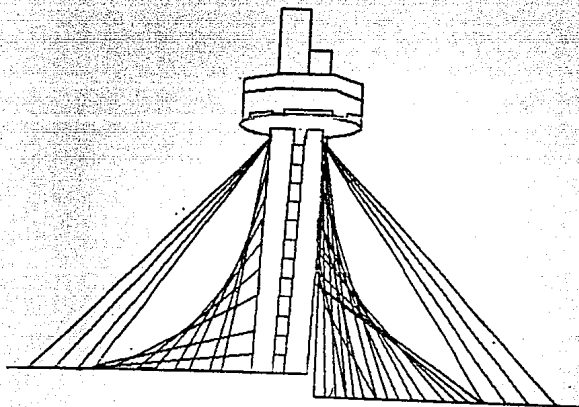
SISTEMAS ACOPLADOS. El incremento en la disipación de energía (y como consecuencia la reducción de deformaciones y aceleraciones) se puede lograr a través de sistemas acoplados principalmente en edificios altos. Además de reducir los niveles de esfuerzo de los edificios acoplados, provocados por fuerzas laterales y de cambiar la acepción de cantilever de un edificio alto a un cantilever guiado, el acoplamiento de edificios restringe, orienta y filtra las vibraciones. Asimismo, es posible colocar mecanismos especiales entre sus ligaduras para que la disipación de energía puede ser más efectiva.

INCREMENTO DE AMORTIGUAMIENTO POR MEDIOS ARTIFICIALES.

PROVISION DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EN JUNTAS. El amortiguamiento viscoso artificial puede ser efectivo en la reducción de la amplitud de las vibraciones en edificios y sus elementos, maquinaria y placas. Esta se logra por la absorción de energía a través de placas viscosas en contacto en juntas.

USO DE MECANISMOS ABSORBENTES DE VIBRACION DINAMICA. Mecanismos de amortiguamiento son utilizados en maquinaria, sin embargo, el empleo de estos a mayor escala ha sido, hasta ahora, para pocos edificios altos.

USO DE JUNTAS DE FRICCIÓN (COULOMB). La fricción natural de Coulomb entre las placas de acero pueden ser efectivamente utilizada en juntas de fricción. Dependiendo de la dirección del movimiento grandes cantidades de energía pueden ser disipadas en forma de calor y reducir las deformaciones y aceleraciones provocadas por viento y sismo. Dichas juntas se pueden colocar en los contraventeos de edificios, en las conexiones de cables en torres atirantadas o externamente en cables de sujeción de edificios. (FIG. 2.45 Y 2.46).



2-45 ESTRUCTURA ATIRANTADA

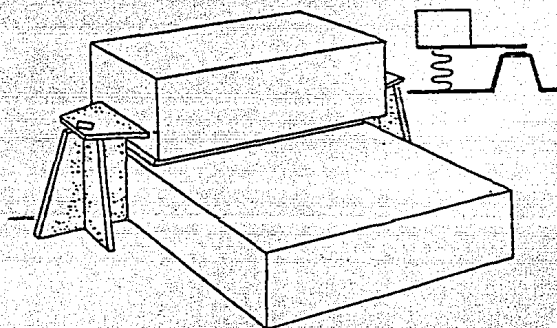


FIG. 2.46 REGULADOR DE FRICCIÓN DE COULOMB

DISERNO AVANZADO DE CIMENTACIONES.

El uso de mecanismos especiales, tales como amortiguadores y reguladores de vibración es bien conocido en apoyos de maquinaria. Condiciones similares se podrían lograr en el diseño de cimentaciones para edificios, y algunos intentos han sido efectuados para reducir la energía inducida por sismos en la estructura.

REDUCCION DE ENERGIA INDUCIDA A TRAVES DE CIMENTACIONES FLEXIBLES O DESLIZANTES. El concepto de piso-blando de absorción de impacto ha sido desarrollado por CASPE (1970) (FIG. 2.47). El mecanismo de aislamiento evita a la

cimentación la transferencia de los efectos totales de la vibración del suelo en la subestructura. Asimismo, es capaz de resistir la cargas de viento.

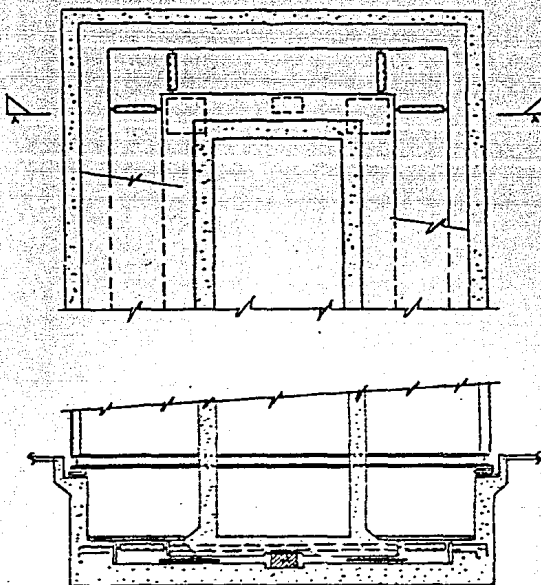


FIG. 2.47 SISTEMA DE DISIPACION DE ENERGIA EN LA CIMENTACION

PROVISIONES AERODINAMICAS. Es obvio, pero no considerado frecuentemente, que la energía inducida en las estructuras puede ser disipada por amortiguamiento aerodinámico. Es también de importancia que algunas formas aerodinámicas esencialmente reducen la energía inducida en los edificios por el viento.

En las regiones sísmicas es de suma importancia que la forma estructural sea resistente, se ha visto que la respuesta ante sismos depende de las características de masa y rigidez de los sistemas estructurales. La forma de las construcciones, el tipo y arreglo de los elementos estructurales y la distribución de masas tienen una influencia decisiva en el buen diseño antisísmico, así mismo son importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de energía.

La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de un sismo; por supuesto no existe una forma universal ideal para un tipo particular de estructura, por ello, es importante remarcar que Ingenieros o Arquitectos pueden, en el momento de concebir la forma y características generales de un edificio, influir apreciablemente en la magnitud y distribución de varias de estas propiedades, en tanto que no entren en conflicto con las necesidades primarias de funcionamiento, ni con los requisitos esenciales de la estética.

Para una construcción que se localiza en zona de alto riesgo sísmico es necesario evitar diseños arquitectónicos que pongan en duda la estabilidad de la estructura ante

cargas laterales, es por ello que el proyectista estructural⁸³ debe concientizar al proyectista general y al propietario que el no considerar las recomendaciones básicas de estructuración puede provocar que la estructura sea poco económica, pero no necesariamente impedir la originalidad y funcionalidad del proyecto, teniendo en cuenta que con un análisis mas sofisticado, refinado, y detalles cuidadosamente especificados, se pueden superar las dificultades que el proyecto presente.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987, en el artículo 176 dice:

"El proyecto arquitectónico de una construcción deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que pueden afectar a la estructura de acuerdo con éstas disposiciones. Con particular atención a los efectos sísmicos".

Asimismo, en sus Normas Técnicas Complementarias, de Diseño Sísmico indica que: Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

- Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas así como a muros y otros elementos resistentes.
- La relación de su altura a la dimensión menor de

su base no pasa de 2.5.

84

- La relación de largo a ancho de la base no excede 2.5
- En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considere de la entrante o saliente.
- En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuyas dimensiones excedan de 20% de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 % del área de la planta.
- El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que la del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que el 70% de dicho peso.
- Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inferior ni menor que el 70% de éste. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.
- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales.

Las condiciones anteriores, serán cumplidas con mayor

facilidad, si en la etapa de estructuración se consideran conceptos que, según la experiencia adquirida del estudio de los efectos de los sismos intensos, son recomendables para observar un comportamiento satisfactorio del edificio en cuestión, no olvidando que ésta no debe ser determinada sin disponer de la información adecuada, como las consecuencias de daños sísmicos, los factores económicos requeridos para resistir ese daño y el grado de riesgo de los diferentes tipos de estructuras en el sitio de estudio, dichos conceptos recomendables son:

A) Si se coloca un determinado peso sobre el piso de un edificio, nada puede evitar que la estructura soporte exactamente ese peso y lo transmita a la cimentación, pero debido a que los sismos producen fuerzas dinámicas de inercia que son proporcionales a la masa y por lo tanto al peso, debe procurarse que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible. Es importante además observar que en voladizos o en vigas que tengan claros sumamente largos y peso excesivo, también pueden producir fuerzas de inercia verticales y de magnitud apreciable que se sumarían a las de gravedad y que conviene reducir al mínimo.

B) Existen diversas razones para buscar la sencillez y simetría en la estructuración. Los sismos han demostrado que las estructuras más simples tienen mayor oportunidad de sobrevivir, esencialmente por que el comportamiento

sísmico de conjunto de una estructura es más fácil de ⁸⁶
entender mientras más sencilla sea ésta, por otra parte, los
detalles estructurales sencillos son convenientemente
mejores para su entendimiento.

La falta de regularidad de la estructura, debido a la
falta de simetría, ya sea en masas, rigidez o resistencia,
provoca problemas torsionales difíciles de evaluar, que
pueden ser nocivos debido a que las deformaciones inelásticas
se concentran en las zonas más débiles produciendo daños
apreciables. Debe tenerse en cuenta que son poco convenientes
las formas excesivamente alargadas debido a que se tiende a
perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como
diafragma y se aumentan las posibilidades de excentricidad en
la distribución de rigideces. Igualmente poco deseables son
las formas L y T, así como aquellas que tengan fuertes
entrantes, debido esencialmente a los problemas torsionales
que provocan. A este respecto, la solución generalmente
recomendada es dividir la construcción en unidades
aproximadamente cuadradas con una estructuración
independiente. Aunque esta solución resuelve los problemas
estructurales, suele generar otros de funcionamiento,
ya que la holgura que hay que dejar en las juntas es
apreciable y las precauciones que hay que tomar para
sellar las uniones son complejas y costosas. (FIG.2.48).

RECOMENDABLES NO CONVENIENTES

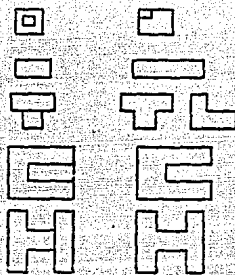


FIG. 2.46 COMPARACION DE PLANTAS EN EDIFICIOS

C) Es recomendable que las plantas no sean muy alargadas, mientras mayor sea la dimensión, mayor es la probabilidad de que actúen sobre el edificio movimientos que difieran de un extremo a otro, lo cual es opuesto a la suposición usual del análisis sísmico y se pueden producir efectos perjudiciales en el edificio.

Con respecto a la altura también se sugiere no tener construcciones demasiado esbeltas ya que los momentos de volteo crecen provocando que los esfuerzos de compresión en las columnas externas puedan ser difíciles de manejar, D.J. Dowrick en su libro "Diseño de estructuras resistentes a sismos", recomienda que la esbeltez se limite en la mayoría de los edificios con una relación de altura/ancho de 3 ó 4.

D) La sencillez y simetría en elevación son deseables ⁸⁸ por los mismos motivos que los son en planta. Es conveniente señalar la importancia de que la simetría sea considerada en ambas direcciones, además es sugerible que no existan cambios bruscos en las dimensiones del edificio, ni en las distribuciones de masas, rigideces y resistencias. El principal objetivo es evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles en relación a los demás, eso puede dar lugar a que en un solo piso se forma un mecanismo de desplazamientos laterales con articulaciones plásticas en los extremos de las columnas de ese nivel, en estas secciones es probable que se generen demandas de giros inelásticos mayores de las que son capaces de soportar, por lo que se produciría el colapso del piso entero.

También debe buscarse una forma regular de la construcción en elevación. Las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de cierto número de pisos provoca ampliaciones locales del movimiento que no están cubiertas por los procedimientos de diseño usuales recomendados por los reglamentos. Estos cambios bruscos en elevación hacen también que ciertas partes del edificio se comporten como apéndices, con el riesgo de que se produzca el fenómeno de amplificación dinámica de fuerzas, comúnmente llamado chicoteo, que en sismos de magnitud considerable pueden ser muy dañinos. En el caso de no poder evitar ciertas irregularidades, deben seguirse procedimientos de análisis

La concentración de masas importantes a gran altura es obviamente poco adecuada, ya que se incrementa notablemente las fuerzas de inercia, los momentos de volteo y los desplazamientos laterales que producen el efecto P - Δ nocivo para la estabilidad de la estructura. (FIG. 2.49 y 2.50).

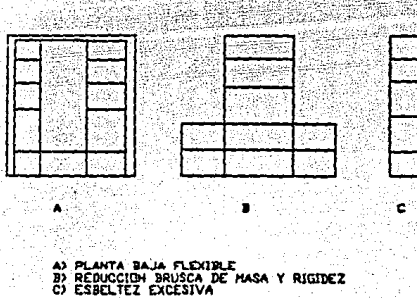


FIG. 2.49 CONFIGURACIONES POCO CONVENIENTES EN ELEVACION PARA EDIFICIOS

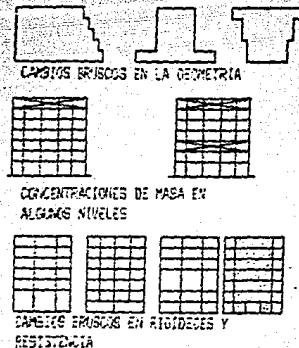


FIG. 2.50 IRREGULARIDADES EN ELEVACION

E) Los elementos que soportan las cargas verticales (columnas y/o muros) deben estar distribuidos uniformemente y ser continuos desde la cimentación hasta el último nivel; que en lo posible, los claros tengan dimensiones similares; las vigas y columnas estén en el mismo plano y sus ejes se intersecten, con el propósito de lograr que haya una adecuada transmisión de elementos mecánicos; para este fin también es

deseable que las columnas y vigas contiguas sean de 90
dimensiones similares, lo que además facilita el detallado de
las uniones.

Es adicionalmente recomendable, que ningún elemento
estructural importante cambie bruscamente de dimensiones ni
de refuerzos.

Aun en los casos en el que el proyecto arquitectónico
imponga ciertas irregularidades, se pueden tomar medidas que
mejoren el comportamiento sísmico. Así, el empleo de claros
desiguales en un mismo marco ocasiona fuerzas cortantes y
momentos flexionantes elevados en las vigas de los claros más
cortos, como en la siguiente estructuración. (FIG. 2.51).

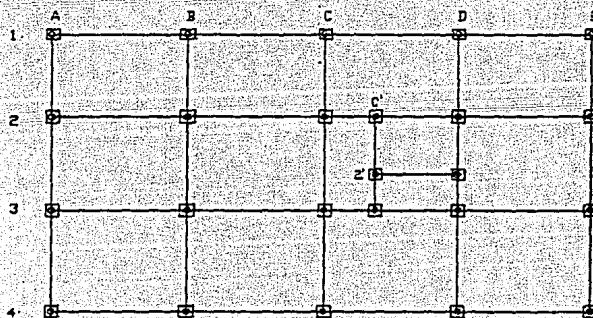


FIG. 2.51. ESTRUCTURACION CON CLAROS DESIGUALES.

Estos elementos mecánicos pueden alcanzar valores excesivos en edificios altos e incluso provocar variaciones inconvenientes en la carga axial de las columnas adyacentes, variaciones que a su vez repercuten hasta en el diseño de la cimentación.

A pesar de lo expuesto, por diversas razones pueden justificarse columnas en puntos que ocasionen marcadas desigualdades en los claros de uno o más marcos de un edificio alto. Conviene entonces disminuir la rigidez de las vigas que los ligan, principalmente reduciendo su peralte, como se muestra en la figura 2.52.

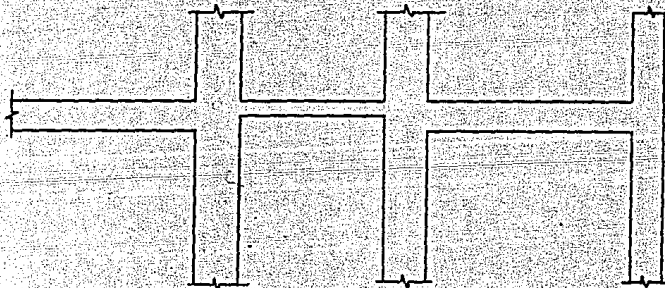


FIG. 2.52
REDUCCION DE PERALTE EN CLARO CORTO.

F) La uniformidad de resistencia y rigidez de las diferentes partes de la estructura es un punto esencial.

Hay que recordar que las fuerzas laterales para las que se ⁹² analiza la estructura están reducidas por considerar la habilidad de ésta para disipar energía en el intervalo inelástico. La capacidad de disipación de energía de la estructura depende del número de secciones y elementos que pueden llegar simultáneamente a la fluencia; mientras mayor sea ésta habrá más disipación de energía y menos demanda de deformación inelástica en las secciones individuales. Es por esto, que se debe considerar aspectos tales como:

1. Proporcionar máxima hiperestaticidad. Mientras mayor sea el número de secciones que tengan que llegar a la fluencia antes que la estructura pueda fallar; mayor será la disipación inelástica de energía.
2. Evitar zonas o elementos sobrediseñados. El sobrediseño, o sea el proporcionar a algunas partes de la estructura resistencia superior a la mínima exigida por el Reglamento, de manera que, el factor de seguridad contra la falla de algunos elementos es superior al de otros, no es conservador en el diseño sismoresistente, ya que las secciones sobrediseñadas no participarán de la deformación inelástica y dejarán a un número reducido de secciones la función de disipar energía.
3. Como consecuencia del razonamiento anterior, debe evitarse que un entrepiso tenga una resistencia y rigidez francamente inferiores al resto, aunque éstas sean suficientes para absorber las fuerzas de

diseño. El entrepiso en cuestión deberá, en un sismo,⁹³ disipar por sí solo la energía inducida por éste y estará sujeto a una demanda de ductilidad que posiblemente no sea capaz de cumplir. Es difícil de respetar esta recomendación en diversas construcciones en que las actividades que se van a desarrollar en un piso, generalmente la planta baja, son diferentes de las de otros y requieren de grandes espacios libres que impiden prolongar en dicho entrepiso los elementos que proporcionan gran rigidez en el resto. Frente a éstas situaciones debe optarse por ubicar los elementos resistentes en otras posiciones o por diseñar para factores de comportamiento sísmico menores que los normalmente aceptados para la estructuración en cuestión. Esta es la razón por la que el RCDF hace depender el factor de comportamiento, de lo que llama el factor de seguridad del entrepiso, o sea de la relación entre la fuerza cortante que es capaz de resistir el entrepiso y la fuerza cortante que se introduce, según el procedimiento del diseño adoptado, en el entrepiso en cuestión para el sismo de diseño; si ésta relación es significativamente distinta de uno a otro entrepiso, se reduce el valor de Q que pueda emplearse.

4. También como consecuencia de lo anterior, deben evitarse las zonas débiles. El efecto sísmico localizará las zonas más débiles de la estructura

para disipar su energía, con lo cual pueden provocar ⁹⁴ fallas locales difíciles de reparar. Los huecos para ductos, cambios bruscos de sección, juntas de colado, las conexiones entre elementos; son lugares que deben detallarse con particular cuidado para evitar dichas fallas.

5. Debe asegurarse que los sistemas de piso y techo sean suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se originan en su plano a fin de poder distribuir estas entre los elementos verticales de diferente rigidez. Una losa de concreto constituye en general un elemento adecuado para tomar esas fuerzas horizontales excepto cuando se trate de plantas excesivamente alargadas o con alguna reducción brusca del área.

Los techos de elementos de acero o de madera y de cubierta de lámina delgada necesitan arriostramiento en su plano para tener suficiente rigidez. Cuando no se cumplan las condiciones para que el piso funcione como un diafragma rígido, deben considerarse en el análisis de la distribución en planta de las fuerzas sísmicas, las deformaciones de la losa. En el caso extremo de que el sistema de piso no tenga rigidez en su plano, las fuerzas sísmicas se distribuirán entre los elementos resistentes, proporcionalmente a la masa que sobre cada uno de ellos gravita independientemente de su rigidez.

6. La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la

estructura los movimientos del suelo de manera que ⁹⁵
ésta actúe como unidad monolítica y que no haya
deformaciones relativas importantes entre suelo y
estructura. Así, la cimentación deberá ser rígida en
su plano para que todos los apoyos de la estructura
se muevan de manera uniforme y no haya
desplazamientos relativos entre ellos. Deberá
permitir que la fuerza cortante que actúa en la base
de la estructura se transmita al suelo, por medio de
una suficiente profundidad de desplante o mediante
pilotes. Deberá proporcionar empotramiento a los
elementos verticales cuando así se haya considerado
en el análisis. Este aspecto es particularmente
crítico para los muros de rigidez en cuya base se
presentan grandes momentos de empotramiento que
deben ser transmitidos al suelo por una cimentación
muy rígida o por unos elementos que limiten los
esfuerzos en el suelo a valores admisibles.

II.6 MATERIALES ESTRUCTURALES

La selección del sistema estructural es probablemente el aspecto más importante del proceso de diseño. La bondad del resultado final del diseño depende en gran medida del acierto que se haya tenido en adoptar la estructuración que sea más adecuada para soportar las acciones a las que va a estar sujeta la estructura y la que mejor se adapte a las funciones que debe cumplir la edificación y a los procedimientos de construcción convenientes para la situación particular de la obra.

En la etapa de estructuración se seleccionan los materiales que van a constituir la estructura, el sistema estructural principal, el arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales más importantes. El objetivo debe ser el adoptar la solución óptima entre un conjunto de posibles acciones de construcción.

Rara vez es factible realizar un proceso formal de optimización que permita determinar analíticamente las características del sistema estructural que da lugar a un costo mínimo, a la vez que cumpla con las restricciones externas. Solamente algunas estructuras muy sencillas en las que el número de restricciones externas es reducido, pueden ser representadas por un modelo analítico factible de ser sometido a un proceso de optimización. Por ejemplo, en un edificio de varios pisos de concreto reforzado en una zona

sísmica, la separación de columnas que da lugar al costo mínimo de la estructura es del orden de 5m., aunque las variaciones en el costo son muy pequeñas en un intervalo apreciable alrededor de este valor.

Hay que considerar, por otra parte, que separaciones mayores tienen la ventaja de permitir mejor aprovechamiento del espacio interior y mayor flexibilidad en el uso de éste, y que tienen la desventaja de requerir mayor peralte del sistema de piso, lo que implica mayor altura total del edificio y mayor longitud de ductos e instalaciones verticales, así como de recubrimiento de fachada. Al no considerar estos aspectos en la optimización, el resultado de ésta pierde total validez, debido a que el costo de la estructura representa en este caso una fracción minoritaria del costo total ya que las variaciones en su costo al modificar los claros no es muy marcada, la configuración de los elementos resistentes debe ajustarse al mejor funcionamiento arquitectónico y la minimización del costo de la parte no estructural, dentro de un intervalo que no altere sustancialmente el comportamiento de la estructura y el costo de ésta.

En la determinación de la forma de una estructura, la elección del material es a menudo un factor importante. Algunas veces la elección del material estructural será dictada por la disponibilidad, o por consideraciones políticas o económicas. Sin importar que sea o no posible una

elección definitiva, existen los siguientes criterios de diseño.

En términos de resistencia puramente sísmica los mejores materiales tienen las siguientes propiedades:

- Alta Ductilidad.
- Alta Relación Resistencia/Peso.
- Homogeneidad.
- Ortotropía.
- Facilidad para hacer conexiones de resistencia plena.

Generalmente, mientras más grande sea la estructura son más importantes estos factores, la siguiente tabla ilustra la aplicabilidad de los mejores materiales estructurales.

	TIPO DE EDIFICIO		
	DE GRAN ALTURA	ALTURA MEDIA	ALTURA BAJA
MEJOR	(1) ACERO (2) CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU	(1) ACERO (2) CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU (3) CONCRETO PRECOLADO DE BUENA CALIDAD*	(1) HADERA (2) CONCRETO REFORZADO COLADO IN SITU (3) ACERO
MATERIALES ESTRUCTURALES EN ORDEN APROXIMADO DE CONVENIENCIA		(4) CONCRETO PREFORZADO (5) MAPOSTERÍA REFORZADA DE BUENA CALIDAD*	(4) CONCENTRADO PREFORZADO (5) MAPOSTERÍA REFORZADA DE BUENA CALIDAD*
PEOR			(6) CONCRETO PRECOLADO (7) MAPOSTERÍA REFORZADA, PRIMITIVA

*. ESTOS DOS MATERIALES CALIFICAN SOLAMENTE PARA SU INCLUSION EN EL CASO DE ALTURA MEDIA, DESDE LUEGO MUCHOS INGENIEROS ESTRUCTURISTAS NO USARIAN NINGUNO DE ESOS MATERIALES. EN JAPON LA MAPOSTERÍA NO ESTA PERMITIDA PARA EDIFICIOS DE MAS DE TRES PISOS.

El termino "Buena Mampostería Reforzada" se refiere al bloque de concreto hueco detallado apropiadamente.

La mayoría de los sistemas de concreto completamente precolado no son apropiados para resistencia sísmica, debido a la dificultad de lograr una estructura dúctil continua y monolítica.

El orden de importancia mostrado en la tabla está sin duda lejos de ser fijo, ya que depende de muchas variables, tales como el tipo de estructura, la calidad de los materiales de que se dispone en la localidad, y la habilidad de la mano de obra. Si todos esos factores fueran iguales habría poca diferencia entre preferir acero o concreto en sitio, para edificios de altura media, ya que ambos bien diseñados y detallados, son válidos. Para edificios altos, el acero es preferible generalmente, aunque cada caso debe ser considerado aparte. La madera se comporta bien en edificios de pocos pisos, debido principalmente a su alta relación resistencia/peso, pero debe ser detallada con gran cuidado. Existen diversas fuentes donde se pueden encontrar estudios adicionales sobre el uso de los diferentes

materiales. En países en vías de desarrollo se tienen problemas especiales al seleccionar material para edificios, desde el punto de vista del costo, disponibilidad y tecnología.

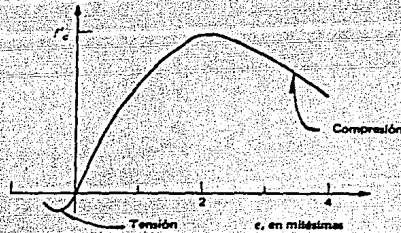
Las características que hacen que un material sea adecuado para cumplir funciones estructurales, como se mencionó anteriormente, se relacionan con sus propiedades mecánicas y con su costo, principalmente. Las estructuras civiles implican grandes volúmenes y no permiten el uso de materiales con características tales como resistencia extraordinariamente alta y de comportamiento estructural excelente, pero de costo muy elevado. Comúnmente, el material debe cumplir dentro de la construcción funciones adicionales a las puramente estructurales. La estructura no suele ser un mero esqueleto resistente recubierto y protegido por otros componentes que tienen la función de formar una envoltura externa y de subdividir los espacios. Frecuentemente la estructura misma debe cumplir parcialmente estas funciones, por lo que el material que la compone debe tener, además de características estructurales adecuadas, propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie y aislamiento térmico y acústico, por ejemplo: La estructura integrada al resto de los componentes debe proporcionar cualidades estéticas a la construcción.

Obviamente, no existe un material estructural óptimo; la opción conveniente en cada caso, depende tanto de la función

estructural como de las propiedades no estructurales que son deseables para una situación específica.

Las propiedades estructurales de un material se definen en forma rigurosa por medio de sus leyes constitutivas, o sea del conjunto de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presenta en el material ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla. De una manera más sencilla, las principales propiedades de un material pueden representarse mediante curvas esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos estándar ante condiciones uniaxiales de esfuerzos (de compresión o de tensión). Se ignoran en estos ensayos, efectos como los de velocidad y permanencia de la carga, los de repeticiones y alteraciones de esfuerzos y los estados multiaxiales de esfuerzos. A pesar de estas limitaciones, las curvas esfuerzo-deformación en tensión y en compresión proporcionan información relevante acerca del comportamiento de un material. A continuación se describen las características de la curva esfuerzo-deformación de los tres materiales más utilizados, como lo son el concreto simple, el acero estructural y la mampostería.

CONCRETO SIMPLE: La forma de la curva esfuerzo-deformación uniaxial del concreto simple es bien conocida y se ilustra esquemáticamente en la Fig.2.53. Se observa que el comportamiento es frágil tanto en compresión como en tensión y que, en el segundo caso la resistencia es bastante menor que en el primero. En compresión, el microagrietamiento causa desviaciones de la linealidad para esfuerzos mayores que $0.4f'_c$, y las deformaciones de falla son del orden de 0.003.

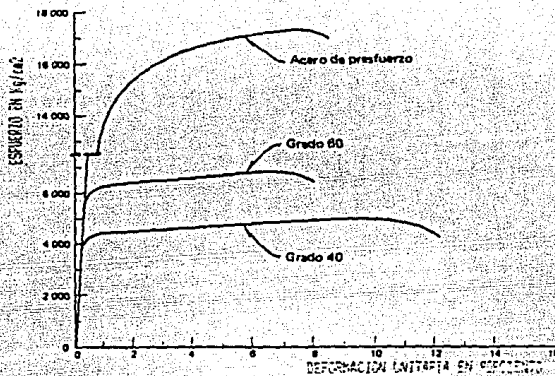


2.53 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION DEL CONCRETO

Existen diversos efectos que hacen variar la curva en cuestión. Entre ellos cabe citar que la velocidad de carga aumenta la rigidez y la resistencia, pero disminuye las deformaciones de falla y vuelve más frágil el comportamiento; las repeticiones de esfuerzos altos en compresión deterioran rápidamente la rigidez y resistencia del concreto no confinado; y especialmente, que mediante confinamiento transversal con zuncho o con estribos, se puede lograr un aumento muy notable de la ductilidad del concreto. El confinamiento es más eficaz si se proporciona

mediante zuncho en vez de estribos, produciéndose así incluso aumentos en la resistencia. Otro efecto favorable del confinamiento es que reduce apreciablemente el deterioro ante repeticiones de carga.

ACERO ESTRUCTURAL: La curva esfuerzo-deformación del acero estructural depende de su composición química y del tratamiento a que haya sido sometido, en la siguiente figura, se muestran curvas típicas. El módulo de elasticidad es constante (el Reglamento lo fija en $2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$). El esfuerzo de fluencia f_y (real o aparente) aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por un estirado o por torcido efectuados en frío. La meseta de fluencia, en que los esfuerzos son constantes para deformaciones crecientes, se pierde a medida que aumenta la resistencia y si se trabaja en frío. La relación f_u/f_y , donde f_u es el esfuerzo resistente último, y la deformación última, ϵ_u , disminuyen al aumentar f_y , (FIG.2.54).



2.54 CURVAS TÍPICAS ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES TIPOS DE ACERO

Además, los factores de ductilidad (deformación última/deformación de fluencia), son siempre grandes, y exceden de 10 aún para los aceros menos dúctiles. El efecto de la velocidad de carga en la resistencia y en la ductilidad es poco importante, y la curva es prácticamente la misma en tensión que en compresión, si se impide el pandeo del espécimen.

Bajo la aplicación de cargas alternadas que excedan a la fluencia, se reduce la zona en que los esfuerzos son proporcionales a la deformación y la curva se vuelve más redondeada (efecto de Bauschinger); sin embargo, los ciclos son muy estables, con amplios lazos de resistencia y no muestran deterioro, por lo que comúnmente el comportamiento se idealiza como elastoplástico sin deterioro.

MAMPOSTERIA: Las características carga-deformación ante cargas crecientes de los tipos de mampostería que se construyen en México han sido estudiadas mediante el ensayo de pilas sujetas a compresión. Las curvas son aproximadamente lineales hasta la falla y ésta es frágil, especialmente si se usan materiales de alta resistencia.

Los valores de propiedades como el módulo de elasticidad y la resistencia máxima dependen mucho de los tipos de piezas y mortero que se empleen. El módulo y la resistencia a cortante se han determinado mediante ensayos de muretes sujetos a compresión diagonal. Existe nuevamente mucha dependencia de las características y piezas de mortero, y cabe notar que el módulo de cortante G no está dado por $E/2(1+\nu)$ como para materiales elásticos, sino que varía entre 0.1 y 0.4 de E , y que la resistencia a tensión diagonal varía sensiblemente con la dirección de los esfuerzos respecto a las hiladas.

El comportamiento ante cargas laterales alternadas se ha estudiado en ensayos de muros, encontrándose que ocurren deterioros drásticos de rigidez y de resistencia, a menos que existan estructuraciones y esfuerzos que impidan las fallas de tipo frágil; aún en este último caso son inevitables deterioros apreciables.

La gama de materiales que pueden llegar a emplearse con fines estructurales es muy amplia. Aquí sólo se

destacarán algunas peculiaridades del comportamiento estructural de los materiales más comúnmente usados, tomando como base los aspectos señalados anteriormente.

Los materiales pétreos de procedencia natural o artificial fueron, junto con la madera, los primeros utilizados por el hombre en sus construcciones. Se caracterizan por tener resistencia y módulo de elasticidad en compresión relativamente altos y por una baja resistencia en tensión (la falla es de carácter frágil, tanto en compresión como en tensión). El material formado por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas o sobrepuestas se denomina mampostería. Las zonas de contacto entre las piezas o piedras individuales constituyen planos de debilidad para la transmisión de esfuerzos de tensión y de cortante. La unión entre las piedras individuales se realiza en general por medio de juntas de morteros de diferentes composiciones. La mampostería de piedras artificiales está constituida por piezas de tamaño pequeño con relación a las dimensiones del elemento constructivo que con ellas se integra. Las piedras pueden tener un gran variedad de formas y materiales constitutivos; entre las más comunes están el ladrillo macizo o hueco de barro fabricado de manera artesanal o industrializado, el bloque hueco de concreto y el ladrillo macizo del mismo material, así como el ladrillo sílico-calcareo. En la construcción rural se emplean también el adobe (ladrillo de barro sin cocer) y el suelo-

cemento (barro estabilizado con cemento, cal o materiales asfálticos). El concreto simple suele clasificarse dentro de la categoría de las mamposterías, debido a que sus características estructurales, el tipo de fabricación y empleo son semejantes. Aunque no presenta los planos débiles debido a las uniones, su resistencia en tensión es muy baja y suele despreciarse en el diseño.

Las propiedades estructurales de la mampostería están sujetas en general a dispersiones elevadas debido al poco control que puede ejercer sobre las características de los materiales constitutivos y sobre el proceso de construcción que es en general esencialmente artesanal. Valores típicos del coeficiente de variación de la resistencia en compresión de elementos de mampostería se encuentran entre 30 y 40 %, aunque en los elementos de piezas fabricadas industrialmente y construidos con mano de obra cuidadosa puede lograrse valores sustancialmente menores. Por la elevada variabilidad de las propiedades, los factores de seguridad fijados por las normas para el diseño de estructuras de mampostería son mayores que los que corresponde a los otros materiales estructurales.

El aprovechamiento mejor de la mampostería para fines estructurales se tiene en elementos masivos que estén sometidos esencialmente a esfuerzos de compresión, como los muros y los arcos. Se emplea también cuando se quiere aprovechar el peso propio del elemento estructural para

equilibrar esfuerzos de tensión inducidos por las cargas externas; tal es el caso de los muros de contención y los muros de anclaje. La mampostería tiende a entrar en desuso en los países industrializados debido a que requiere el uso intensivo de mano de obra, lo que la hace poco competitiva con otros materiales. Sin embargo, sigue teniendo amplio campo de aplicación en muchos países, cada vez más en relación con las piezas de tipo industrializado y de mejores propiedades estructurales.

El refuerzo de los materiales pétreos, permite eliminar la principal limitación estructural de la mampostería, o sea su baja resistencia a esfuerzos de tensión. En general, el refuerzo consiste en barras de acero integradas a la mampostería en las zonas y en la dirección en las que pueden aparecer tensiones.

El concreto reforzado es el más popular y desarrollado de estos materiales, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales componentes. Manejando de manera adecuada la posición y cuantía del refuerzo, se puede lograr un comportamiento notablemente dúctil en elementos sujetos a flexión. Por el contrario, el comportamiento es muy poco dúctil cuando la falla está regida

por otros estados límite como cortante, torsión, adherencia y carga axial de compresión. En este último caso puede eliminarse el carácter totalmente frágil de la falla si se emplea refuerzo transversal en forma de zuncho. El concreto está sujeto a deformaciones importantes por contracción y flujo plástico que hacen que sus propiedades de rigidez varíen con el tiempo. Estos fenómenos deben ser considerados en el diseño, modificando adecuadamente los resultados de los análisis elásticos y deben tomarse precauciones en la estructuración y el dimensionamiento para evitar que se presenten flechas excesivas o agrietamientos por cambios volumétricos.

Por su moldeabilidad, el concreto se presta a tomar las formas más adecuadas para el funcionamiento estructural requerido y debido a la libertad con que se puede colocar el refuerzo en diferentes cantidades y posiciones, es posible lograr que cada porción de la estructura tenga la resistencia necesaria para las fuerzas internas que se presentan. El monolitismo es una característica casi obligada del concreto colado en sitio; al prolongar y anclar el refuerzo en las juntas pueden transmitirse los esfuerzos de uno a otro elemento y se logra continuidad en la estructura.

Las dimensiones generalmente robustas de las secciones y el peso volumétrico relativamente alto del concreto hacen que el peso propio sea una acción preponderante en el diseño de

las estructuras de este material y en el de las cimentaciones que las soportan. Los concretos elaborados con agregados ligeros se emplean con frecuencia en muchos países para reducir la magnitud del peso propio. Se incrementan, sin embargo, en estos casos las deformaciones por contracción y flujo plástico y se reduce el módulo de elasticidad para una resistencia dada.

Mediante una dosificación adecuada de los ingredientes, puede proporcionarse la resistencia a compresión más conveniente para la función estructural que debe cumplirse. Aunque para las estructuras comunes resulta más económico emplear resistencias cercanas a 250 kg/cm^2 , éstas pueden variarse con relativa facilidad entre 150 y 500 kg/cm^2 y pueden alcanzarse valores aún mayores con cuidados muy especiales en la calidad de los ingredientes y en el proceso de fabricación.

La variabilidad de las propiedades mecánicas es reducida si se observan precauciones rigurosas en la fabricación, en cuyo caso son típicos coeficientes de variación de la resistencia en compresión poco superiores a 10 por ciento. Se tienen dispersiones radicalmente mayores cuando los ingredientes se dosifican por volumen y sin tomar en cuenta la influencia de la humedad y absorción de los agregados en las cantidades de agua necesarias en la mezcla. Coeficientes de variación entre 20 y 30 % son frecuentes en estos casos para la resistencia en compresión.

Una modalidad más refinada del concreto reforzado permite eliminar o al menos reducir, el inconveniente del agrietamiento del concreto que es consecuencia natural de los esfuerzos elevados de tensión a los que se hace trabajar el acero de refuerzo. Este problema se vuelve más importante a medida que los elementos estructurales son de proporciones mayores y aumentan las fuerzas que se quieren desarrollar en el acero, como es el caso de vigas de grandes claros para techos y puentes. Esta modalidad es el concreto presforzado que consiste en inducir esfuerzos de compresión en las zonas de concreto que van a trabajar en tensión, y así lograr que bajo condiciones normales de operación, se eliminen o se reduzcan los esfuerzos de tensión en el concreto y por tanto, no se produzca agrietamiento. Las compresiones se inducen estirando el acero con que se refuerza la sección de concreto y haciéndolo reaccionar contra la masa de éste último. Para evitar que el presfuerzo inicial se pierda en su mayor parte debido a los cambios volumétricos del concreto se emplea refuerzo de muy alta resistencia (superior a 15,000 kg/cm²).

Otras modalidades de refuerzo del concreto han tenido hasta el momento aplicación limitada, como el refuerzo con fibras cortas de acero o de vidrio, dispersas en la masa de concreto para proporcionar resistencia a tensión, en cualquier dirección así como alta resistencia al impacto; o como el refuerzo con placas de acero pegadas en el

exterior del elemento con resinas epóxicas de alta adherencia.

También en la mampostería se ha usado refuerzo con barras de acero con la misma finalidad que para el concreto. La mampostería reforzada ha tenido un adelanto mucho menor que el concreto reforzado, porque su empleo casi obligado es en muros, donde bajo las cargas verticales, las sollicitaciones son casi siempre sólo de compresión. Es poco práctico construir vigas y losas de mampostería, en las que se requiere refuerzo de tensión.

En zonas sísmicas y en construcciones que pueden estar sujetas a hundimientos diferenciales de sus apoyos, debe preverse la aparición de tensiones por flexión o por tensión diagonal en los muros de mampostería y es necesario proporcionar algún tipo de refuerzo. El refuerzo puede ser en el interior de piezas huecas, como los bloques de concreto, o concentrado en pequeños elementos aislados, como en mamposterías de piedra natural o artificial de piezas macizas.

La madera tiene características muy convenientes para su uso como material estructural y como tal se ha empleado desde los inicios de la civilización. Al contrario de la mayoría de los materiales estructurales, tiene resistencia a tensión superior al de compresión, aunque esta última es también aceptablemente elevada. Su buena resistencia, su ligereza y

su carácter de material natural renovable constituyen las principales cualidades de la madera para su empleo estructural. Su comportamiento es relativamente frágil en tensión y aceptablemente dúctil en compresión, en que la falla se debe al pandeo progresivo de las fibras que proporcionan la resistencia. El material es fuertemente anisotrópico, ya que su resistencia es notablemente mayor en la dirección de las fibras que en la ortogonal a éstas. Sus inconvenientes principales son la poca durabilidad en ambientes agresivos, que puede ser subsanada con un tratamiento apropiado, y la susceptibilidad al fuego, que puede reducirse sólo parcialmente con tratamientos retardantes y más efectivamente protegiéndola con recubrimientos incombustibles. Las dimensiones y formas geométricas disponibles son limitadas por el tamaño de los troncos; esto se supera en la madera laminada pegada en que piezas de madera de pequeño espesor se unen con pegamentos de alta adherencia para obtener formas estructuralmente eficientes y lograr estructuras en ocasiones muy vistosas y de gran belleza.

El problema de la anisotropía se reduce en la madera contrachapada en que se forman placas de distinto espesor pegando hojas delgadas con las fibras orientadas en direcciones alternadas en cada capa.

La unión entre los elementos de madera es un aspecto que requiere especial atención y para el cual existen muy

diferentes procedimientos. Las propiedades estructurales de la madera son muy variables según la especie y según los defectos que pueda presentar una pieza dada, para su uso estructural se requiere de una clasificación que permita identificar piezas con las propiedades mecánicas deseadas. En algunos países el uso estructural de la madera es muy difundido y se cuenta con una clasificación estructural confiable; en otros su empleo con estos fines es prácticamente inexistente y es difícil encontrar madera clasificada para fines estructurales.

De los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el acero es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de sollicitación. Las resistencias en compresión y tensión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar dentro de un intervalo bastante amplio modificando la composición química o mediante trabajo en frío. Hay que tomar en cuenta que a medida de que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad, por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo local de las secciones y global de los elementos. Por ello, en las estructuras normales la resistencia de los aceros no excede de $2,500 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para refuerzo de concreto, donde no existen

problemas de pandeo, se emplean con frecuencia acero de 6,000 kg/cm² y para refuerzo hasta 20,000 kg/cm². La continuidad entre los distintos componentes de la estructura no es tan fácil de lograr como en el concreto reforzado, y el diseño de las juntas, soldadas o atornilladas en la actualidad, requiere de especial cuidado para que sean capaces de transmitir las solicitaciones que implica su funcionamiento estructural.

Por ser material de producción industrializada y controlada, las propiedades estructurales del acero tienen generalmente poca variabilidad. Coeficientes de variación del orden de 10 por ciento son típicos para la resistencia y las otras propiedades. Otra ventaja del acero es que su comportamiento es perfectamente lineal y elástico hasta la fluencia, lo que hace más fácilmente predecible la respuesta de las estructuras de este material. La alta ductilidad del material permite redistribuir concentraciones de esfuerzos. Las extraordinarias cualidades estructurales del acero, y especialmente su alta resistencia en tensión, han sido aprovechadas estructuralmente en una gran variedad de elementos y materiales compuestos, primero entre ellos el concreto reforzado y el presforzado además en combinación con madera, plásticos, mampostería y otros.

La posibilidad de ser atacada por la corrosión hace que el acero requiera protección y cierto mantenimiento en condiciones ambientales severas. El costo y los problemas que

se originan por este aspecto son suficientemente importantes para que inclinen la balanza hacia el uso de concreto reforzado en algunas estructuras que deben quedar expuestas a la intemperie, como los puentes y ciertas obras marítimas, aunque el acero logra una estructura más ligera y de menor costo inicial.

Existen una gran variedad de otros materiales que llegan a emplearse para fines estructurales, pero cuya aplicación a la fecha ha sido muy limitada. El aluminio tiene excelente resistencia, pero su módulo de elasticidad relativamente bajo y su alto costo impiden su utilización en la mayoría de las estructuras civiles, aunque no en estructuras especiales en que su bajo peso representa una ventaja decisiva, como en los aviones y en los muebles. Se llegó a pensar que los plásticos, en un gran número de modalidades, llegarían a constituir un material estructural preponderante; sin embargo, su alto costo y su susceptibilidad al fuego han limitado grandemente su desarrollo en este sentido. La resina reforzada con fibra de vidrio ha tenido algunas aplicaciones estructurales importantes en las que se ha aprovechado su moldeabilidad, ligereza, alta resistencia a tensión y costo razonable. Es de esperarse que en el futuro se desarrollen y popularicen materiales diferentes; sin embargo, la tendencia desde hace varias décadas ha sido hacia el mejoramiento de las propiedades de los materiales existentes, más que hacia el desarrollo de materiales radicalmente diferentes.

CAPITULO III.
TEORIA DEL ANALISIS SISMICO.

III.1 INTRODUCCION.

En la actualidad todavía no se han creado especificaciones que valgan los factores para representar las características de los temblores y las respuestas de las estructuras.

Al estudiar el problema del análisis sísmico de edificios deben considerarse los aspectos principales. El primero, se refiere a la proporción de las fuerzas laterales que se supone van a representar al sismo. El segundo, se refiere a los procedimientos para determinar los elementos mecánicos causados por dichas fuerzas laterales.

A mediados del siglo pasado se empezó a tratar de construir estructuras resistentes a movimientos sísmicos, pero el tipo de construcción de esa época era de pocos pisos y con muros de gran espesor, generalmente de piedra, que proporcionan una gran resistencia y rigidez al edificio. Con el tiempo se empezaron a construir estructuras con materiales de mayor elasticidad y una relación de esbeltez más grande dando como resultado un comportamiento distinto que el considerado hasta ese momento, teniendo varios fracasos en estructuras calculadas con la aplicación de los códigos existentes, principalmente en la parte alta de ellas. Si se quiere hacer un análisis riguroso, el problema se vuelve complejo dado que la cantidad de parámetros es muy grande.

Los movimientos sísmicos del terreno producen deformaciones de los edificios que en él se desplantan. Estas deformaciones son función de la historia tiempo-desplazamiento del terreno, de las características de la estructura, distribución de masas y rigideces, amortiguamiento, y relaciones carga-deformación de los miembros estructurales. Evidentemente, la acción del sismo causa efectos dinámicos sobre la estructura, pero debido a las dificultades que ocasiona el hecho de la irregularidad del fenómeno sísmico, en la práctica y para estructuras no muy esbeltas, en general se sustituye el análisis dinámico por métodos estáticos. Para un sismo dado, cuyo acelerograma se conozca, y una estructura dada, es posible efectuar análisis dinámicos que tomen en cuenta los factores anteriormente citados y conocer la ley de variación de los desplazamientos que definan la configuración deformada de la estructura con respecto al tiempo. Para decidirse sobre lo adecuado de una estructura en su comportamiento ante un sismo específico deberá verificarse que en ningún piso el desplazamiento relativo entre los niveles que lo limitan exceda el valor que corresponda a un nivel prescrito de daños. Para que una estructura responda a un sismo en forma adecuada debe ser capaz de almacenar energía de deformación y después disipar las aportaciones de energía cinética que recibe del terreno. Esta capacidad de almacenar energía es función creciente de la rigidez lateral de la estructura y de los desplazamientos laterales permisibles. Por tanto, a mayor desplazamiento lateral permisible será menor la rigidez

lateral de que es necesario dotar a la estructura y viceversa. Un buen diseño sísmico, por tanto, debe basarse en un estudio de la interacción entre las dos variables citadas.

Consideraciones como las descritas, permiten aprovechar ciertas propiedades de los materiales, tales como su ductilidad o capacidad para soportar sin sufrir daños de importancia, deformaciones inelásticas; varias veces superiores a las de su límite de fluencia. Esto conduce a conclusiones tales como de que, análisis dinámicos de edificios ante algunos temblores reales intensos muestran que, para que no se exceda su límite elástico deben de tener resistencias laterales del orden del peso del edificio, mientras que los mismos edificios, dotados de resistencias varias veces menores, pero con una ductilidad adecuada, pueden responder con desplazamientos del mismo orden que los primeros a pesar de que el comportamiento de las segundas haya incluido varias incursiones al intervalo inelástico.

Un criterio como el descrito, no puede aplicarse sistemáticamente para el diseño de estructuras de poca importancia, dadas las complicaciones que implica. En su lugar, se efectúan simplificaciones que conducen a los criterios estáticos y dinámicos convencionales de diseño.

El criterio estático parte de comparar las resistencias laterales requeridas por edificios de diversas estructuras y materiales para que su comportamiento sea adecuado con las

limitaciones impuestas al nivel de daños y para sismos de intensidades y frecuencias diversas. Esta determinación de resistencias laterales requeridas se ha hecho hasta el presente en muy pocos casos por el procedimiento teórico y en la mayor parte observando el comportamiento de estructuras reales de características conocidas ante sismos también conocidos. De tales estudios puede proponerse una distribución de fuerzas laterales tal que su efecto en cada piso sea aproximadamente equivalente a la resistencia lateral requerida para que su comportamiento dinámico sea adecuado.

La proposición de las fuerzas laterales equivalentes es un tema que debería acaparar la atención del Ingeniero que vaya a efectuar el análisis estático de un edificio. En efecto, debe tenerse en cuenta que dichas fuerzas no tienen en general relación directa con el comportamiento real de la estructura ante un temblor dado. Lo único que puede asegurarse cuando se aplica un método estático para el análisis sísmico es que dichas fuerzas especificadas tienen la función de proporcionar al edificio una resistencia lateral tal que éste pueda sufrir ciertas aceleraciones horizontales sin que le ocurran daños en elementos importantes ni deformaciones excesivas que causen pérdidas económicas de consideración por daños en elementos no estructurales. Si se trata de edificios usuales, estos deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales especificadas por un reglamento sin olvidar que se analizan estadísticamente, no determinísticamente. No debe pensarse que el proceder de

esta forma es una garantía del comportamiento del edificio y de la ausencia de daños estructurales o no estructurales. Pero si el edificio se sale de las características para las que se han obtenido las fuerzas estáticas especificadas, entonces es fundamental el recordar el origen de tales fuerzas.

El aplicar un criterio estático convencional como el especificado en la mayor parte de los reglamentos modernos de diseño sísmico da lugar generalmente a diseños conservadores para edificios regulares sin discontinuidades importantes en sus miembros resistentes, ni en variaciones bruscas en su distribución de masas o de rigideces, ya que la sobresimplificación de un problema introduce incertidumbres de las que es necesario protegerse con normas que cubran las condiciones más desfavorables que pueden presentarse en los casos a los que por especificación sean aplicables. Pero sería inseguro pensar que éste es siempre el caso. Las normas no son tan generales que puedan cubrir todas las peculiaridades que es posible encontrar en la práctica, ni sería económico que tratarán de hacerlo, ya que esto implicaría elevar aún más el factor de seguridad de los edificios usuales. De ahí la importancia de determinar, antes de iniciar un diseño, la confianza que nos permita y los detalles que deberán revisarse por encima del hecho de que la estructura propuesta sea o no estable ante un sistema de fuerzas laterales especificado en un reglamento.

Como se ha podido apreciar existen diversos métodos para determinar las fuerzas sísmicas de las estructuras, estos pueden ser englobados en dos grupos:

- Análisis de fuerzas estáticas equivalentes.
- Análisis dinámicos.

Dentro del primer grupo se han desarrollado métodos aproximados debido a las dificultades que implica llevar a cabo análisis dinámicos con apego a la realidad. Los reglamentos de prácticas simples, incorporan grados de refinamiento variables. Básicamente emplean una forma burda para determinar la fuerza horizontal "total" (cortante en la base) y distribuida verticalmente por medio de una regla simple. En un edificio, esto generalmente consiste en cargas puntuales horizontales actuando en cada concentración de masa, la mayoría de las veces concentradas en los niveles de entrepiso. Así, las fuerzas sísmicas y momentos en las estructuras se determinan empleando cualquier análisis estático apropiado y los resultados son adicionados a los correspondientes de cargas gravitacionales normales.

Para estructuras grandes o complejas, los métodos estáticos de análisis sísmicos no son suficientemente aproximados, por lo que se requieren análisis dinámicos específicos, para diferentes tipos y tamaños de estructuras. En la actualidad, se han desarrollado varios métodos de diferente complejidad cuya formulación se basa en la solución

de las ecuaciones de movimiento, así como las relaciones estáticas comunes de equilibrio y rigidez.

Las tres técnicas principales que se usan normalmente para el análisis dinámico son:

- Integración de las ecuaciones de movimiento por el procedimiento de "paso a paso".
- Análisis modal normal.
- Técnicas de espectro de respuesta.

A continuación se presentan los métodos estático y dinámico modal espectral por ser éstos los más usuales, además de ser los recomendados por el RCDF-87.

III.2 METODO ESTATICO.

Este método es aplicable a estructuras no muy esbeltas y en problemas usuales se idealiza un fenómeno dinámico de la estructura como son el amortiguamiento y su comportamiento inelástico al someterla a movimientos fuertes, ya que ésta puede responder elásticamente hasta cierto límite, a partir del cual el comportamiento se vuelve inelástico y las deformaciones no son proporcionales a las fuerzas aplicadas.

En el desarrollo de este método se consideran varias hipótesis, entre las cuales la más importante es que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de elementos que resisten empujes horizontales en una sola dirección, paralela a su plano. Se supone además, que en todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes y que trabajan independientemente. En tal caso siempre será posible descomponer la cortante sísmica del entrepiso en dos componentes que satisfagan ésta condición.

Dado que es necesario determinar las fuerzas laterales, se supone un sistema equivalente de un grado de libertad, para distribuir la fuerza cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar en su primer modo natural. La fuerza cortante basal se determina como:

$$V = C_s W \quad 3.1$$

en que W es el peso total de la estructura. C_s es el coeficiente de cortante basal para cuya determinación, el Reglamento del Distrito Federal admite dos opciones. Si no calcula el período natural de la estructura, este coeficiente debe tomarse igual a la ordenada máxima del espectro reducido por el factor de comportamiento sísmico Q , o sea:

$$C_s = \frac{c}{Q} \quad 3.2$$

Esta forma de proceder es muy conservadora, ya que cuando el período de la estructura se encuentra fuera de la zona de ordenadas máximas pueden hacerse reducciones importantes en C_s . La segunda opción permite hacer una estimación aproximada del período natural, T . Si este corresponde a la zona plana, o sea, si se encuentra entre los valores T_1 y T_2 de los espectros de diseño establecidos en el Reglamento, no se pueden hacer reducciones por este concepto y C_s se calcula con la expresión 3.2. Si $T < T_1$, el coeficiente basal C_s puede tomarse igual a la ordenada del espectro reducido que da lugar a la rama ascendente del espectro de diseño, o sea:

$$C_s = \frac{\left(1 + \frac{3T}{T_1}\right) \frac{c}{4}}{1 + (Q - 1) \frac{T}{T_1}} \quad 3.3$$

Finalmente, si $T > T_2$, la estructura se encuentra en la zona correspondiente a la rama descendente del espectro. En esta zona sería poco conveniente tomar el coeficiente basal igual a la ordenada espectral máxima, para un método estático en que se ignoran los efectos de modos superiores. Por ello, el coeficiente basal C_s debe ser mayor que la ordenada espectral correspondiente al período de la estructura

Para tomar en cuenta lo anterior, el RCDF especifica una reducción en el coeficiente de cortante basal que va aparejada a una modificación en la distribución de fuerzas laterales con la altura y para cuya determinación puede considerarse inicialmente el mismo valor de C_s especificado por la ecuación 3.2 y realizar toda la corrección de las fuerzas aplicadas en los diferentes niveles, como se explicará más adelante.

Para emplear esta segunda opción en que se permiten reducciones al coeficiente C_s , es necesario conocer el período natural de la estructura. Para su determinación debería realizarse, estrictamente, un análisis dinámico de la misma; sin embargo, son admisibles, para estructuras regulares, estimaciones aproximadas del período. Un procedimiento muy usual para el cálculo del período fundamental de un edificio es el siguiente:

$T = 0.1 N$ N es el número de pisos del edificio.

$T = 0.089 N$ (REF. 11) Estructuras de concreto reforzado

Asimismo, cuando la rigidez a cargas laterales es

proporcionada exclusivamente por marcos rígidos de concreto o acero:

$$T = C_t H^{0.75} \quad 3.4$$

en que C_t es una constante que vale 0.06 para marcos de concreto y 0.085 para marcos de acero; H es la altura total de la estructura, en metros.

Cuando en la rigidez a cargas laterales participan otros elementos diferentes a marcos rígidos, como muros o arriostramientos:

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}} \quad 3.5$$

en que L es la longitud total del edificio en la dirección considerada en m.

Una forma más precisa para la determinación del período fundamental es la recomendada por el RCDF-87:

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{g} \frac{\sum w_i X_i^2}{\sum F_i X_i} \right]^{1/2} \quad 3.6$$

en que w_i es el peso de la masa ubicada en el nivel i. F_i la fuerza que según el análisis estático debe aplicarse en el nivel i y X_i es el desplazamiento lateral que las fuerzas producen en el nivel en cuestión.

Una vez determinada la fuerza cortante en la base, debe definirse cuales son las fuerzas individuales aplicadas en cada masa, las que sumadas dan lugar a dicha cortante total. El RCDF acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base hasta un máximo en la punta (FIG.3.1), de ello resulta que la fuerza lateral en cada piso vale:

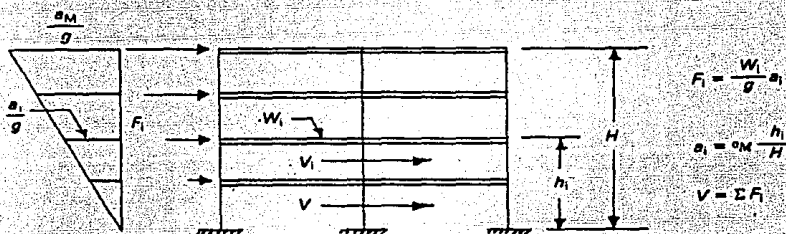


FIG. 3.1 DISTRIBUCION DE FUERZAS LATERALES CON LA ALTURA SEGUN EL METODO ESTATICO.

$$F_i = \frac{W_i}{g} a_i = \frac{W_i}{g} \frac{h_i}{H} a_m$$

$$V = \sum F_i = \frac{a_m}{H} \frac{\sum W_i}{g} h_i$$

$$a_m = \frac{V H g}{\sum W_i h_i}$$

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \quad V = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} Csw \quad 3.7$$

Con esta última expresión se determinan las fuerzas aplicadas en cada masa. En edificios, la masa se considera a nivel de cada losa de piso.

Se exceptúa el caso de las estructuras en que se haya determinado el período natural y en que éste resulte mayor que T_2 , para las cuales las fuerzas en cada piso deben determinarse con la expresión:

$$F_i = (K_1 h_i + K_2 h_i^2) Csw_i \quad 3.8$$

en que:

$$K_1 = q \left[1 - r(1-q) \right] \frac{\sum w_i}{\sum w_i h_i}$$

$$K_2 = 1.5 r q (1-q) \frac{\sum w_i}{\sum w_i h_i}$$

$$q = \left[\frac{T_2}{T} \right]^r$$

h_i es nuevamente, la altura del nivel i .

III.3 EFECTO DE TORSION.

Con lo anterior se resuelve el problema a nivel bidimensional. La estructura es, sin embargo, tridimensional y debe ubicarse la posición de las fuerzas sísmicas en la planta de cada nivel. Tratándose de fuerzas de inercia, debe pensarse en una serie de fuerzas aplicadas en cada unidad de masa del piso en cuestión. Es usual que el piso tenga una estructura que lo haga muy rígido en su plano, de manera que se moverá como un cuerpo rígido y podrá considerarse la resultante de dichas fuerzas elementales aplicadas en el centro de masa del piso en cuestión (figura 3.2).

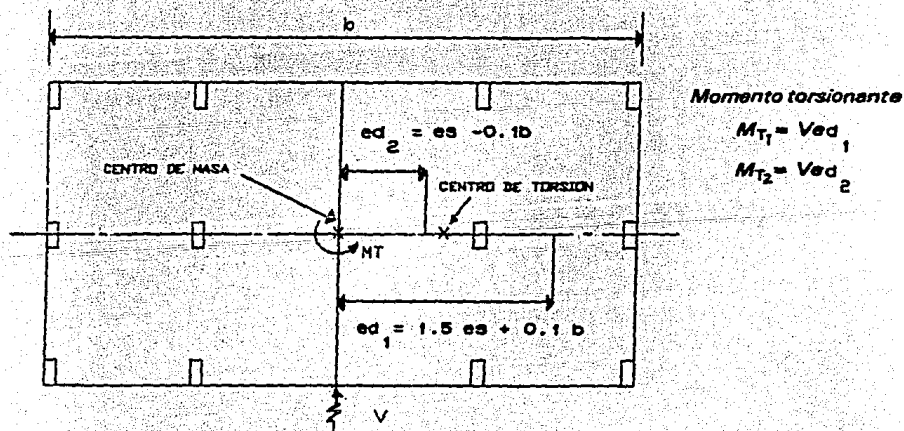


FIG. 3.2. EXCENTRICIDAD DE DISEÑO PARA DETERMINACION DE EFECTOS DE TORSION.

Esta fuerza de inercia debe ser resistida por los diferentes elementos verticales que constituyen la

estructura. Cuando no hay excentricidad entre las resultantes de las fuerzas actuantes y resistentes, las fuerzas sísmicas actuantes producen un movimiento de translación del sistema de entrepiso, de manera que puede definirse como rigidez de entrepiso a la fuerza cortante lateral que se requiere para producir un desplazamiento unitario del piso. Los elementos que contribuyen a la rigidez lateral del entrepiso son generalmente marcos planos o muros, así que pueden identificarse ejes en los que están colocados los elementos resistentes. Cada eje tomará una fracción de la fuerza actuante proporcional a su rigidez de entrepiso o sea:

$$V_J = V \frac{R_J}{\sum R_J} \quad 3.9$$

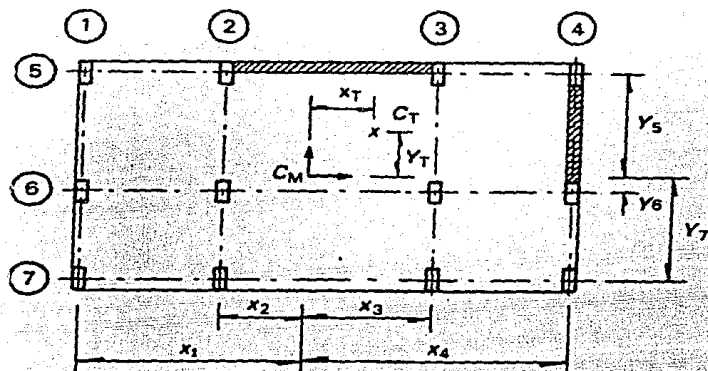
En que V es la fracción de la fuerza cortante total en el piso en estudio, V_J que es absorbida por el eje J ; R es la rigidez de entrepiso del eje J .

Quando las rigideces de cada eje están distribuidas de manera simétrica en el piso, la resultante de las fuerzas resistentes coincide con el centro geométrico de la planta y, por tanto, en general con la línea de acción de la fuerza actuante. Es frecuente, sin embargo, que los ejes de más rigidez no estén dispuestos simétricamente, en cuyo caso la resultante de las fuerzas resistentes estará situada en un punto llamado centro de torsión o centroide de rigidez.

Al no coincidir este centroide con la línea de acción de la fuerza cortante, se produce un par de torsión de magnitud igual al producto de la fuerza cortante de entrepiso por la distancia entre el centro de masa y el centro de torsión. El centro de torsión tiene, por equilibrio estático, las coordenadas siguientes:

$$X_T = \frac{\sum R_y x_i}{\sum R_y} \quad Y_T = \frac{\sum R_x y_i}{\sum R_x} \quad 3.10$$

en que, como se ilustra en la Fig. 3.3, R_{ix} y R_{iy} son las rigideces de entrepiso de cada eje, en dirección x e y , x_i e y_i son las distancias de cada eje, en dirección x o y , con respecto al centro de masa.



C_M . Centro de masa
 C_T . Centro de torsión

$$x_T = \frac{\sum R_{i,y} x_i}{\sum R_{i,y}}$$

$$y_T = \frac{\sum R_{i,x} y_i}{\sum R_{i,x}}$$

FIG. 33 DETERMINACION DEL CENTRO DE TORSION

El par de torsión da lugar a que el piso, además del movimiento de traslación sufra una rotación, por lo cual algunos ejes estarán sujetos a fuerzas cortantes que son aditivas a las producidas por la traslación, mientras que en otros las cortantes son de signos contrarios. Hay que notar que una excentricidad en una dirección produce cortantes tanto en los ejes orientados en dirección x , como en los orientados en la dirección y . La magnitud del cortante que toma cada eje se determina como:

$$V_x = \frac{R_y}{\sum \left[\frac{R_y y_i^2}{I_x} + \frac{R_x x_i^2}{I_y} \right]} V_x e_y \quad 3.11$$

Con el procedimiento descrito se llega a determinar el sistema de fuerzas que actúa en cada eje resistente y se puede así realizar, el análisis de los elementos planos que constituyen la estructura. Con los métodos automatizados de

análisis no es necesario subdividir la estructura en ejes resistentes en dos direcciones ortogonales; es posible hacer el análisis tridimensional, una vez determinada la posición de la fuerza actuante en cada nivel e incluir los efectos de translación y los de rotación.

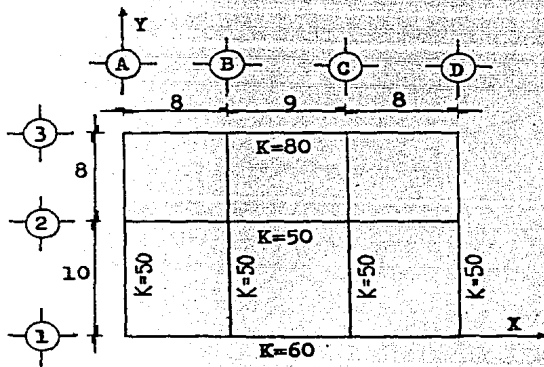
Cabe agregar, que el RCDF-87 estipula que se entenderá por excentricidad de resistencias al corte, e_p , la distancia entre el centroide de las resistencias de todos los elementos resistentes ante fuerza cortante en el entrepiso que se considera y la fuerza cortante en ese nivel.

Dicha excentricidad estará en función de la excentricidad torsional (e_s) y de la dimensión de la planta que se considera medida en la dirección de e_r y es; asimismo, influirá el valor del factor de comportamiento sísmico de la estructura para su determinación.

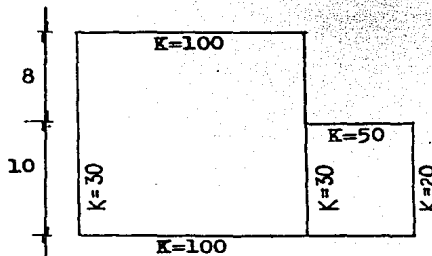
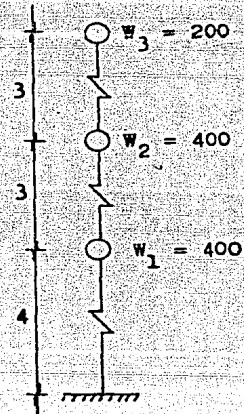
Al lograrse un valor de ésta excentricidad, menor a una cierta tolerancia especificada, se pretende evitar daños en elementos estructurales y no estructurales por deterioro de sus resistencia, al ser sometidos a los efectos sísmicos.

III.3.1 EJEMPLO DE ANALISIS ESTADICO.

En las figuras siguientes se muestran el modelo matemático y la planta esquemática de un hospital de tres niveles que se construirá en la zona de terreno firme del Distrito Federal.



PLANTA DE LOS NIVELES 1 y 2.



PLANTA DEL NIVEL 3.

NOTA: Las distancias están en metros, los pesos en toneladas y las rigideces de entresuelo en toneladas sobre centímetro.

K = Rigidez de entresuelo.

ANALISIS EN SENTIDO Y :

$$Q=4 ; \frac{c}{Q} = \frac{0.16 \times 1.5}{4} = 0.06 = \frac{c}{4}$$

por lo que usamos $S_a = 0.06$

$$P_i = \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i} \cdot S_a \cdot \sum W_i = \frac{0.06 (1000)}{6400} w_i h_i = .009375 w_i h_i$$

NIVEL O ENTREPISO	w_i (Ton)	h_i (m)	$w_i h_i$ (Ton·m)	P_i (Ton)	V_i (Ton)
3	200	10	2000	18.75	18.75
2	400	7	2800	26.25	45.00
1	400	4	1600	15.00	60.00
Σ	1000		6400	60.00	

REDUCCION DE FUERZAS CORTANTES TOMANDO EN CUENTA

EL VALOR DEL PERIODO ESTIMADO.-

Utilizando la expresi3n recomendada por el RCDF-87 :

$$T = 2\pi \left[\frac{1}{g} \frac{\sum w_i x_i^2}{\sum P_i x_i} \right]^{\frac{1}{2}}$$

NIVEL O ENTREPISO	w_i (Ton)	P_i (Ton)	K_i ($\frac{\text{Ton}}{\text{cm}}$)	V_i (Ton)	A_i (cm)	x_i (cm)	x_i^2 (cm^2)	$w_i x_i^2$ (Ton cm^2)	$P_i x_i$ (Ton cm)
3	200	18.75	80	18.75	.234	.759	.576	115.216	14.231
2	400	26.25	200	45.00	.225	.525	.276	110.400	13.781
1	400	15.00	200	60.00	.300	.300	.090	36.00	1.350
Σ								261.616	29.362

$$T = 6.3 \left[\frac{1}{981} \frac{261.616}{29.362} \right]^{1/2} = 0.6 \text{ seg}$$

$T_a = 0.2 < T = 0.6 = T_b \quad \therefore \text{no se permite reducci3n.}$

III.4 OBTENCION DE FUERZAS PARA DISEÑO EMPLEANDO EL METODO ESTÁTICO.

RESUMEN

1.- Determinar el coeficiente sísmico (c) y el factor de comportamiento sísmico (Q).

2.- Calcular las fuerzas sísmicas para cada nivel (i):

$$F_i = \left[\frac{W_i \cdot H_i}{\sum W_j \cdot H_j} \right] 5a \cdot \sum W_i$$

o bien reduciendo fuerzas en función de T_i estimado.

3.- Determinar la posición de las fuerzas cortantes de cada entrepiso (centro de cortante).

4.- Determinar la posición de los centros de rigidez de cada entrepiso (i).

5.- Calcular momentos torsionantes:

$$ed_{1i} = 1.5 es_i + 0.1 b_i$$

$$ed_{2i} = es_i - 0.1 b_i$$

$$Mt_{1i} = Ved_{1i}$$

$$Mt_{2i} = Ved_{2i}$$

6.- Distribuir las fuerzas cortantes y momentos torsionantes a los distintos elementos resistentes (j), en el sentido de estudio.

Efecto directo.-

$$v_{vj} = \frac{V_i \cdot k_j}{\sum k_j}$$

Efecto de torsión.-

$$v_{t1j} = \frac{M_{t1i} \cdot k_j \cdot d_j}{J_i}$$

$$d_j = \bar{x} \cdot \bar{y}$$

$$v_{t2j} = \frac{M_{t2i} \cdot k_j \cdot d_j}{J_i}$$

$$J_i = \sum k_x \cdot \bar{y}^2 + \sum k_y \cdot \bar{x}^2$$

7.- Superposición de los efectos directo y por torsión.

Selección de condición más desfavorable.

8.- Combinar efectos en dos sentidos:

$$V_{x1\text{dis}} = 100\% V_{x1} + 30\% V_{y1}$$

$$V_{y1\text{dis}} = 100\% V_{y1} + 30\% V_{x1}$$

III.5 METODO DINAMICO MODAL.

Evidentemente, el establecimiento del Análisis Estructural desde el punto de vista estático, es una simplificación en ocasiones aceptable del estudio del comportamiento real de las estructuras. La experiencia obtenida en varios países sobre el comportamiento de edificios altos durante movimientos sísmicos muy intensos, ha puesto de manifiesto la necesidad de diseñar este tipo de estructuras con procedimientos que tomen en cuenta sus características dinámicas, esto es, la forma en que responden a movimientos de su base al ser excitada ésta durante un temblor. Se ha visto que en edificios altos, diseñados sin considerar estas características, se encuentran con frecuencia daños estructurales en los niveles superiores, donde se tiene una respuesta considerablemente mayor de la que puede predecirse por medio de análisis estáticos.

Entre los diversos factores que intervienen en la respuesta de un edificio, los más importantes son el grado de amortiguamiento y su comportamiento inelástico al someterla a movimientos fuertes.

Ciertas estructuras analizadas considerando la excitación correspondiente a temblores intensos muestran una respuesta elástica muy superior a la especificada en los reglamentos, aún suponiendo un amortiguamiento del orden de 20%. Los valores especificados en los reglamentos están

basados en la observación de los daños sufridos por estructuras bien diseñadas sometidas a sismos fuertes.

ESPECTRO DE UN TEMBLOR:

Se llama espectro a la gráfica que tiene por abscisas el periodo natural de la estructura, y como ordenadas el desplazamiento máximo relativo, la velocidad máxima relativa o la aceleración máxima absoluta de la masa, obteniéndose así los espectros de desplazamientos, de velocidades o de aceleraciones. Cualquiera de los espectros de un temblor proporcionan los datos necesarios para el diseño de estructuras con un grado de libertad con sólo conocer el periodo natural y el amortiguamiento de la misma.

ESPECTROS DE DISEÑO:

Generalmente, los espectros obtenidos de los acelerogramas presentan variaciones bruscas y no resultan prácticos desde el punto de vista de diseño. Para este objeto puede adaptarse un espectro obtenido como la curva media o envolvente del teórico. En la determinación del espectro de diseño propuesto en el Reglamento del D. F., para estructuras sobre terreno firme, de transición y blando, se siguió el criterio anterior trazando la curva media de temblores con diferentes características, reduciéndolos a una intensidad común haciendo que el área bajo la curva del espectro medio de velocidades sea la misma en todos los casos y adaptando

para diseño la envolvente de todos los espectros medios reducidos, multiplicando por un factor que tome en cuenta la intensidad esperada, importancia de la estructura, consecuencias de falla, etc.

DEFINICIONES:

Periodo: Es el tiempo requerido para que el móvil pase dos veces consecutivas por el mismo punto y en la misma dirección.

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Frecuencia: Es el recíproco del periodo. Se representa por " f " y equivale al número de ciclos recorridos.

$$f = \frac{1}{T} = \frac{\omega}{2\pi}$$

Amplitud: Es la máxima elongación del móvil a partir de su posición de equilibrio.

Frecuencia Angular o Circular: Denominada por " ω ", constante para el movimiento que se considere y en este trabajo se sustituirá por " p " también.

III.5.1 SISTEMAS LINEALES CON VARIOS GRADOS DE LIBERTAD:

Se entiende por sistema lineal, una estructura cuyo comportamiento está gobernado por un sistema de ecuaciones diferenciales lineales.

Cuando la configuración de un sistema que vibra, puede ser definida en cualquier momento mediante un escalar, se dice que el sistema tiene un grado de libertad. De lo anterior se concluye que el número de escalares necesarios para definir la configuración de un sistema vibratorio en un instante dado, es también el número de grados de libertad del mismo.

Encontramos la relación entre el número de grados de libertad de un sistema y su número de modos de vibrar, para lo cual nos referimos a la Fig. 3.4, que nos presenta un sistema de resortes carentes de peso cargados con 3 masas m_1 , m_2 y m_3 , que se desplazarán cada una sobre la vertical:

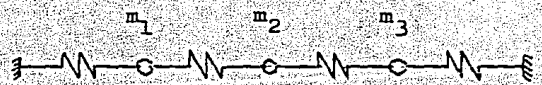


FIG. 3.4

Para el caso planteado, se requerirá conocer los desplazamientos de cada una de las masas para tener la configuración completa del sistema; es decir, el sistema es de 3 grados de libertad.

Supongamos ahora, que las tres masas han sido desplazadas en la forma indicada en la Fig. 3.5. y que en un momento dado son puestas en libertad. Cada una iniciará entonces, un movimiento vibratorio, con una aceleración proporcional al desplazamiento tenido:

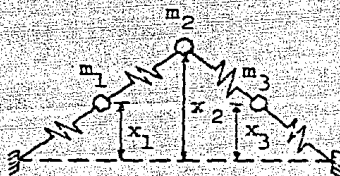


FIG. 3.5.

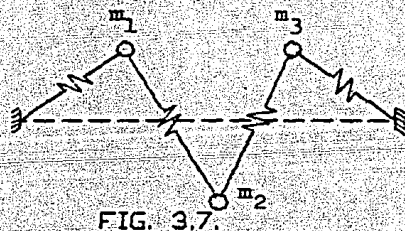
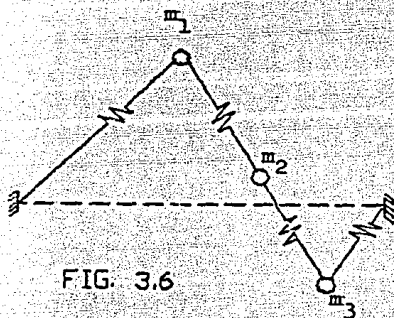
Cuando la relación entre la aceleración y el desplazamiento de cada masa, sea igual para las tres, el sistema tendrá la misma frecuencia natural, ya que:

$$p^2 = -\frac{a}{x}$$

que será llamada frecuencia natural fundamental o primera frecuencia natural, y el correspondiente movimiento armónico, o armónico simple, se llamará modo natural principal o fundamental de vibración. Este modo se caracteriza porque todas las masas pasan por su posición de equilibrio al mismo

tiempo y en la misma dirección.

Las siguientes frecuencias naturales correspondientes a los restantes modos de vibrar, poseen también la característica de tener el mismo período para todas las masas, por lo que éstas pasarán por su posición de equilibrio simultáneamente, pero lo harán en diferentes direcciones como se ve en las Figs. 3.6. y 3.7.



En las mismas figuras se observa que existen puntos fijos, que no vibran con el sistema y que son llamados nodos.

Se observa que, aparte de las indicadas, no existen otros modos independientes de vibrar, por lo que se concluye

que el número de grados de libertad del sistema es igual a su número de modos vibratorios y por tanto, igual al número de frecuencias naturales " p^2 ".

III.5.2 MATRIZ DE RIGIDECES:

Se llama matriz de rigideces al conjunto ordenado de los valores de las fuerzas que se ejercen estáticamente sobre cada masa, en la dirección del grado de libertad correspondiente, cuando se producen sucesivamente desplazamientos unitarios según cada grado de libertad, impidiéndose el desplazamiento según las demás. Las rigideces se acostumbra designar con el símbolo k_{ij} , que representa la fuerza exterior que actúa sobre la masa i cuando se produce un desplazamiento unitario de la masa j .

III.5.3 MATRIZ DE FLEXIBILIDADES:

Se entiende por matriz de flexibilidades el conjunto ordenado de los valores de los desplazamientos de todas las masas debidos a la acción de una fuerza unitaria aplicada sucesivamente a cada una de ellas. Las flexibilidades se designarán con el símbolo δ_{ij} , siendo δ_{ij} el desplazamiento de la masa i debido a una fuerza unitaria aplicada en j .

III.5.4 PERIODOS Y MODOS NATURALES:

Toda estructura elástica no amortiguada con varios

grados de libertad puede vibrar libremente en tal forma que el desplazamiento de cada una de sus masas con respecto a su posición de equilibrio estático es igual al producto de una función de la masa considerada por una función del tiempo. Interesa el caso en que ésta función es la misma para todas las masas, es decir:

$$x_i(t) = X_i \theta(t) \quad 3.12$$

Donde:

x_i = Desplazamiento de la masa i con respecto a su posición de equilibrio, en el instante t .

X_i = Función que depende únicamente del punto considerado.

θ = Función del tiempo, independiente de i .

A estas maneras de vibrar se les llama modos naturales. Al conjunto ordenado de valores X_i se llama forma del modo, y el período de θ , en el caso de que exista, se llama período natural.

Por el teorema de D'Alembert, designando como Q_i a la fuerza que la estructura ejerce sobre la masa i , puede escribirse:

$$M_i \ddot{x}_i = Q_i \quad 3.13$$

por la definición de matriz de rigideces:

$$Q_i = \sum_{j=1}^n K_{ij} x_j \quad 3.14$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.12 y 3.14 en 3.13:

$$M_i x_i \ddot{\theta} = \theta \sum_{j=1}^n K_{ij} x_j \quad 3.15$$

Separando:

$$\frac{\ddot{\theta}}{\theta} = \frac{\sum_{j=1}^n K_{ij} x_j}{M_i x_i} \quad 3.16$$

El primer miembro de 3.16 es independiente de i y el segundo de t , por tanto ambos deben ser constantes para que la igualdad subsista. Si este valor constante se llama $-p^2$, se obtiene:

$$\ddot{\theta} + p^2 \theta = 0$$

Cuya solución es:

$$\theta = a \sin p (t - \tau) \quad 3.17$$

De acuerdo con lo anterior existen modos de vibración que satisfacen las condiciones de la ecuación 3.12. Estos son tales que el movimiento de cada masa es armónico simple de período:

$$T = \frac{2\pi}{p}$$

p se llamará frecuencia natural circular.

III.5.5. CALCULO DE LOS MODOS NATURALES DE VIBRACION:

Sustituyendo las ecuaciones 3.12. y 3.17 en la 3.15 y simplificando se llega a la siguiente expresión:

$$M_i p^2 X_i = \sum_{j=1}^n K_{ij} X_j \quad 3.18$$

Si se plantea una ecuación semejante a la 3.18 para cada una de las n masas, se establece un sistema de n ecuaciones homogéneas con n incógnitas. (Las incógnitas son X_i , siempre que se conozca p^2). Para que existan soluciones de X_i diferentes de cero, p^2 tiene que ser tal que se anule el determinante de los coeficientes de las X_i . Esto da lugar a una ecuación de grado n en p^2 , con n raíces reales, que corresponden a otros tantos períodos naturales de vibración. Por otra parte el sistema no tiene solución única para los valores absolutos de las X_i , sino únicamente para los valores relativos, es decir, en un modo de vibración no están definidas las amplitudes de los desplazamientos de las masas, sino la relación entre todas ellas.

Otra alternativa para obtener los períodos y forma de los modos naturales es establecer las ecuaciones de

desplazamiento de cada masa en términos de los elementos ¹⁵²
de la matriz de flexibilidad, lo que da lugar a lo siguiente:

$$\frac{1}{P} X_i = \sum_{J=1}^n M_{ij} \delta_{ij} X_J$$

III.5.6 METODO DE STODOLA-VIANELLO-NEWMARK PARA ESTRUCTURAS ESTRECHAMENTE ACOPLADAS.

Para calcular las frecuencias y configuraciones modales de estructuras idealizadas como una serie de masas unidas por resortes, sin amortiguamiento, en vibración libre, se puede suponer que cada masa se mueve en movimiento armónico simple definido por:

$$x = X_0 \cos \omega t \quad \text{o} \quad x = X_0 \sin \omega t$$

donde X_0 define la amplitud y ω la frecuencia circular del movimiento.

La aceleración estará dada entonces por:

$$\ddot{x} = -\omega^2 X_0 \cos \omega t \quad \text{o} \quad \ddot{x} = -\omega^2 X_0 \sin \omega t = -\omega^2 x$$

y las fuerzas de inercia a que estará sometida cada masa, de acuerdo con la segunda ley de Newton, serán:

$$F_j = m\ddot{x} = -m\omega^2 x.$$

Además, la fuerza restitutiva que aparece en cada resorte estará dada por:

donde R es la rigidez de entrepiso, que podemos definir como la fuerza cortante que es necesario aplicar para producir un desplazamiento unitario entre dos niveles consecutivos:

$$R = \frac{V}{\Delta X} \quad \text{para} \quad \Delta X = 1$$

Vemos entonces que las fuerzas a que se verá sujeta cada masa dependerán de x y de w^2 únicamente.

Por otro lado, sabemos que para conocer un modo de vibrar necesitamos conocer tanto la frecuencia w (o período T) como la configuración modal relativa, y que si la estructura está vibrando en un modo dado, la frecuencia del movimiento de cada masa será la misma.

Basándose en lo anterior, se pueden emplear dos métodos numéricos para el cálculo de las frecuencias y configuraciones modales.

El método propuesto por Stodola-Vianello-Newmark, consiste en:

1. Suponer una configuración deformada de la estructura: X_i supuesta. Para iniciar el cálculo puede usarse cualquier valor de X . En general, el método convergerá más rápido entre más acertada sea la configuración supuesta, pero si se supone, por ejemplo, una configuración que se parezca a un segundo, tercero o cuarto modo, de cualquier manera, al término de

algunos ciclos más, llegaremos al primer modo.

2. Valuar las fuerzas de inercia asociadas a esa configuración:

$$F_i = -m_i w^2 X_i$$

dejando w^2 como factor común cuyo valor se desconoce.

3. Valuar la fuerza cortante en la estructura, como la suma acumulativa de las fuerzas de inercia de arriba a abajo del edificio:

$$V_i = \sum_{j=i}^n F_j \quad (\text{Función de } w^2)$$

4. Calcular los incrementos de deformación correspondientes a las fuerzas cortantes:

$$\Delta X_i = \frac{V_i}{R_i} \quad (\text{Función de } w^2)$$

5. Obtener la configuración modal calculada de la estructura como la suma acumulativa de los incrementos de deformación, de abajo hacia arriba:

$$X_i \text{ calc.} = \sum_{i=1}^n \Delta X_i = \text{Coef.} \cdot w^2$$

Esto nos dará un coeficiente multiplicado por w^2 para cada masa:

6. Si la estructura está vibrando en un modo la configuración calculada será proporcional a la supuesta, y el factor de proporcionalidad será w^2 . Esto es, para cada masa podremos calcular:

$$w^2 = \frac{X \text{ supuesta}}{\text{Coef. de } X \text{ calc.}}$$

En general, los valores de w^2 calculados para cada masa, no serán iguales en el primer ciclo, pero el método es de rápida convergencia si se usa como nueva configuración supuesta la obtenida al final de cada ciclo, de preferencia normalizándola, esto es, haciendo que la deformación de una de las masas, por ejemplo la primera, tenga siempre el mismo valor, con objeto de observar como se modifica la configuración relativa después de cada ciclo. En ciclos consecutivos, usaremos como nueva configuración supuesta la obtenida al final del primer ciclo anterior normalizada de tal modo que la deformación del primer nivel, sea unitaria. Los valores de w^2 obtenidos en cada ciclo nos dan también un intervalo de valores que se va cerrando hasta que se obtiene finalmente los mismos valores para todas las masas. El valor final de w^2 lo obtenemos con más precisión dividiendo la suma X_{sup} entre la suma de coeficientes de X_{calc} . Esto es más preciso que promediar los valores de w^2 de cada nivel.

El método arriba descrito converge siempre hacia el modo más bajo que esta presente en la configuración supuesta, y dado que al suponer una configuración cualquiera ésta estará formada por una combinación lineal de todos los modos posibles, el modo más bajo será el primero o fundamental.

CALCULO DE MODOS SUPERIORES EMPLEANDO ESTE METODO:

Como se indicó antes, el método converge al modo más bajo presente en la configuración supuesta, y al suponer una combinación cualquiera, ésta estará constituida por una combinación lineal de los distintos modos de vibrar:

$$X_{sup} = C_1 X_{i1} + C_2 X_{i2} + C_3 X_{i3} + \dots$$

donde la X_{in} son las configuraciones modales y C_i son coeficientes de participación.

Si queremos calcular el segundo modo de vibrar empleando este método, tendremos que quitar a la configuración supuesta la participación del primer modo:

$$C_1 X_{i1}$$

para lo cual necesitamos conocer:

$$X_{i1} \quad \text{y} \quad C_1$$

C_1 lo calculamos recurriendo a la propiedad de ortogonalidad de

los modos de vibración que indica:

$$\sum_i m_i X_{in} X_{im} = 0 \quad \text{si } n \neq m$$

donde

$$X_{in} \quad \text{y} \quad X_{im}$$

son configuraciones modales.

Si multiplicamos la expresión anterior de X_{sup} por $m_i X_{i1}$ y sumamos para todas las masas, considerando que los coeficientes de participación son constantes y pueden salir de la sumatoria, tendremos:

$$\sum_i m_i X_{i1} X_{sup} = C_1 \sum_i m_i X_{i1}^2 + C_2 \sum_i m_i X_{i1} X_{i2} + \dots$$

donde los términos que multiplican a C_2 , C_3 , etc. son nulos por la propiedad de ortogonalidad de los modos, quedando entonces:

$$C_1 = \frac{\sum_i m_i X_{i1} X_{sup}}{\sum_i m_i X_{i1}^2}$$

Esta expresión es válida para cualquier modo n .

Por tanto, si queremos calcular el segundo modo de vibrar, supondremos una configuración que se parezca a éste

modo, es decir, que tenga un punto de deflexión nula, calcularemos el valor de C_1 con la expresión anterior y restaremos a la configuración supuesta para el segundo modo la participación del primer modo $C_1 X_{11}$, lo que da por resultado una nueva configuración supuesta para el segundo modo en la que el modo más bajo presente es el segundo y por tanto, al aplicar el método habrá convergencia hacia este modo. A la operación antes descrita se le llama "limpia" de modos.

Si quisiéramos calcular el tercer modo de vibrar, tendríamos que conocer de antemano las configuraciones correctas de primero y segundo modo, y suponer una configuración que se parezca al tercer modo, (que tenga dos puntos de deflexión nula); calcularíamos dos coeficientes de participación C_1 y C_2 , correspondientes a los modos primero y segundo, en la configuración supuesta y la limpiaríamos para que el modo más bajo presente en ella sea el tercero y el método converja a este modo.

Esto es:

$$X_{i3sup} = C_1 X_{i1} + C_2 X_{i2} + C_3 X_{i3} + \dots$$

$$C_1 = \frac{\sum m X_{i1} X_{i3sup}}{\sum m X_{i1}^2} ; \quad C_2 = \frac{\sum m X_{i2} X_{i3sup}}{\sum m X_{i2}^2}$$

$$X_{i3sup} = X_{i3sup} - C_1 X_{i1} - C_2 X_{i2} = C_3 X_{i3} + C_4 X_{i4} + \dots$$

De manera semejante se procede para calcular otros modos superiores.

Debido a errores numéricos o de aproximación que van acarreándose no basta con una sola "limpia". Para lograr convergencia adecuada da buen resultado limpiar la configuración calculada al cabo de cada ciclo, antes de calcular los valores de w^2 . Esa misma configuración limpiada, normalizada, nos sirve como nueva configuración para un nuevo ciclo. Es conveniente llevar cuando menos tres cifras significativas en los cálculos.

Si no se hace la limpia en ninguno de los ciclos, se llega nuevamente a la configuración del primer modo.

III.5.7 METODO DE STODOLA- VIANELLO-NEWMARK PARA ESTRUCTURAS REMOTAMENTE ACOPLADAS.

Cuando las trabes de los marcos son muy flexibles en comparación con las columnas, o cuando las fuerzas laterales son resistidas por muros que trabajan esencialmente a flexión, la rigidez de entrepiso no es independiente de la distribución de fuerzas a que este sometida la estructura y por tanto no puede suponerse constante para el cálculo de los distintos modos de vibrar. En general, la pseudorigidez equivalente que se obtendría para un segundo modo será mayor que la correspondiente al primer modo, pues los efectos de flexión de conjunto se reducen considerablemente al no tener todas las fuerzas actuando en el mismo sentido. Lo mismo podría decirse para modos superiores.

En esos casos, las propiedades elástico geométricas de la estructura no quedarán definidas por la rigidez de entrepiso sino por la variación de los productos EI y GA con los cuales se podrán calcular las deformaciones debidas a flexión y a fuerza cortante respectivamente.

Las deformaciones por flexión es conveniente el empleo de los teoremas de la viga conjugada, que es, para el caso de un voladizo, otro voladizo empotrado en el extremo opuesto cargado con el diagrama de momentos entre EI , y en el cual los momentos flexionantes corresponden a las deformaciones de la viga real.

Las deformaciones por cortante, que en el caso de estructuras a base de muros pueden ser importantes en comparación con las de flexión, sobre todo en los niveles inferiores, se calculan mediante la expresión:

$$\Delta X_{vi} = \frac{V_i h_i}{A_i G} \quad \text{donde} \quad \Delta X_{vi}$$

es el incremento de deformación por cortante entre dos niveles consecutivos. V_i , h_i , A_i son, respectivamente la fuerza cortante, la altura y el área efectiva de cortante entre esos mismos niveles y G es el módulo de elasticidad al cortante del material de la estructura.

Para calcular los modos de vibración, se supone una configuración modal, se calcula las fuerzas de inercia:

$$F_i = m_i \omega^2 X_i$$

asociadas a la configuración y las fuerzas cortantes correspondientes y a partir de ellas se valgan los incrementos de momento de cada entrepiso y los momentos de volteo acumulados de arriba hacia abajo, los cuales no se dividen entre EI (habrá dos valores M/EI en un mismo nivel en los casos en que haya cambio de sección de los muros). La integración numérica del diagrama de M/EI nos permitirá transformar ese diagrama en una serie de cargas concentradas equivalentes a él, aplicadas en los distintos niveles con los

cuales es muy fácil calcular los cortantes equivalentes correspondientes a cada entrepiso y los incrementos de momento flexionante en la viga conjugada que serán iguales a los incrementos de deformación por flexión entre dos niveles consecutivos. Es el equivalente de

$$\Delta x = \frac{V}{R}$$

del caso visto anteriormente. A estos incrementos de deformación por flexión se sumarán los correspondientes a la deformación por cortante y con esa suma se podrá calcular la nueva configuración, que será como antes, función de w^2 y de donde podremos despejar este valor y en caso de que no sea igual par todas las masas volver a hacer otro ciclo tomando como configuración de partida la encontrada anteriormente normalizándola con respecto a una de las masas para poder comprar la evolución de las configuraciones de cada ciclo.

III.5.8 METODO DE HOLZER

Como se indicó anteriormente, para conocer completamente un modo de vibrar necesitamos conocer tanto la configuración modal como la frecuencia del modo. Hemos visto que en el método de Stodola-Vianello-Newmark, se supone una configuración relativa y a partir de ella se calcula el valor de w^2 . Holzer procede exactamente al revés, esto es, supone la frecuencia y a partir de ella se calcula la configuración relativa de abajo hacia arriba de la estructura. Dado que la configuración es relativa se puede suponer también la

deformación de la primer masa (por consiguiente el incremento de deformación entre la base y la primera masa). El método tiene las siguientes etapas: Los datos son las masas y las rigideces de entrepiso, igual que antes.

1. Suponer un valor de w^2 .
2. Obtener los valores de $m w^2_{sup}$ para cada masa.
3. Suponer la deformación del primer nivel X_1 ; conviene suponer un valor unitario. Esto equivale también, como ya se dijo a suponer ΔX_1 .
4. Calcular la fuerza cortante en la base de la estructura (primer entrepiso), que será por definición de rigidez de entrepiso:

$$V_1 = R_1 \Delta X_1 \quad \text{si} \quad \Delta X_1 = 1, \quad V_1 = R_1$$

5. Calcular la fuerza de inercia asociada a la masa del primer nivel:

$$F_1 = m_1 w^2_{sup} X_1$$

6. Por definición de fuerza cortante, como la suma acumulativa de las fuerzas arriba de un cierto nivel, podremos calcular la cortante del segundo entrepiso

restando a la cortante en la base la fuerza de inercia del primer nivel, esto es:

$$V_2 = V_1 - F_1$$

7. Conocida la fuerza cortante en el entrepiso 2 podemos calcular el incremento de deformación de ese entrepiso dividiendo la cortante entre la rigidez de entrepiso:

$$\Delta X_2 = \frac{V_2}{R_2}$$

8. Sumando ΔX_2 a la deformación del primer nivel obtendremos la deformación del segundo nivel:

$$X = X_2 + \Delta X_2$$

y podemos repetir los pasos 5 al 8 para todas las masas hasta llegar al extremo superior de la estructura.

Si la frecuencia supuesta corresponde a un modo de vibrar, obtendremos que la fuerza de inercia del último nivel es igual a la fuerza cortante del entrepiso correspondiente (por equilibrio dinámico). Si la frecuencia supuesta no es la correspondiente a un modo de vibrar, se obtendrá una diferencia entre el valor de la fuerza de inercia y el de la fuerza cortante en el extremo de la estructura. En este caso el método no es convergente, pero si hacemos otro ciclo

con otro valor de w^2 relativamente cercano al anterior, encontraremos otra diferencia y podremos trazar una gráfica que nos relacione las frecuencias supuestas (abscisas) con las diferencias entre fuerza de inercia y fuerza cortante en el extremo superior de la estructura (ordenadas). Una vez que tenemos dos puntos de esa gráfica podremos buscar un valor de w^2 supuesto en intersección con el eje de las abscisas de la línea que une los puntos antes obtenidos, o su prolongación si ambas diferencias tienen el mismo signo. Con este tercer valor supuesto para w^2 seguramente obtendremos otra diferencia, menor que las anteriores, que nos definirá un tercer punto en la gráfica. Podremos entonces trazar una curva entre los tres puntos y definir así un nuevo valor de w^2 que seguramente estará muy próximo a la frecuencia correcta de uno de los modos de vibrar de la estructura.

Cuando ya está cerca del valor correcto, se puede mejorar el valor supuesto de w^2 empleando el cociente de Crandall siguiente:

$$\bar{w}^2 = w^2 \frac{\sum V \cdot \Delta x}{\sum FX}$$

donde \bar{w}^2 es el valor que debemos suponer en el ciclo siguiente.

El método presente sirve para calcular cualquier modo natural de vibración teniendo como datos las masas y las

rigideces de entrecapso de la estructura. El modo de que se trate se obtendrá de la inspección de la configuración modal, tomando en cuenta que en el primero todas las deformaciones tiene el mismo signo, en el segundo hay un cambio de signo en el tercer dos cambios de signo y así sucesivamente.

Si se conoce la frecuencia del primer modo de vibrar (por haberlo calculado empleando el método Stodola-Vianello-Newmark, por ejemplo.) se puede estimar gruesamente el valor de las frecuencias de los modos superiores empleando la relación:

$$w_2^2 = 9w_1^2 ; w_3^2 = 25w_1^2$$

(esta aproximación puede ser demasiado burda dependiendo de los valores de las masas y rigideces en cada caso particular, pero sirve como orientación).

III.5.9 AMORTIGUAMIENTO:

GENERALIDADES:

Los conceptos que se han presentado se basan en la hipótesis de que la energía mecánica de un sistema vibratorio no se altera mientras no actúen en él fuerzas exteriores o sufra desplazamiento de sus apoyos. En realidad, fricciones internas, fricciones en los apoyos, comportamiento inelástico y otros fenómenos dan lugar a pérdidas de energía. Su efecto es oponer resistencia al movimiento y reducir la amplitud de las oscilaciones.

Varios de los fenómenos enumerados no pueden incluirse dentro del concepto usual de amortiguamiento. No obstante, todos ellos tienen efectos semejantes en cuanto a la limitación a la respuesta máxima de una estructura.

TIPOS DE AMORTIGUAMIENTO:

Para fines de análisis, el efecto del amortiguamiento puede representarse por medio de una fuerza que se opone al movimiento. Si dicha fuerza varía proporcionalmente a la velocidad de la masa en movimiento se tiene amortiguamiento lineal o viscoso. Si es independiente de la velocidad como es el caso de una masa vibratoria sujeta a una fuerza de fricción paralela al movimiento se tiene amortiguamiento constante también llamado del tipo de fricción seca o de

Coulomb, y han recibido atención otros varios tipos de amortiguamiento.

Matemáticamente es más fácil de analizar el efecto de amortiguamiento lineal. Cuando el amortiguamiento de una estructura sigue otra ley pueden estudiarse sus efectos mediante la introducción de uno viscoso equivalente, tal que la pérdida de energía por ciclo sea igual a la producida por el amortiguamiento real.

VIBRACION LIBRE DE ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD AMORTIGUADAS LINEALMENTE. Considérese una estructura de un grado de libertad como la descrita en la Fig. 3.8. Sea k la constante del resorte y $-c\dot{x}$ la fuerza proveniente del amortiguamiento. Si no actúan fuerzas exteriores y la base permanece fija, la ecuación del movimiento tiene la forma

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = 0 \quad 3.19$$

Si se hace:

$$p^2 = \frac{k}{M} \quad \text{y} \quad 2\eta = \frac{c}{M}$$

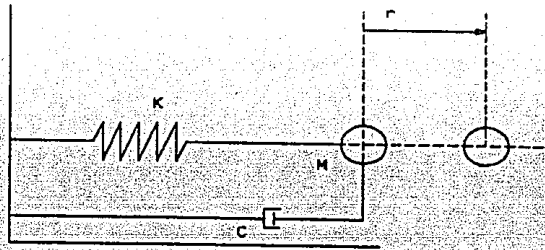


FIG. 3.9. SISTEMA SIMPLE CON AMORTIGUAMIENTO

se llega a:

$$\ddot{x} + 2n\dot{x} + p^2 x = 0$$

ecuación que tiene soluciones de la forma:

$$x = Ae^{rt}$$

r satisface la ecuación característica:

$$r^2 + 2nr + p^2 = 0$$

es decir,

$$r = -n \pm \sqrt{n^2 - p^2} \quad 3.20$$

$$\text{Si } n^2 - p^2 < 0, \quad r = -n \pm i\sqrt{p^2 - n^2}$$

haciendo $\sqrt{p^2 - n^2} = p_1$, las raíces de r quedan en la forma

$$r = -n + p_1 i$$

$$r = -n - p_1 i$$

y la expresión para x será:

$$x = A_1 e^{(-n + p_1 i)t} + A_2 e^{(-n - p_1 i)t}$$

es decir, $x = A_1 e^{-nt} (\cos p_1 t + i \operatorname{sen} p_1 t) +$

$$A_2 e^{-nt} (\cos p_1 t - i \operatorname{sen} p_1 t) =$$

$$e^{-nt} (A_1 + A_2) \cos p_1 t + (A_1 - A_2) i \operatorname{sen} p_1 t$$

haciendo $A_1 + A_2 = A$ y $(A_1 - A_2) i = B$ se obtiene:

$$x = e^{-nt} (A \cos p_1 t + B \operatorname{sen} p_1 t)$$

o bien:

$$x = e^{-nt} C \cos p_1 (t - \tau) \quad 3.21$$

La ecuación 3.21 implica que el movimiento de la masa es periódico, de frecuencia circular p_1 y de amplitud decreciente, según el factor e^{-nt} .

AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO:

Si en la ecuación 3.20, $n^2 - p^2 = 0$, la solución es entonces de la forma:

$$x = A e^{-nt}$$

la cual no corresponde a un movimiento periódico. En este caso la masa vuelve sin oscilar a su posición de equilibrio después de un tiempo infinito. Al valor del amortiguamiento que da lugar a estas condiciones se denomina amortiguamiento crítico.

Para estructuras usuales de edificios formados por marcos con muros estructurales y de relleno, el valor del amortiguamiento puede suponerse de aproximadamente 10% del crítico ($n/p = 0.10$). Los espectros de diseño propuestos para el reglamento incluyen de por sí el efecto de este valor del amortiguamiento. Por este motivo, no debe considerarse explícitamente el amortiguamiento al efectuar el análisis dinámico de un edificio.

III.5.10 CARACTERISTICAS DE LOS TEMPORES

GENERALIDADES:

Siendo los fenómenos sísmicos complicados e irregulares, para el Ingeniero resulta de interés la presentación de sus características en forma de permitir la aplicación inmediata al análisis.

Durante un temblor, el movimiento del terreno tiene componentes de rotación y traslación en tres direcciones perpendiculares, y la trayectoria de un punto es una curva en

el espacio. Conviniendo en que se puede idealizar un sismo como un movimiento horizontal del terreno en una sola dirección, y este movimiento está descrito por el acelerograma registrado para la dirección en estudio, es posible, si se conocen las características de una estructura calcular la respuesta de la misma al movimiento de la base. Es decir, es posible tener la historia de cualquier elemento mecánico desde la iniciación del movimiento.

Este cálculo es laborioso e impráctico. Al diseñar una estructura interesa conocer la forma en que se comportará ante temblores futuros, cuyos acelerogramas indudablemente diferirán de los registrados. Debido a ello los métodos que usan el concepto de espectro han tenido aceptación universal. Poseen ese enfoque los métodos que trata el presente capítulo.

III.5.11

ESPECTROS DE UN TEBLOR:

Considérese una estructura elástica con amortiguamiento lineal, de un grado de libertad, cuya base describe el movimiento definido por el acelerograma de un temblor en una dirección dada. Sea $a(\tau)$ la aceleración de la base en función del tiempo τ , la ecuación diferencial del movimiento es

$$\ddot{u} + 2\eta\dot{u} + p^2u = -a(\tau) \quad 3.22$$

en la cual:

u = Desplazamiento de la masa relativa a la base;

p = Frecuencia natural circular de la estructura no amortiguada.

n = Fracción del amortiguamiento crítico.

La solución de la ec. 3.22 está dada por la siguiente expresión que proporciona el valor de u en el instante t

$$u = \frac{1}{\sqrt{p^2 - n^2}} \int_0^t a(\tau) e^{-n(t-\tau)} \times \text{sen} \sqrt{p^2 - n^2} (t - \tau) d\tau \quad 3.23$$

Llamando s_v al máximo valor absoluto que adquiere la integral del segundo miembro de la ec. 3.23 durante el temblor, pueden escribirse las siguientes expresiones:

$$U_{\max} = \frac{s_v}{\sqrt{p^2 - n^2}}$$

$$\dot{U}_{\max} = \sqrt{p^2 - n^2} s_v$$

$$\ddot{U}_{\max} = s_v$$

U_{\max} , \dot{U}_{\max} , \ddot{U}_{\max} , son respectivamente, los máximos valores absolutos del desplazamiento relativo, de la velocidad relativa y de la aceleración absoluta de la masa.

El valor s_v es función de las características del temblor y de la frecuencia natural y amortiguamiento de la estructura. Si para un valor constante del amortiguamiento se trazan gráficas que tengan como abscisas el periodo natural de la estructura y como ordenada U_{\max} , \dot{U}_{\max} , \ddot{U}_{\max} se obtienen los llamados espectros de desplazamientos, de

velocidades y de aceleraciones, respectivamente, para el temblor considerado.

Cualquiera de los espectros de un temblor proporciona los datos necesarios para el diseño de estructuras con un grado de libertad, con solo conocer el periodo natural y el amortiguamiento de la misma.

III.5.12 ESPECTROS DE DISEÑO:

Dada la irregularidad en la forma de los espectros que presenta variaciones bruscas en la magnitud de la respuesta máxima en función del periodo natural, es posible que dos estructuras que tengan prácticamente las mismas características respondan de manera totalmente distinta a un sismo.

En el aspecto práctico, este hecho tienen menor importancia de la que se le podría dar a primera vista, gracias a la influencia del amortiguamiento y a fenómenos tales como la variación del periodo natural por trabajo en el

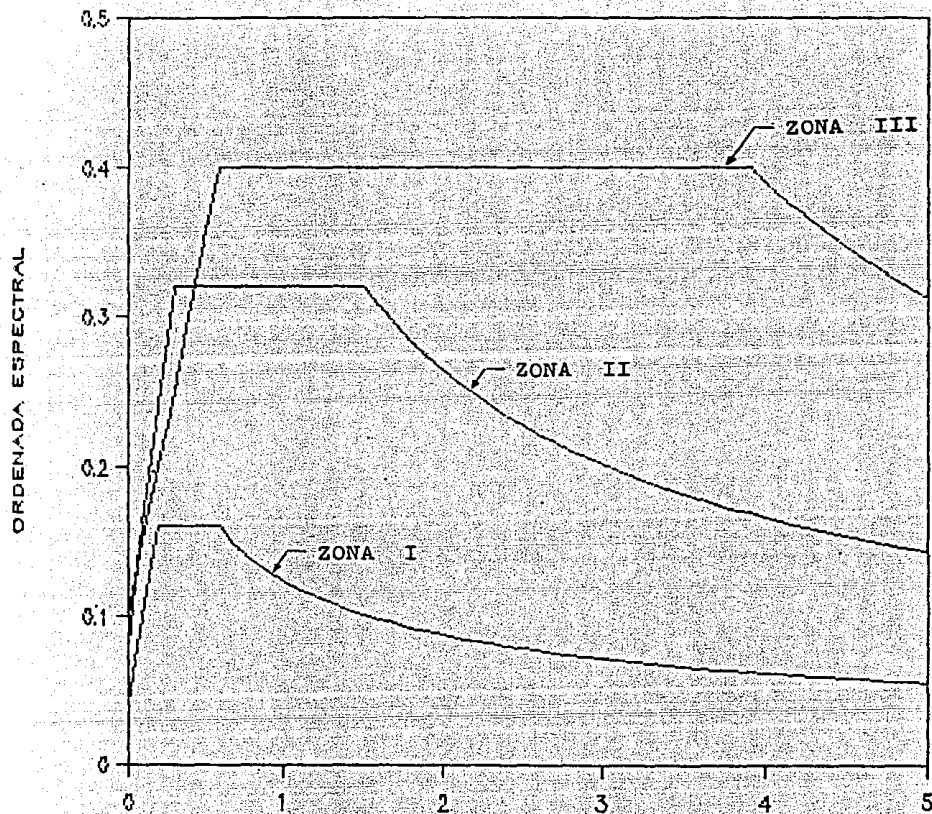
intervalo inelástico.

Para fines de diseño, por tanto, no se emplean espectros de forma tan irregular como los reales obtenidos. Si se desea proyectar una estructura para un temblor particular, puede adoptarse un espectro obtenido como la curva media o envolvente del teórico. Si en una región son frecuentes temblores cuyas curvas medias tienen diferentes características, es razonable trazar la curva media de cada uno de ellos, reducir todas a una intensidad común (por ejemplo haciendo que el área bajo la curva del espectro medio de velocidades sea la misma) y adoptar para diseño la envolvente de todos los espectros medios reducidos, multiplicada por un factor que tome en cuenta la intensidad esperada, las consecuencias de la falla de la estructura, su importancia, etc.

Dichos espectros propuestos por el RCDF-87 se presentan a continuación.

ESPECTROS DE DISEÑO

GRUPO B

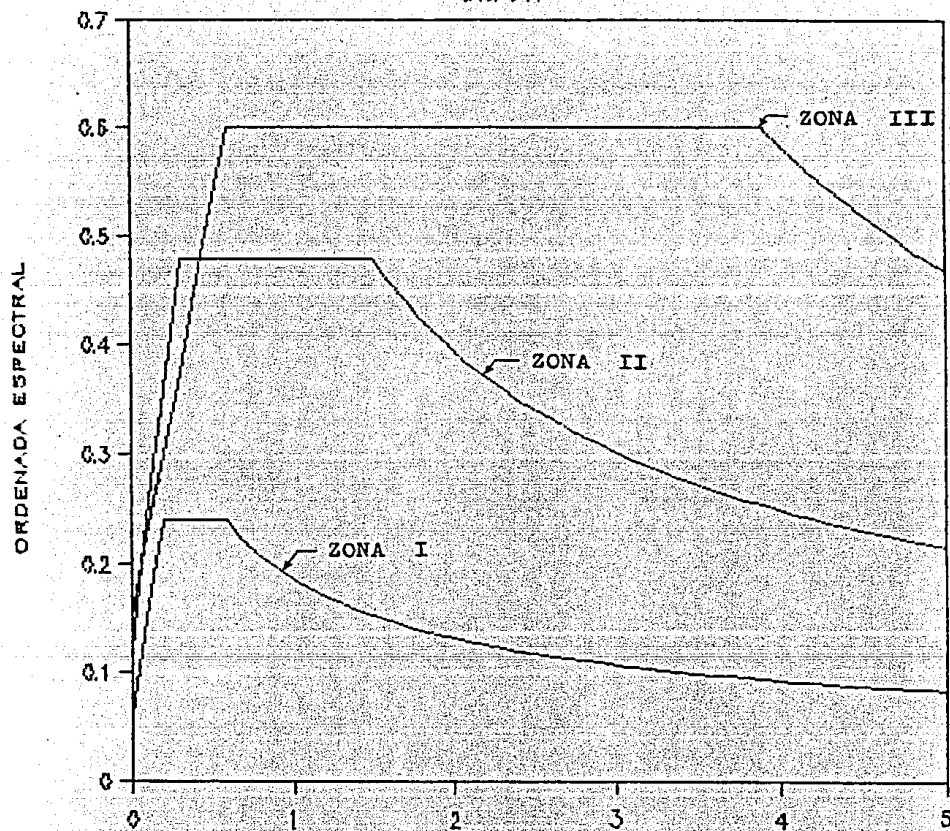


PERIODO EN SEG

ZONA	T_1	T_2	r	c
I	0.2	0.6	1/2	0.16
II	0.3	1.5	2/3	0.32
III	0.6	3.9	1.0	0.40

EPECTROS DE DISEÑO

GRUPO A



PERIODO EN SEG

ZONA	T_1	T_2	r	c
I	0.2	0.6	1/2	0.24
II	0.3	1.5	2/3	0.48
III	0.6	3.9	1.0	0.60

PARA AMBOS GRUPOS:

ORDENADAS ESPECTRALES .-

$$a = (1 + 3T/T_1) c / 4, \quad \text{si } T < T_1$$

$$a = c, \quad \text{si } T_1 \leq T \leq T_2$$

$$a = c (T_2 / T)^r, \quad \text{si } T > T_2$$

FACTOR REDUCTIVO .-

$$Q' = Q, \quad \text{si se desconoce } T \text{ ó } T > T_1$$

$$Q' = 1 + (Q - 1)(T/T_1), \quad \text{si } T < T_1.$$

El criterio anterior es el que se siguió en la adopción del espectro de diseño propuesto para estructuras sobre terreno firme en el capítulo sobre análisis dinámico del Reglamento. Dicho espectro se modificó con base en observaciones de campo para establecer el correspondiente a terreno blando.

III.5.13 COMBINACION DE MODOS NATURALES, CALCULO DE LOS COEFICIENTES DE PARTICIPACION

Una vez encontrados los distintos modos de vibrar que tiene una estructura, después de haberla idealizado en la forma más conveniente (generalmente es suficiente con conocer 3 o 4 modos como máximo), surge el problema de calcular la forma en que se combinan éstos para conocer el comportamiento probable de la estructura a una excitación específica.

Al excitar un edificio cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad. La respuesta total del edificio será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos multiplicados por un factor adecuado. A dicho factor se le da el nombre de

coeficiente de participación.

Considerando el desplazamiento relativo de la masa i con respecto a la base de la estructura como la suma de participaciones al desplazamiento de cada modo j , tenemos:

$$u_i = \sum_{j=1}^n C_{ij} Y_{ij}$$

donde u_i es igual al desplazamiento relacionado a la base de la masa, C_{ij} es igual al coeficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo j en el movimiento, Y_{ij} es igual a la amplitud del desplazamiento de la masa i en el modo j .

El trabajo desarrollado por las máximas fuerzas de inercia del modo m al obrar sobre los desplazamientos U_i será:

$$W_m = (M_1 W_m^2 Y_{1m}) u_1 + (M_2 W_m^2 Y_{2m}) u_2 + \dots$$

$$= W_m^2 \sum_{i=1}^n M_i Y_{im} u_i \quad \text{o sea}$$

$$W_m = W_m^2 \sum_{j=1}^n C_{ij} \sum_{i=1}^n M_i Y_{im} Y_{ij}$$

Por la propiedad de ortogonalidad de los modos.

$$\sum_{i=1}^n M_i Y_{im} Y_{ij} = 0 \quad \text{Si } j \neq m, \text{ encontramos que solo el modo } m \text{ trabaja, por lo que:}$$

$$W_m = W_m^2 C_m \sum_{i=1}^n M_i Y_{im}^2 \quad ; \text{ de donde}$$

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^n M_i Y_{im} u_i}{\sum_{i=1}^n M_i Y_{im}^2}$$

Este valor de C_m depende aún de los distintos modos, ya que u_i está dado en función de ellos, sin embargo si consideramos:

$$u_i = \sum_j C_j Y_{ij} \phi_j$$

en donde el valor de C_j correspondiente al modo m está dado por:

$$C_m = \frac{\sum_i M_i Y_{im} X \text{ const}}{\sum_i M_i Y_{im}^2}$$

y hacemos que la constante valga la unidad por simplicidad, tendremos el coeficiente de participación C_m independiente de los demás modos:

$$C_m = \frac{\sum_i M_i Y_{im}}{\sum_i M_i Y_{im}^2}$$

Se demuestra que ϕ_j es una coordenada normal que desacopla los modos, llegándose a la expresión:

$$\ddot{\phi}_m + \omega_m^2 \phi_m = -X_0$$

que es la ecuación de vibración forzada para un sistema amortiguado de un grado de libertad sujeto a la excitación X_0 en su base.

De manera semejante, para edificios con tres grados de libertad por piso se encuentra:

$$C_m = \frac{\sum_i M_i Y_{im}}{\sum_i M_i Y_{im}^2 + \sum_i M_i X_{im}^2 + \sum_i J_i \Theta_{im}^2}$$

en donde J_i es el momento polar de inercia de la masa total

del nivel i con respecto al centro de masa. X_{im} , Y_{im} , θ_i son los desplazamientos del centro de gravedad en las direcciones X , Y y la rotación horizontal del nivel i en el modo m . C_m es el coeficiente de participación para un movimiento paralelo a la dirección Y .

La respuesta máxima de cada modo puede obtenerse del espectro de diseño en función del período correspondiente y se multiplica por su coeficiente de participación. Si se usa espectro de desplazamiento, la participación del modo m será $C_m \alpha_m S_m$ en donde C_m es el coeficiente de participación determinado en la forma ya descrita. α_m es la respuesta modal deseada, la cual puede ser desplazamiento, cortante, velocidad, etc. Y S_m es el valor obtenido del espectro de desplazamientos de acuerdo con el período del modo m .

Si se trabaja con espectro de velocidades o de aceleraciones debe tomarse en cuenta la relación existente entre los espectros:

$$S_v = WS \quad \text{y} \quad S_a = W^2 S$$

para evaluar correctamente la respuesta. En el Reglamento del D. F. el espectro de diseño es de aceleraciones, por lo que para calcular la participación de cada modo se debe usar la expresión:

$$C_m \alpha_m \frac{S_{am}}{w_m^2}$$

en donde S_{am} es el valor obtenido del espectro de diseño correspondiente al período del modo m cuya respuesta se desea,

es decir, es el valor del coeficiente "a" multiplicado por la aceleración de la gravedad.

La respuesta máxima del edificio sería la suma de las respuestas máximas de cada uno de los modos, si todos los máximos se presentaran simultáneamente, pero esto no ocurre por lo que si se toma la suma de respuestas máximas de cada modo como respuesta máxima del edificio, se tiene en general un valor conservador. En la mayoría de los casos se obtiene un valor más adecuado si se considera como respuesta máxima del edificio la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas de cada modo. Este criterio se basa en estudios probabilísticos.

En el diseño de un edificio interesa fundamentalmente conocer las cortantes sísmicas a que estará sometido; aplicando el criterio descrito, los pasos a seguir empleando el Reglamento propuesto para el D.F., serían:

- Cálculo de los tres o cuatro primeros modos y las cortantes V_{im} asociadas a las configuraciones correspondiente γ_{im} , así como de los cuadrados de la frecuencia circular:

$$w_m^2$$

de cada modo. Las cortantes asociadas a la

configuración Y_{im} de cada modo serán las sumas acumulativas de valores:

$$M_i Y_{im} W_m^2$$

En edificios idealizados como sistemas estrechamente acoplados los valores anteriores deben ser iguales a las constantes de resorte entre piso K_i , multiplicadas por los incrementos de deformación ΔY_i entre los mismos pisos.

- Cálculo de los coeficientes de participación para cada modo en función de las configuraciones correspondientes. En el cálculo se acostumbra tener una base de comparación entre los modos y se obliga a que la deformación en algún nivel sea la misma en todos ellos, haciendo proporcionales las de los niveles restantes. No es necesario que exista una relación definida entre las configuraciones de los distintos modos para calcular los coeficientes de participación; pueden usarse valores arbitrarios en cada modo siempre que tengan la configuración correcta, y que las cortantes sean las correspondientes a esa configuración.

- Determinación del coeficiente sísmico "c" correspondientes al tipo y destino de la estructura.
- Determinación de "a"; de acuerdo con el espectro correspondiente a la zona en donde se localiza el edificio y al período de cada uno de los modos.
- Cálculo de la máxima participación a la cortante de cada uno de los modos:

$$\bar{v}_{im} = v_{im} C_m \frac{s_{am} g}{w_m}$$

- Combinación de las cortantes v_{im} para encontrar la máxima respuesta probable del edificio, aplicando la fórmula:

$$v_{im} = \sqrt{\sum v_{im}^2}$$

- Revisión de que las cortantes obtenidas no sean menores en ningún nivel que 80% de las resultantes de un análisis estático. Este paso es necesario para verificar que no se obtengan fuerzas engañosamente pequeñas en edificios con períodos largos ya que para ellos las ordenadas del espectro son muy pequeñas.

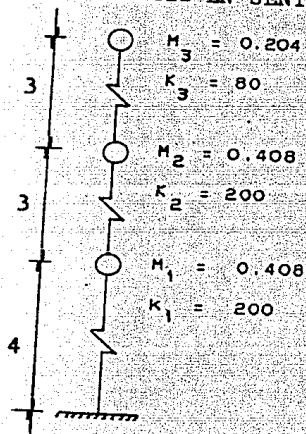
- Análisis por torsión

Una vez conocidas las cortantes máximas probables puede procederse al cálculo de los demás elementos mecánicos que se requieren conocer para el diseño del edificio, tales como momentos flexionantes y fuerzas cortantes en traveses y columnas, fuerzas axiales en columnas, etc., lo cual puede hacerse igual que para el método estático siguiendo varios criterios.

III. 5. 14 EJEMPLO DE ANALISIS DINAMICO MODAL.

Analizando la misma estructura del ejemplo de metodo estático:

ANALISIS EN SENTIDO Y :



$$M = \begin{bmatrix} 0.408 & 0 & 0 \\ 0 & 0.408 & 0 \\ 0 & 0 & 0.204 \end{bmatrix}$$

$$K = 80 \begin{bmatrix} -5 & 2.5 & 0 \\ 0 & -3.5 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{bmatrix}$$

$$M \text{ [Ton} \cdot \text{seg}^2/\text{cm.}] \quad K \text{ [Ton/cm.]}$$

$$(K - \omega^2 M) X = 0$$

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

$$80 \begin{vmatrix} 5 - 0.408 \frac{\omega^2}{80} & -2.5 & 0 \\ -2.5 & 3.5 - 0.408 \frac{\omega^2}{80} & -1 \\ 0 & -1 & 1 - 0.204 \frac{\omega^2}{80} \end{vmatrix} = 0$$

Si $\frac{\omega^2}{80} = B$ y desarrollamos el determinante:

$$B^3 - 25.78 B^2 + 158.133B - 184.562 = 0$$

cuyas raíces son:

$$B_1 = 1.523$$

$$B_2 = 7.038$$

$$B_3 = 17.219$$

$$W_1^2 = 121.84 ; W_1 = 11.038 ; T_1 = 0.569$$

$$W_2^2 = 563.061 ; W_2 = 23.729 ; T_2 = 0.265$$

$$W_3^2 = 1377.52 ; W_3 = 37.115 ; T_3 = 0.169$$

T [seg.] W [1/seg.]

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1.751 \\ 2.542 \end{bmatrix} ; \phi_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ 0.581 \\ -1.965 \end{bmatrix} ; \phi_3 = \begin{bmatrix} 1 \\ -0.810 \\ 0.356 \end{bmatrix}, \phi \text{ [cm.]}$$

ϕ = Vector de desplazamientos.

OBTENCION DE LAS ORDENADAS ESPECTRALES:

$$\frac{c}{4} = 0.06$$

$$T_a = 0.2$$

$$T_b = 0.6$$

$$r = 0.5$$

$$c = 0.16(1.5) = 0.24$$

$$Q' = \begin{cases} Q & \text{si } T > T_a \\ 1 + (Q-1) (T/T_a) & \text{si } T < T_a \end{cases}$$

$$\text{Para } T_1 = 0.569 > T_a ; Q' = 4$$

$$S_{a1} = \frac{0.246}{4} = 0.06 ; a = 58.86 \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2}$$

$$\text{Para } T_2 = 0.265 > T_a ; Q' = 4$$

$$S_{a2} = \frac{0.24}{4} = 0.06 ; a = 58.86 \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2}$$

$$\text{Para } T_3 = 0.169 < T_a ; Q' = 3.54$$

$$S_{a3} = \frac{0.21}{3.54} = 0.06 ; a = 58.86 \frac{\text{cm}}{\text{seg}^2}$$

COEFICIENTES DE PARTICIPACION:

$$C_J = \frac{\sum m_j \phi_j}{\sum m_j \phi_j^2}$$

$$C_1 = \frac{0.408(1) + 0.408(1.751) + 0.204(2.542)}{0.408(1)^2 + 0.408(1.751)^2 + 0.204(2.542)^2} = 0.511$$

$$C_2 = \frac{0.408(1) + 0.408(0.851) + 0.204(-1.965)}{0.408(1)^2 + 0.408(0.851)^2 + 0.204(-1.965)^2} = 0.238$$

$$C_3 = \frac{0.408(1) + 0.408(-0.81) + 0.204(0.356)}{0.408(1)^2 + 0.408(-0.81)^2 + 0.204(0.356)^2} = 0.206$$

DESPLAZAMIENTOS REALES:

$$U_j = \frac{a_j}{\omega_j^2} C_j \ddot{y}_j$$

$$U_1 = \frac{58.86}{121.84} \cdot 0.551 \begin{bmatrix} 1 \\ 1.751 \\ 2.542 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.266 \\ 0.466 \\ 0.677 \end{bmatrix} ; \Delta U_1 = \begin{bmatrix} .266 \\ .200 \\ .211 \end{bmatrix}$$

$$U_2 = \frac{58.86}{563.061} \cdot 0.238 \begin{bmatrix} 1 \\ -0.851 \\ -1.965 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} .025 \\ -.021 \\ -.049 \end{bmatrix} ; \Delta U_2 = \begin{bmatrix} .025 \\ -.004 \\ -.070 \end{bmatrix}$$

$$U_3 = \frac{58.86}{1377.52} \cdot 0.206 \begin{bmatrix} 1 \\ -0.810 \\ 0.356 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} .009 \\ -.007 \\ .003 \end{bmatrix} ; \Delta U_3 = \begin{bmatrix} -.009 \\ -.016 \\ .010 \end{bmatrix}$$

$$U \text{ [cm.]}$$

FUERZAS CORTANTES:

MODO	ENTREPISO	Δ (cm.)	K (Ton/cm)	v (Ton)
1	1	.266	200	53.20
	2	.200	200	40.0
	3	.211	80	16.88
2	1	.025	200	5.0
	2	-.004	200	-0.8
	3	-.070	80	-5.6
3	1	.009	200	1.8
	2	-.016	200	-3.2
	3	.010	80	.8

SUPERPOSICION DE EFECTOS:

$$V_1 = \sqrt{(53.2)^2 + (5.0)^2 + (1.8)^2} = 53.46 \text{ ton}$$

$$V_2 = \sqrt{(40.0)^2 + (-0.8)^2 + (-3.2)^2} = 40.14 \text{ ton}$$

$$V_3 = \sqrt{(16.88)^2 + (-5.6)^2 + (0.8)^2} = 17.80 \text{ ton}$$

COMPARACION DE LAS CORTANTES ESTATICAS Y DINAMICAS:

ENTREPISO	VEST (Ton)	VDIN (Ton)	VDIN
			VEST
1	60	53.46	0.90
2	45	40.14	0.90
3	18.75	17.80	0.95

III.5.15 OBTENCIÓN DE FUERZAS PARA DISEÑO EMPLEANDO EL METODO DINAMICO MODAL.

RESUMEN

1.- Modelo matemático de la estructura:

a) Masas

b) Rigideces a fuerza lateral.

2.- Cálculo de modos de vibración en cada dirección de análisis (tres modos cuando menos).

3.- Cálculo de fuerzas sísmicas (F_{im}) por nivel (i) y coeficientes de participación (Cp_m) de cada modo (m).

$$F_{im} = m_i \cdot X_{im} \cdot W_m^2 \quad Cp_m = \frac{\sum m_i \cdot X_{im}}{\sum m_i \cdot X_{im}^2}$$

4.- Obtención de ordenadas espectrales para cada modo (a_m).

5.- Cálculo de factores de escala de desplazamientos (F.E.D.) y de fuerzas (F.E.F.) para cada modo.

$$F. E. D. = \frac{a_m \cdot g}{W_m} Cp_m \quad F. E. F. = \frac{F. E. D.}{Q'}$$

y respuestas modales escaladas \bar{R}_m .

6.- Superposición de las respuestas modales escaladas:

$$R_{dis} = \sqrt{\sum R_m^2}$$

7.- Análisis por torsión (igual que en el método estático)

III.6.1 INFLUENCIA DE LA INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA

Para valuar la influencia de los efectos de interacción entre el suelo y la estructura se puede considerar un incremento en el período fundamental de vibración tomando en cuenta el período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida (T_0), el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza (T_x) y el período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza (T_r), entonces podríamos corregir el período de vibración como una aproximación de dichos efectos con la expresión:

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2} \quad [\text{seg}]$$

Donde: T_1 = período corregido por los efectos de interacción suelo-estructura.

T_0 = período fundamental de vibración.

$$T_x = 2\pi \left(\frac{W'_0}{g K_x} \right)^{1/2} \quad [\text{seg}]$$

W'_0 = peso de la construcción al nivel de desplante incluyendo la cimentación en toneladas.

g = aceleración de la gravedad (m/seg^2)

K_x = rigidez de un elemento elástico que restringe el desplazamiento de la base.

$$T_r = 2\pi \left(\frac{J}{g K_r} \right)^{1/2} \quad [\text{seg}]$$

J = momento de inercia de la masa de la construcción, en Ton $\cdot m^2$ con respecto al eje de rotación.

K_r = rigidez de un elemento elástico que restringe la rotación de la base.

Tratándose de construcciones que se apoyan sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección que se analiza o sobre losa o cascarón que abarque toda el área de cimentación, y que posean suficiente rigidez y resistencia para suponer que su base se desplaza como cuerpo rígido, los

valores K_x y K_r se obtendrán de las siguientes tablas:

En la zona II

Profundidad de desplante(1)	K_x	$K_r(2)$	K_v
≤ 1 m	$10.7GR_x$	$7.1GR_r^3$	$20.5GR_x$
≥ 3 m	$16.2GR_x$	$1.2GR_r^3$	$28.7GR_x$

En la zona III

Profundidad de desplante(1)	K_x	K_r			K_v
		sobre el terreno	sobre pilotes de fricc.(3)	sobre pilotes de punta(4)	
.					

$\leq 1 \text{ m}$	$6.7GR_x$	$5.8GR_r^3$	$7.3GR_r^3$	$5.8GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16.2GR_x$
$\geq 3 \text{ m}$	$8.3GR_x$	$8.7GR_r^3$	$10.9GR_r^3$	$8.7GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$24GR_x$

- (1) Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3m interpólese linealmente entre los valores de la tabla.
- (2) Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona II supóngase K_r infinita.
- (3) Si éstos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante, al menos la mitad del peso w_0 de la construcción. Cuando tienen menos de ésta capacidad, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla.
- (4) K_p se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de éstos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente.

G es el módulo de rigidez medio, en ton/m^2 , del estrato de arcilla en que se apoya la construcción, y los radios equivalentes R_x y R_r , en metros, se calcularán empleando las expresiones:

$$R_x = (A / \pi)^{1/2}$$

$$R_r = (4I / \pi)^{1/4}$$

en las que A, en m², es el área de la superficie neta de cimentación, e I, en m⁴, es el momento de inercia de dicha superficie neta con respecto a su eje centroidal perpendicular a a la dirección que se analiza.

Tratándose de contrucciones suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas y con dimensión corta en la dirección que se analiza y de construcciones sobre zapatas aisladas, los coeficientes de K_x y K_r de la cimentación se calcularán mediante las fórmulas:

$$K_x = \sum K_{xi}$$

$$K_r = \sum X_i^2 K_{vi}$$

en las que i denota valores correspondientes a la zapata i-ésima ; X_i es la distancia, en la dirección de análisis, entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación, y K_{xi} y K_{vi} se determinan de las tablas anteriores empleando el valor de R_x que corresponda a la zapata, en cuestión.

CAPITULO IV.
ANALISIS POR COMPUTADORA.

IV.1 ANALISIS SISMICO DE UN EDIFICIO DE 10 NIVELES.

Con fines de ilustración de los métodos expuestos, se presenta el análisis sísmico estático y dinámico modal de un edificio cuyas características se muestran a continuación:

Estructuración: Marcos rígidos y losa de espesor constante en dos direcciones de concreto reforzado. Los muros de mampostería son de relleno.

Destino del edificio : Oficinas.

Número de niveles: 10

Clasificación de la construcción:

Según su uso : Grupo B.

Según el tipo de estructura: tipo I.

Zona: #

Coefficiente sísmico (c) : 0.4

Factor de comportamiento sísmico (Q):4 (en ambas direcciones)

Valores de carga viva instantánea:

En azotea: 70 kg/m²

En los demás niveles: 180 kg/m²

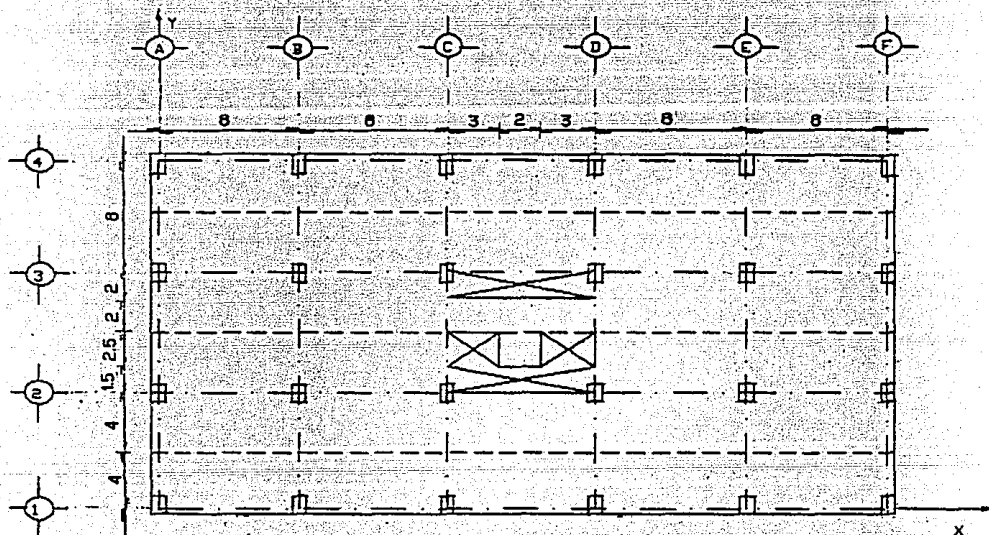
Nivel ó entrepiso:	Columnas:	Trabes	
		Principales:	Trabes secundarias:
1-5	90 X 100 cm.	50 X 90 cm.	30 X 70 cm.
6-10	85 X 95 cm.	40 X 90 cm.	30 X 70 cm.

Espesor de losa: 10 cm.

Altura de entrepiso: 3.3 m.

Cargas	totales	por	nivel:	PESO (ton.)
			NIVEL	1076.6
			10	1172.4
			9	1172.4
			8	1172.4
			7	1172.4
			6	1255.5
			5	1255.5
			4	1255.5
			3	1255.5
			2	1255.5
			1	
				<hr/>
				Σ =12043.7

La planta tipo del edificio se muestra enseguida:



PLANTA TIPO

ACOTS M.

IV.2 OBTENCION DE RIGIDECES DE ENTREPISO.

Para obtener las rigideces de entrepiso, se optó por someter los diferentes marcos en sentido X e Y a fuerzas proporcionales resultantes del método estático en los diferentes niveles. Así, de la definición de rigidez de entrepiso $R = V / \Delta x$, necesitamos conocer la cortante actuante en los diferentes entrepisos, así como los desplazamientos relativos entre niveles provocados por estas fuerzas.

De acuerdo con el método mencionado, la fuerza cortante en la base del edificio será:

$$V_b = \frac{c}{Q} W_t = \frac{0.4}{4} (12043.7 \text{ Ton.}) = 1204.37 \text{ Ton.}$$

Aplicando el método estático:

**** ANALISIS ESTATICO ****

NIV:	W (TON):	H.AC. (M):	W*H.AC. (T.M):
10	1076.6	33	35527.8
9	1172.4	29.7	34820.3
8	1172.4	26.4	30951.4
7	1172.4	23.1	27082.4
6	1172.4	19.8	23213.5
5	1255.5	16.5	20715.8
4	1255.5	13.2	16572.6
3	1255.5	9.9	12429.4
2	1255.5	6.6	8286.3
1	1255.5	3.3	4143.15

WH/SUM(WH):	F (TON):	ENTREPISO:	V (TON):
.166218	200.188	10	200.188
.162907	196.201	9	396.388
.144807	174.401	8	570.789
.126706	152.601	7	723.39
.108605	130.801	6	854.191
.969191E-01	116.726	5	970.917
.775353E-01	93.3812	4	1064.3
.581515E-01	70.0359	3	1134.33
.387677E-01	46.6906	2	1181.02
.193838E-01	23.3453	1	1204.37

Para obtener los desplazamientos de los diferentes niveles se hizo uso del sistema CECAFI/ESTRUCTURAS para análisis estructural de armaduras planas, marcos planos y armaduras espaciales.

En su modalidad de análisis de marcos planos: MARPLA, se requirió de idealizar la estructura en ambos sentidos (X e Y), para proporcionar la geometría de ésta, así como las condiciones de apoyo, el tipo y punto de aplicación de las cargas.

Así, es posible hacer análisis elástico lineales de marcos planos sujetos a sollicitaciones estáticas del tipo de cargas en las juntas, cargas en las barras, cambios de temperatura, desplazamientos de los apoyos; así como combinaciones lineales de las anteriores. Asimismo, el programa supone que todos los miembros de las estructuras por analizar son barras rectas que mantienen constante su sección transversal a lo largo de las mismas, aunque cada barra puede tener una sección transversal diferente.

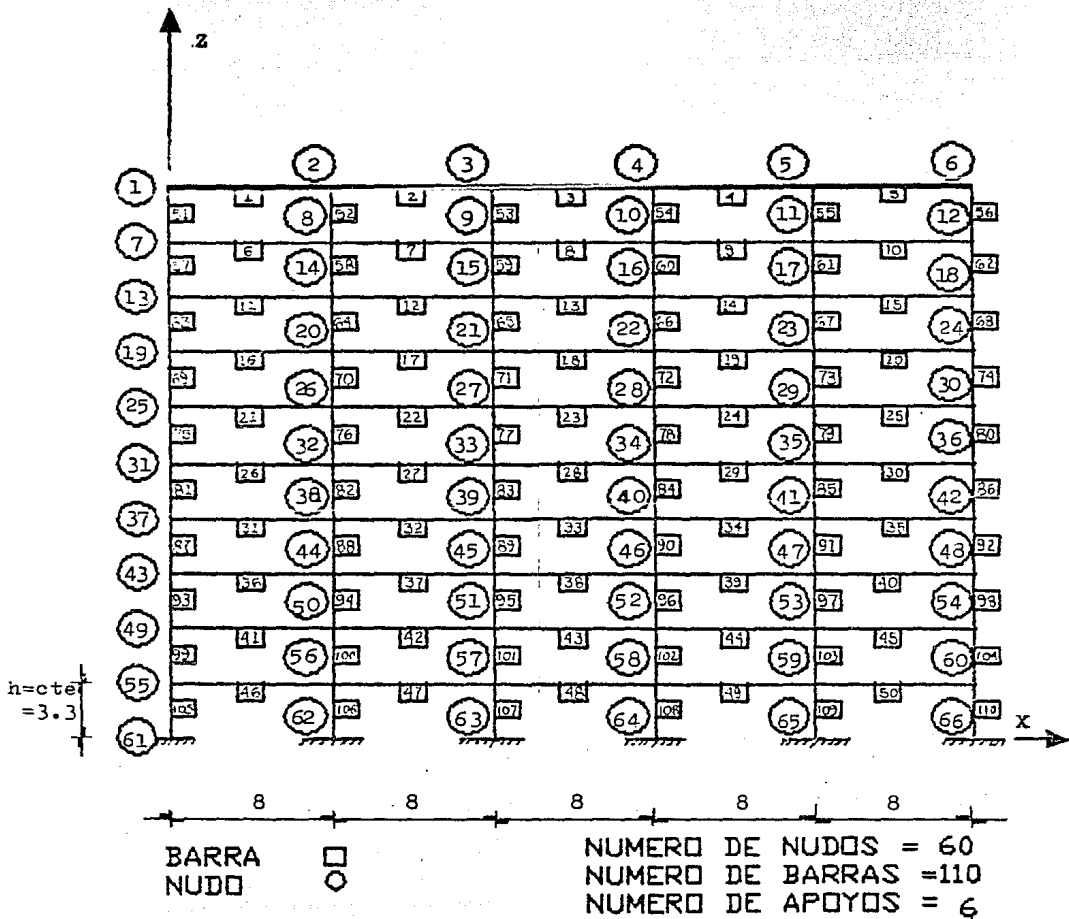
El programa está basado en el método de las rigideces. Los resultados que obtenemos son:

- Desplazamientos en las juntas de la estructura (absolutos)
- Valores de los elementos mecánicos en los extremos de las barras.
- Comprobación de los resultados.
- Reacciones de la estructura en los apoyos.

Enseguida se muestra la idealización de la estructura, la cual es de tipo esquelético:

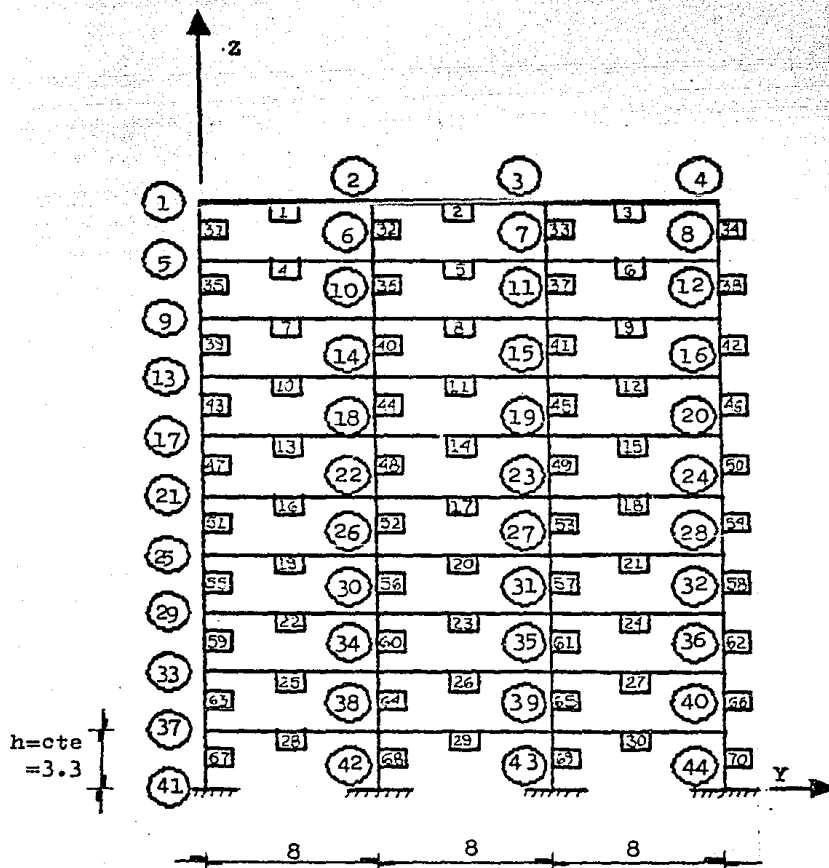
MARCO EXTREMO E INTERNO

SENTIDO X:



MARCO EXTREMO E INTERNO

SENTIDO Y:

BARRA
NUDO

NUMERO DE NUDOS = 40
 NUMERO DE BARRAS = 70
 NUMERO DE APOYOS = 4

ACOT: m.

Como se mencionó anteriormente, se someterán los marcos en X e Y a fuerzas proporcionales de acuerdo al método estático presentado.

A continuación se muestran los datos proporcionados al programa tales como la geometría, propiedades de las secciones, constantes elásticas, incidencias, longitudes e inclinaciones de barras y condiciones de carga:

MARCOS EN SENTIDO X:

```

=====
U.N.A.M.          INGENIERIA          M A R C O P L A N O          CECAFI
                                     DATOS
=====

```

** DETERMINACION DE RIGIDECES MARCO EN DIRECCION X **

```

=====
NUMERO DE NUDOS . . . . . 40
NUMERO DE APOYOS . . . . . 6
NUMERO DE BARRAS . . . . . 110
NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA INDEPENDIENTES. . 1
NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA DEPENDIENTES. . 0
SE UTILIZA GENERACION DE INCIDENCIAS DE BARRAS . SI
=====

```

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

BARRAS DE	A	AREA NORMAL	MM. INERCIA CENTROIDAL	AREA EFECTIVA DE CORTANTE
1 :	25	0.360	2.430E-02	0.300
26 :	50	0.450	3.037E-02	0.375
51 :	80	0.807	4.862E-02	0.673
81 :	110	0.900	6.075E-02	0.750

CONSTANTES ELASTICAS

BARRA DE	A	E	NU
1 :	110	1.581E+06	0.300

INCIDENCIAS
BARRA DE A

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	7	8
7	8	9
8	9	10
9	10	11
10	11	12
11	13	14
12	14	15
13	15	16
14	16	17
15	17	18
16	19	20
17	20	21
18	21	22
19	22	23
20	23	24
21	25	26
22	26	27
23	27	28
24	28	29
25	29	30
26	31	32
27	32	33
28	33	34
29	34	35
30	35	36
31	37	38
32	38	39
33	39	40
34	40	41
35	41	42
36	43	44
37	44	45
38	45	46
39	46	47
40	47	48
41	49	50
42	50	51
43	51	52
44	52	53
45	53	54
46	55	56
47	56	57
48	57	58
49	58	59
50	59	60

51	1	7
52	2	8
53	3	9
54	4	10
55	5	11
56	6	12
57	7	13
58	8	14
59	9	15
60	10	16
61	11	17
62	12	18
63	13	19
64	14	20
65	15	21
66	16	22
67	17	23
68	18	24
69	19	25
70	20	26
71	21	27
72	22	28
73	23	29
74	24	30
75	25	31
76	26	32
77	27	33
78	28	34
79	29	35
80	30	36
81	31	37
82	32	38
83	33	39
84	34	40
85	35	41
86	36	42
87	37	43
88	38	44
89	39	45
90	40	46
91	41	47
92	42	48
93	43	49
94	44	50
95	45	51
96	46	52
97	47	53
98	48	54
99	49	55
100	50	56
101	51	57
102	52	58
103	53	59
104	54	60
105	55	61
106	56	62
107	57	63
108	58	64
109	59	65
110	60	66

LONGITUDES E INCLINACIONES

DE	BARRA A	LON	INCLI
1	: 50	8.000	0.00
S1	: 110	3.300	-90.00

CONDICIONES DE CARGA

1A.- ANALISIS DE MARCO EN X

FUERZAS NODALES EN SISTEMA GLOBAL

NUDO	FX	FY	MZ
1	50.0	0.000E+00	0.000E+00
7	49.0	0.000E+00	0.000E+00
13	43.6	0.000E+00	0.000E+00
19	38.2	0.000E+00	0.000E+00
25	32.7	0.000E+00	0.000E+00
31	29.2	0.000E+00	0.000E+00
37	23.3	0.000E+00	0.000E+00
43	17.5	0.000E+00	0.000E+00
49	11.7	0.000E+00	0.000E+00
55	5.84	0.000E+00	0.000E+00

ANCHO MAXIMO DE BANDA= 21

=====

MARCOS EN SENTIDO Y:

```

=====
U.N.A.M.      INGENIERIA      M A R C O P L A N O      C E C A F I
                                     D A T O S
=====

```

```

** DETERMINACION DE RIGIDECES MARCO DIRECCION EN Y **
=====

```

```

NUMERO DE NUDOS . . . . . 40
NUMERO DE APOYOS . . . . . 4
NUMERO DE BARRAS . . . . . 70
NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA INDEPENDIENTES. . . 1
NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA DEPENDIENTES. . . 0
SE UTILIZA GENERACION DE INCIDENCIAS DE BARRAS . SI

```

PROPIEDADES DE LAS SECCIONES

BARRAS DE	A	AREA NORMAL	MOM. INERCIA CENTROIDAL	AREA EFECTIVA DE CORTANTE
1 :	15	0.360	2.430E-02	0.300
16 :	30	0.450	3.037E-02	0.375
31 :	50	0.807	6.073E-02	0.673
51 :	70	0.900	7.500E-02	0.750

CONSTANTES ELASTICAS

BARRA DE	A	E	NU
1 :	70	1.581E+06	0.300

INCIDENCIAS

BARRA DE	A	A
1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	5	6
5	6	7
6	7	8
7	9	10
8	10	11
9	11	12
10	13	14
11	14	15
12	15	16
13	17	18
14	18	19
15	19	20

16	21	22
17	22	23
18	23	24
19	25	26
20	26	27
21	27	28
22	29	30
23	30	31
24	31	32
25	33	34
26	34	35
27	35	36
28	37	38
29	38	39
30	39	40
31	1	5
32	2	6
33	3	7
34	4	8
35	5	9
36	6	10
37	7	11
38	8	12
39	9	13
40	10	14
41	11	15
42	12	16
43	13	17
44	14	18
45	15	19
46	16	20
47	17	21
48	18	22
49	19	23
50	20	24
51	21	25
52	22	26
53	23	27
54	24	28
55	25	29
56	26	30
57	27	31
58	28	32
59	29	33
60	30	34
61	31	35
62	32	36
63	33	37
64	34	38
65	35	39
66	36	40
67	37	41
68	38	42
69	39	43
70	40	44

LONGITUDES E INCLINACIONES

DE	BARRA A	LON	INCLI
1	: 30	8.000	0.00
31	: 50	3.300	-90.00
51	: 70	3.300	-90.00

CONDICIONES DE CARGA

1A.- ANALISIS DE MARCO EN Y

FUERZAS NODALES EN SISTEMA GLOBAL

NUDO	FX	FY	MZ
1	33.4	0.000E+00	0.000E+00
5	32.7	0.000E+00	0.000E+00
9	29.1	0.000E+00	0.000E+00
13	25.4	0.000E+00	0.000E+00
17	21.8	0.000E+00	0.000E+00
21	19.5	0.000E+00	0.000E+00
25	15.6	0.000E+00	0.000E+00
29	11.7	0.000E+00	0.000E+00
33	7.78	0.000E+00	0.000E+00
37	3.89	0.000E+00	0.000E+00

ANCHO MAXIMO DE BANDA= 15

=====

Los desplazamientos provocados por el sistema de fuerzas
en sentido X son:

=====

U.N.A.M.	INGENIERIA	MARCO PLANO	CECAFI
RESULTADOS			

=====

** DETERMINACION DE RIGIDECES MARCO EN DIRECCION X **

ANALISIS DE MARCO EN X

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

NUDO	DES-X	DES-Y	GIRO-Z
1	7.9000E-02	1.5531E-03	-7.2784E-04
2	7.8335E-02	3.5751E-05	-5.7285E-04
3	7.7818E-02	-1.1537E-05	-5.3136E-04
4	7.7466E-02	-3.7354E-06	-5.2893E-04
5	7.7279E-02	-4.9394E-05	-5.6475E-04
6	7.7238E-02	-1.5241E-03	-7.1398E-04
7	7.5831E-02	1.5448E-03	-1.1150E-03
8	7.5243E-02	3.4220E-05	-1.0005E-03
9	7.4782E-02	-1.1267E-05	-9.7460E-04
10	7.4445E-02	-3.9148E-06	-9.6909E-04
11	7.4230E-02	-4.7851E-05	-9.8355E-04
12	7.4138E-02	-1.5160E-03	-1.0835E-03
13	7.0779E-02	1.5210E-03	-1.6642E-03
14	7.0234E-02	3.0664E-05	-1.4770E-03
15	6.9810E-02	-1.0834E-05	-1.4529E-03
16	6.9503E-02	-4.0596E-06	-1.4443E-03
17	6.9313E-02	-4.4145E-05	-1.4507E-03
18	6.9244E-02	-1.4926E-03	-1.6134E-03
19	6.3785E-02	1.4724E-03	-2.1561E-03
20	6.3309E-02	2.5758E-05	-1.9142E-03
21	6.2938E-02	-1.0216E-05	-1.8890E-03
22	6.2670E-02	-4.0800E-06	-1.8786E-03
23	6.2505E-02	-3.8800E-05	-1.8828E-03
24	6.2443E-02	-1.4450E-03	-2.0990E-03
25	5.5180E-02	1.3906E-03	-2.5172E-03
26	5.4777E-02	2.0085E-05	-2.2394E-03
27	5.4466E-02	-9.3747E-06	-2.2142E-03
28	5.4244E-02	-3.9532E-06	-2.2019E-03
29	5.4110E-02	-3.2358E-05	-2.2020E-03
30	5.4064E-02	-1.3650E-03	-2.4457E-03
31	4.5679E-02	1.2692E-03	-2.5846E-03
32	4.5366E-02	1.4123E-05	-2.2590E-03
33	4.5124E-02	-8.2758E-06	-2.2363E-03
34	4.4954E-02	-3.6414E-06	-2.2255E-03
35	4.4855E-02	-2.5179E-05	-2.2264E-03

36	4.4832E-02	-1.2462E-03	-2.5210E-03
37	3.5996E-02	1.1148E-03	-2.7186E-03
38	3.5772E-02	9.1769E-06	-2.4213E-03
39	3.5595E-02	-7.0221E-06	-2.4027E-03
40	3.5463E-02	-3.1969E-06	-2.3940E-03
41	3.5378E-02	-1.8694E-05	-2.3952E-03
42	3.5340E-02	-1.0951E-03	-2.6710E-03
43	2.5732E-02	9.1159E-04	-2.9549E-03
44	2.5564E-02	4.6682E-06	-2.5371E-03
45	2.5434E-02	-5.5439E-06	-2.5234E-03
46	2.5336E-02	-2.6287E-06	-2.5153E-03
47	2.5270E-02	-1.2327E-05	-2.5128E-03
48	2.5242E-02	-8.9576E-04	-2.8093E-03
49	1.5180E-02	6.5649E-04	-2.8326E-03
50	1.5092E-02	1.2367E-06	-2.5037E-03
51	1.5020E-02	-3.8793E-06	-2.4888E-03
52	1.4956E-02	-1.9217E-06	-2.4800E-03
53	1.4901E-02	-6.7197E-06	-2.4772E-03
54	1.4860E-02	-6.4520E-04	-2.7836E-03
55	5.4056E-03	3.4944E-04	-2.2951E-03
56	5.4292E-03	-3.7480E-07	-2.0131E-03
57	5.4228E-03	-1.9550E-06	-2.0103E-03
58	5.3967E-03	-1.0811E-06	-2.0015E-03
59	5.3500E-03	-2.5695E-06	-1.9869E-03
60	5.2700E-03	-3.4342E-04	-2.2437E-03

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APOYOS			
APOYO	DES-X	DES-Y	SIRO-Z
61	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
62	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
63	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
64	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
65	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
66	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

DESPLAZAMIENTOS DE LOS APOYOS

APOYO	DES-X	DES-Y	GIRO-Z
41	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
42	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
43	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
44	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

De los resultados de análisis :

MARCOS EN SENTIDO X					
NIVEL:	ENT:	x (cm):	Δx (cm):	V(Ton):	$R=V/\Delta x$ (Ton/cm):
10		7.72			
	10		0.31	50.047	161.40
9		7.41			
	9		0.49	99.097	202.22
8		6.92			
	8		0.68	142.697	210.00
7		6.24			
	7		0.84	180.847	215.30
6		5.40			
	6		0.92	213.547	232.10
5		4.48			
	5		0.95	242.728	255.50
4		3.53			
	4		1.01	266.073	263.40
3		2.52			
	3		1.04	283.582	272.70
2		1.48			
	2		0.96	295.254	307.60
1		0.52			
	1		0.52	301.090	579.00
0		0.00			

MARCOS EN SENTIDO Y					
NIVEL:	ENT:	x (cm):	Δx (cm):	V (Ton):	R = V / Δx (Ton/cm):
10		8.26			
	10		0.37	33.365	90.18
9		7.89			
	9		0.55	66.065	120.12
8		7.34			
	8		0.75	95.132	126.84
7		6.59			
	7		0.90	120.565	133.96
6		5.69			
	6		1.00	142.365	142.37
5		4.69			
	5		1.03	161.819	157.11
4		3.66			
	4		1.08	177.383	164.24
3		2.58			
	3		1.09	189.056	173.44
2		1.49			
	2		0.98	196.838	500.85
1		0.51			
	1		0.51	200.729	393.58
0		0.00			

LOS PESOS, MASAS Y RIGIDECES TOTALES SON:

NIVEL:	ENT:	W(Ton):	M(Ton. $\frac{2}{7}$ cm):	RX(T/CM):	RY(T/CM):
10		1075.6	1.09		
	10			645.6	541.08
9		1172.4	1.19		
	9			808.8	720.72
8		1172.4	1.19		
	8			840.0	761.04
7		1172.4	1.19		
	7			861.2	803.76
6		1172.4	1.19		
	6			928.4	854.22
5		1255.5	1.28		
	5			1022.0	942.66
4		1255.5	1.28		
	4			1053.6	985.44
3		1255.5	1.28		
	3			1090.8	1040.64
2		1255.5	1.28		
	2			1230.4	1205.10
1		1255.5	1.28		
	1			2316.0	2361.48
0					

A CONTINUACION INTEGRAMOS EL MODELO DE MASAS Y RESORTES:

SENTIDO X:

SENTIDO Y:

n = 3.3	M 10 = 1.09	Rx 10 = 645.60	M 10	Ry 10 = 541.08
3.3	M 9 = 1.19	Rx 9 = 808.80	M 9	Ry 9 = 720.72
3.3	M 8 = 1.19	Rx 8 = 840.00	M 8	Ry 8 = 761.04
3.3	M 7 = 1.19	Rx 7 = 861.20	M 7	Ry 7 = 803.76
3.3	M 6 = 1.19	Rx 6 = 928.40	M 6	Ry 6 = 854.22
3.3	M 5 = 1.28	Rx 5 = 1022.00	M 5	Ry 5 = 942.66
3.3	M 4 = 1.28	Rx 4 = 1053.60	M 4	Ry 4 = 985.44
3.3	M 3 = 1.28	Rx 3 = 1090.80	M 3	Ry 3 = 1040.64
3.3	M 2 = 1.28	Rx 2 = 1230.40	M 2	Ry 2 = 1205.10
3.3	M 1 = 1.28	Rx 1 = 2316.00	M 1	Ry 1 = 2361.48

n (m)

M (Ton · s² / cm)

R (T/cm)

Con los parámetros hasta ahora obtenidos, es posible realizar el análisis sísmico integral del edificio que se trata incluyendo el análisis dinámico modal, estático y el análisis por torsión.

Para tal efecto, elaboramos dos programas escritos en lenguaje BASIC, para la computadora VAX 11/780.

El primero de ellos efectúa el análisis dinámico modal y estático a partir del modelo de masas y resortes o modelo matemático de la estructura.

Está orientado a la solución de estructuras esqueléticas, es decir, a la formadas por columnas y trabes, sobre las cuales se apoya un sistema de piso que puede ser prefabricado o construido monolíticamente con las trabes, en el caso de las estructuras de concreto reforzado.

IV.3 PROGRAMA PARA ANALISIS DINAMICO MODAL Y ESTATICO (RCDF-87)

ORGANIZACION DEL PROGRAMA:

Los datos de entrada que inicialmente se deben proporcionar son: Número de niveles, factor de comportamiento sísmico (Q), zona, grupo, peso por nivel (Ton), altura (M) y rigidez por entrepiso (Ton/cm).

En seguida, el programa calcula los tres primeros modos de vibrar de la estructura. Para el primero de éstos o modo fundamental de vibración, se basa en el método de Stodola-

Vianello-Newmark para estructuras a base de marcos. El segundo y tercer modo se obtiene con el empleo del método de Holzer. Ambos métodos son iterativos y el segundo de ellos se apoya en los resultados obtenidos del primero. La teoría referente a estos se trató en el capítulo tercero. De esta manera, se obtiene la configuración normalizada, frecuencia angular (ω) y período (T) por cada modo.

A continuación se determinan las ordenadas espectrales y factores reductivos por modo, como lo indican las Normas Técnicas Complementarias del RCDF-87 dependiendo del período de vibración de cada modo.

Posteriormente, y en base a los datos y resultados anteriormente obtenidos, se determinan los coeficientes de participación por modo, mismos que junto con las ordenadas espectrales, factores reductivos y frecuencias angulares nos permiten obtener los factores de escala de desplazamientos y de fuerzas. Estos factores se aplican a los desplazamientos y fuerzas respectivamente obtenidos de la configuración normalizada de los diferentes modos de vibrar.

Con las respuestas modales escaladas (fuerzas cortante y desplazamiento lateral), se hace la combinación de éstas para calcular las respuestas totales.

Finalmente, se efectúa el análisis sísmico estático, teniendo como base el coeficiente sísmico, factor de

comportamiento sísmico correspondiente, además de la altura y peso por nivel.

El programa proporciona los resultados de todas las etapas mencionadas anteriormente, además de un resumen del método de análisis dinámico modal, y los resultados del método estático que se efectúa de manera final.

A continuación se muestra la codificación del programa descrito, el cual lleva el nombre de : "SISMICOS.BAS"

```

% TYPE SISMICOS.BAS
10 REM *****
12 REM **
14 REM **
16 REM **          U . N . A . M .
18 REM **          FACULTAD DE INGENIERIA
20 REM **          TESIS PROFESIONAL
22 REM **          ANALISIS SISMICO
24 REM **          JIMENEZ VAZQUEZ PEDRO PABLO.
26 REM **          DIAZ CRUZ PABLO.
28 REM **
30 REM *****
32 DIM M(10),R(10),A(10),F(10),V(10),D(10),C(10),B(10),X(10,10),E(10)
34 DIM W(5),T(5),XX(10,10),SUM(10),SUSM(10),SU(10,10),SUS(10,10)
36 DIM FS(10,10),CP(5),FED(5),AF(5),QP(5),FEF(5),XA(10,10),FA(10,10)
38 DIM VA(10,10),XC(10),VC(10),S(10),XAC(10,10),VAC(10,10),P(10),H(10)
40 DIM HF(10),TH(10),THF(10),FE(10),VF(10),G(10)
42 PRINT "NUMERO DE NIVELES:";
44 INPUT N
46 PRINT "FACTOR DE COMPÓRTAMIENTO SISMICO:";
47 INPUT Q
49 PRINT "ZONA:";
50 INPUT ZO
52 PRINT "GRUPO=";
54 INPUT GRUP$
60 FOR I=1 TO N
62 PRINT "PESO(";I;")=";
64 INPUT P(I)
65 M(I)=P(I)/981.0
66 PRINT "ALTURA(";I;")=";
68 INPUT H(I)
70 PRINT "RIGIDEZ(";I;")=";
72 INPUT R(I)
73 G(I)=I
74 A(I)=I
75 S(I)=I
76 NEXT I
77 PRINT
78 PRINT "NUMERO DE NIVELES=";N,"FACT. DE COMP. SISMICO=";Q
79 PRINT "ZONA=";ZO,"          GRUPO: ";GRUP$
80 PRINT
81 PRINT "NIVEL:","ALTURA(M):","MASA(T.S^2/CM):"
82 FOR I=N TO 1 STEP -1
83 PRINT G(I),H(I),M(I)
84 NEXT I
85 PRINT
86 PRINT "ENTREPISO:","RIGIDEZ(T/CM):"
87 FOR I=N TO 1 STEP -1
88 PRINT A(I),R(I)
89 NEXT I
91 PRINT

```

```

102 TL=0.001
104 K=1
130 SIS=0.0
140 FOR I=1 TO N
150 SIS=SIS + A(I)
155 F(I)=M(I)*A(I)
160 NEXT I
200 FOR I = N TO 1 STEP -1
210 V(I)=0.0
220 FOR J= N TO I STEP -1
230 V(I)=V(I)+F(J)
240 NEXT J
250 NEXT I
260 FOR I=1 TO N
270 D(I)=V(I)/R(I)
280 NEXT I
290 FOR I=1 TO N
300 C(I)=0.0
310 FOR J=1 TO I
320 C(I)=C(I)+D(J)
330 NEXT J
340 NEXT I
350 SC=0.0
350 FOR I=1 TO N
370 SC=SC+C(I)
380 NEXT I
390 FOR I=1 TO N
400 B(I)=C(I)/C(1)
410 NEXT I
420 FOR I=1 TO N
430 IF ABS (A(I)-B(I))<=TL THEN 470
440 I=N+1
450 L=0
460 GOTO 560
470 IF I=N THEN 490
480 GOTO 560
490 L=L+1
500 W(K)=SQRT(SIS/SC)
502 T(K)=6.283185/W(K)
503 PRINT
504 PRINT "      **** ANALISIS DINAMICO MODAL ****"
506 PRINT
507 PRINT
511 PRINT "MODOS DE VIBRAR:"
512 PRINT
513 PRINT
515 PRINT "MODO: ";K
516 PRINT
520 PRINT "W(;"K;")=";W(K);" (1/SEG)"
521 PRINT "T(;"K;")=";T(K);" (SEG)"
522 PRINT
523 PRINT "CONFIGURACION NORMALIZADA (CM):"
524 PRINT

```

```

530 FOR J=N TO 1 STEP -1
540 X(K,J)=B(J)
550 PRINT 'X(';K;',';J;')=';X(K,J)
555 NEXT J
560 NEXT I
561 PRINT
562 PRINT
570 IF L = 1 THEN 620
580 FOR I=1 TO N
590 A(I)=B(I)
600 NEXT I
610 GOTO 130
620 FOR K=2 TO 3
630 P=1.0
640 J=0.0
650 WW=2*(W(K-1)^2)
660 JJ=(-1)^K
670 I=1
680 D(1)=1.0
690 J=J+1
700 E(1)=1.0
710 V(1)=R(1)
720 F(1)=M(1)*WW
730 FOR I=1 TO N-1
740 V(I+1)=V(I)-F(I)
750 D(I+1)=V(I+1)/R(I+1)
760 E(I+1)=E(I)+D(I+1)
770 F(I+1)=M(I+1)*WW*E(I+1)
780 NEXT I
790 RE=V(N)-F(N)
800 IF J=1 THEN 820
810 GOTO 860
820 Z=RE
830 Y=WW
840 WW=WW+10.0
850 GOTO 670
860 IF ABS (RE)<=TL THEN 1220
870 IF JJ>0 THEN 1050
880 IF RE>0 THEN 970
890 IF ABS (RE) < ABS (Z) THEN 930
900 P=0
910 WW=(Y+WW)/2
920 GOTO 670
930 Z=RE
940 P=0
950 WW=(Y+WW)/2
960 GOTO 670
970 IF P=0 THEN 1020
980 Z=RE
990 Y=WW
1000 WW=WW+10.0
1010 GOTO 670
1020 Y=WW
1030 WW=WW+ 0.1
1040 GOTO 670

```



```

1050 IF RE>0 THEN 1140
1060 IF P=0 THEN 1110
1070 Z=RE
1080 Y=WW
1090 WW=WW+10.0
1100 GOTO 670
1110 Y=WW
1120 WW=WW+0.1
1130 GOTO 670
1140 IF ABS (RE) < ABS (Z) THEN 1180
1150 P=0
1160 WW=(Y+WW)/2
1170 GOTO 670
1180 Z=RE
1190 P=0
1200 WW=(Y+WW)/2
1210 GOTO 670
1220 PRINT
1222 PRINT
1224 PRINT "MODO: ";K
1225 PRINT
1230 W(K)=SQRT(WW)
1240 PRINT "W(';K;')=";W(K);" (1/SEG)"
1250 T(K)=2*3.1415927/W(K)
1260 PRINT "T(';K;')=";T(K);" (SEG)"
1261 PRINT
1262 PRINT "CONFIGURACION NORMALIZADA (CM):"
1264 PRINT
1270 FOR I=N TO 1 STEP -1
1280 X(K,I)=E(I)
1290 PRINT "X(';K;',';I;')=";X(K,I)
1300 NEXT I
1310 NEXT K
1320 PRINT
1340 PRINT
1360 REM
1370 FOR K=1 TO 3
1380 IF ZO=1 THEN 1470
1390 IF ZO=2 THEN 1510
1400 TA=0.6
1410 TB=3.9
1420 R=1.0
1421 IF GRUP$="A" THEN 1455
1422 CF=0.4
1424 GOTO 1600
1455 CF=0.6
1460 GOTO 1600
1470 TA=0.2
1480 TB=0.6
1490 R=0.5
1491 IF GRUP$="A" THEN 1495
1492 CF=0.16
1494 GOTO 1600
1495 CF=0.24
1500 GOTO 1600
1510 TA=0.3

```

```

1520 TB=1.5
1530 R=0.667
1531 IF GRUP#='A' THEN 1534
1532 CF=0.32
1533 GOTO 1600
1534 CF=0.48
1600 IF T(K)<TA THEN 1645
1610 IF (T(K)>TA) AND (T(K)<TB) THEN 1665
1620 QM=(TB/T(K))^R
1625 AE(K)=QM*CF
1630 AF(K)=AE(K)*981.0
1640 GOTO 1690
1645 AE(K)=(1.0+(3*T(K))/TA)*(CF/4.0)
1650 AF(K)=AE(K)*981.0
1660 GOTO 1690
1665 AE(K)=CF
1670 AF(K)=AE(K)*981.0
1690 IF T(K)>=TA THEN 1720
1700 QP(K)=1+(T(K)/TA)*(Q-1)
1710 GOTO 1740
1720 QP(K)=Q
1740 NEXT K
1800 SUM(K)=0.0
1810 SUSM(K)=0.0
1820 FOR K=1 TO 3
1830 FOR I=1 TO N
1840 XX(K,I)=(X(K,I))^2
1842 SU(K,I)=M(I)*XX(K,I)
1844 SUS(K,I)=M(I)*XX(K,I)
1846 FS(K,I)=SU(K,I)*(W(K)^2)
1848 SUM(K)=SUM(K)+SU(K,I)
1850 SUSM(K)=SUSM(K)+SUS(K,I)
1852 NEXT I
1854 NEXT K
1860 PRINT
1870 PRINT
1872 PRINT "ORD.ESPECTRALES (ADIM):", "FACTORES REDUCTIVOS (ADIM):"
1874 PRINT
1876 FOR K=1 TO 3
1878 PRINT "AE(*;K;*)"=";AE(K), "QP(*;K;*)"=";QP(K)
1880 NEXT K
1881 PRINT
1882 PRINT
1883 PRINT "X(I)NORM^2 (CH^2):", "M(I)*X(I)NORM (T.S^2):"
1884 PRINT
1893 FOR K=1 TO 3
1894 FOR I=N TO 1 STEP -1
1895 PRINT "XX(*;K;*", "I;*)"=";XX(K,I), "SU(*;K;*", "I;*)"=";SU(K,I)
1896 NEXT I
1897 PRINT
1898 NEXT K
1899 PRINT
1900 PRINT
1901 PRINT "M(I)*X(I)NORM^2 (T.S^2.CH):", "M(I)*X(I)NORM*W(I)^2 (T):"
1902 PRINT

```

```

1903 FOR K=1 TO 3
1904 FOR I=N TO 1 STEP -1
1905 PRINT 'SUS(';K;';';I;')=';SUS(K,I),'FS(';K;';';I;')=';FS(K,I)
1906 NEXT I
1907 PRINT
1908 NEXT K
1909 PRINT
1910 PRINT
1911 PRINT 'SUMA M(I)*X(I)NORM (T.S^2):','SUMA M(I)*X(I)NORM^2 (T.S^2.CM):'
1912 PRINT
1913 FOR K=1 TO 3
1914 PRINT 'SUM(';K;')=';SUM(K),'SUSH(';K;')=';SUSH(K)
1915 NEXT K
1920 FOR K=1 TO 3
1921 CP(K)=SUM(K)/SUSH(K)
1922 NEXT K
1923 FOR K=1 TO 3
1924 FED(K)=(AF(K)/(W(K)^2))*CP(K)
1926 FEF(K)=FED(K)/QP(K)
1927 NEXT K
1928 PRINT
1929 PRINT
1930 PRINT 'COEFS. DE PART. (1/CM):'
1931 PRINT
1932 FOR K=1 TO 3
1933 PRINT 'CP(';K;')=';CP(K)
1934 NEXT K
1935 PRINT
1936 PRINT
1937 PRINT 'F. DE ESC. DESP. (ADIM):','F. DE ESC. FZAS. (ADIM):'
1938 PRINT
1939 FOR K=1 TO 3
1940 PRINT 'FED(';K;')=';FED(K),'FEF(';K;')=';FEF(K)
1941 NEXT K
1942 FOR K=1 TO 3
1943 FOR I=1 TO N
1944 XA(K,I)=FED(K)*X(K,I)
1945 FA(K,I)=FEF(K)*FS(K,I)
1946 XAC(K,I)=(XA(K,I)^2)
1947 NEXT I
1948 NEXT K
1949 PRINT
1950 PRINT
1951 PRINT 'DESP. ESC. (CM):','FZAS. ESC. (T):'
1960 PRINT
2022 FOR K=1 TO 3
2024 FOR I=N TO 1 STEP -1
2025 PRINT 'XA(';K;';';I;')=';XA(K,I),'FA(';K;';';I;')=';FA(K,I)
2026 NEXT I
2027 PRINT
2028 NEXT K
2030 FOR K=1 TO 3
2040 FOR I=N TO 1 STEP -1
2050 VA(K,I)=0.0
2060 FOR J=N TO I STEP -1
2070 VA(K,I)=VA(K,I)+FA(K,J)

```

```

2080 VAC(K,I)=(VA(K,I))^2
2090 NEXT J
3000 NEXT I
3010 NEXT K
3011 PRINT
3012 PRINT
3013 PRINT "DESP. ESC.^2 (CM^2):"; "CORT. ESC.^2 (T^2):"
3014 PRINT
3015 FOR K=1 TO 3
3016 FOR I=N TO 1 STEP -1
3017 PRINT "XAC(";K;";";I;")=";XAC(K,I); "VAC(";K;";";I;")=";VAC(K,I)
3018 NEXT I
3019 PRINT
3020 NEXT K
3021 XAT=0.0
3030 VAT=0.0
3040 FOR I=1 TO N
3050 FOR K=1 TO 3
3060 XAT=XAT+XAC(K,I)
3070 VAT=VAT+VAC(K,I)
3080 NEXT K
3090 XC(I)=SQRT(XAT)
3100 VC(I)=SQRT(VAT)
3102 XAT=0
3104 VAT=0
3110 NEXT I
3120 PRINT
3121 PRINT
3122 PRINT " ANALISIS DINAMICO MODAL. RESUMEN:"
3123 PRINT
3124 PRINT "NIV: "; "H(M): "; " X(CM): "; "ENTREPISO: "; "V(TON):"
3130 FOR I=N TO 1 STEP -1
3140 PRINT S(I);H(I);XC(I);G(I);VC(I)
3150 NEXT I
3152 PRINT
3154 PRINT
3155 PRINT
3156 PRINT " **** ANALISIS ESTADICO ****"
3158 PRINT
3500 FOR I=1 TO N
3510 HF(I)=0.0
3520 FOR J=1 TO I
3530 HF(I)=HF(I)+H(I)
3540 NEXT J
3550 NEXT I
3560 B=0.0
3570 STH=0.0
3580 FOR I=1 TO N
3590 B=B+P(I)
3600 TH(I)=P(I)*HF(I)
3610 STH=STH+TH(I)
3620 NEXT I
3630 FOR I=1 TO N
3640 THF(I)=TH(I)/STH
3650 FE(I)=(CF/Q)*B*THF(I)
3660 NEXT I

```

```
3670 FOR I=N TO 1 STEP -1
3680 VF(I)=0,0
3690 FOR J=N TO I STEP -1
3700 VF(I)=VF(I)+FE(J)
3710 NEXT J
3720 NEXT I
3725 PRINT
3730 PRINT "NIV: ", "W(TON): " ; " H.AC.(M):" ; " W*H.AC.(T.M):"
3732 FOR I= N TO 1 STEP -1
3734 PRINT S(I),P(I),HF(I),TH(I)
3736 NEXT I
3738 PRINT
3740 PRINT "WH/SUM(WH):", "F (TON):", "ENTREPISO:", "U (TON):"
3742 FOR I=N TO 1 STEP -1
3750 PRINT THF(I),FE(I),G(I),VF(I)
3760 NEXT I
3770 END
```

IV.3.1 APLICACION DEL PROGRAMA.

La aplicación de éste programa para el análisis sísmico del edificio en estudio en ambas direcciones (X e Y) se efectúa a continuación:

ANALISIS EN SENTIDO X:

NUMERO DE NIVELES= 10 FACT. DE COMP. SISMICO= 4
 ZONA= 3 GRUPO: 8

NIVEL:	ALTURA(M):	MASA(T.S ² /CH):
10	3.3	1.09745
9	3.3	1.19511
8	3.3	1.19511
7	3.3	1.19511
6	3.3	1.19511
5	3.3	1.27982
4	3.3	1.27982
3	3.3	1.27982
2	3.3	1.27982
1	3.3	1.27982

ENTREPISO:	RIGIDEZ(T/CH):
10	645.6
9	808.8
8	840
7	861.2
6	928.4
5	1022
4	1053.6
3	1090.8
2	1230.4
1	2316

**** ANALISIS DINAMICO MODAL ****

MODOS DE VIBRAR:

MODO: 1

W(1)= 4.64961 (1/SEG)
T(1)= 1.35134 (SEG)

CONFIGURACION NORMALIZADA (CM):

X(1 , 10)= 14.7558
X(1 , 9)= 14.2135
X(1 , 8)= 13.3266
X(1 , 7)= 12.0627
X(1 , 6)= 10.4681
X(1 , 5)= 8.69753
X(1 , 4)= 6.85367
X(1 , 3)= 4.89514
X(1 , 2)= 2.85983
X(1 , 1)= 1

MODO: 2

W(2)= 12.9171 (1/SEG)
T(2)= .486426 (SEG)

CONFIGURACION NORMALIZADA (CM):

X(2 , 10)=-5.25868
X(2 , 9)=-3.76717
X(2 , 8)=-1.64786
X(2 , 7)= .783923
X(2 , 6)= 2.97433
X(2 , 5)= 4.36735
X(2 , 4)= 4.72028
X(2 , 3)= 4.10594
X(2 , 2)= 2.70876
X(2 , 1)= 1

MODO: 3

W(3) = 21.1488 (1/SEG)

T(3) = .297094 (SEG)

CONFIGURACION NORMALIZADA (CM):

X(3 , 10) = 3.3254

X(3 , 9) = .797097

X(3 , 8) = -1.74801

X(3 , 7) = -3.08622

X(3 , 6) = -2.47592

X(3 , 5) = -.484243

X(3 , 4) = 1.59625

X(3 , 3) = 2.74709

X(3 , 2) = 2.41708

X(3 , 1) = 1

ORD.ESPECTRALES (ADIM):

FACTORES REDUCTIVOS (ADIM):

AE(1) = .4

QP(1) = 4

AE(2) = .343213

QP(2) = 3.43213

AE(3) = .248547

QP(3) = 2.48547

X(I)NORM² (CM²):

H(I)*X(I)NORM (T.S²):

XX(1 , 10) = 217.734

SU(1 , 10) = 16.1938

XX(1 , 9) = 202.024

SU(1 , 9) = 16.9867

XX(1 , 8) = 177.598

SU(1 , 8) = 15.9267

XX(1 , 7) = 145.51

SU(1 , 7) = 14.4163

XX(1 , 6) = 109.581

SU(1 , 6) = 12.5105

XX(1 , 5) = 75.647

SU(1 , 5) = 11.1312

XX(1 , 4) = 46.9728

SU(1 , 4) = 8.77144

XX(1 , 3) = 23.8646

SU(1 , 3) = 6.25208

XX(1 , 2) = 8.17862

SU(1 , 2) = 3.66006

XX(1 , 1) = 1

SU(1 , 1) = 1.27982

XX(2 , 10) = 27.6537

SU(2 , 10) = -5.77115

XX(2 , 9) = 14.1916

SU(2 , 9) = -4.50218

XX(2 , 8) = 2.71543

SU(2 , 8) = -1.96936

XX(2 , 7) = .614536

SU(2 , 7) = .936872

XX(2 , 6) = 8.84662

SU(2 , 6) = 3.55464

XX(2 , 5) = 19.0738

SU(2 , 5) = 5.58941

XX(2 , 4) = 22.281

SU(2 , 4) = 6.04109

XX(2 , 3) = 16.8587

SU(2 , 3) = 5.25485

XX(2 , 2) = 7.3374

SU(2 , 2) = 3.46672

XX(2 , 1) = 1

SU(2 , 1) = 1.27982

XX(3 , 10) = 11.0596	SU(3 , 10) = 3.64968
XX(3 , 9) = .635363	SU(3 , 9) = .952616
XX(3 , 8) = 3.05552	SU(3 , 8) = -2.08905
XX(3 , 7) = 9.52478	SU(3 , 7) = -3.68837
XX(3 , 6) = 6.13016	SU(3 , 6) = -2.95898
XX(3 , 5) = .234492	SU(3 , 5) = -.619743
XX(3 , 4) = 2.54801	SU(3 , 4) = 2.0429
XX(3 , 3) = 7.54651	SU(3 , 3) = 3.51577
XX(3 , 2) = 5.84227	SU(3 , 2) = 3.09342
XX(3 , 1) = 1	SU(3 , 1) = 1.27982

M(I)*X(I)NORM^2 (T.S^2.CM): M(I)*X(I)NORM*W(I)^2 (T):

SUS(1 , 10) = 238.952	FS(1 , 10) = 350.092
SUS(1 , 9) = 241.44	FS(1 , 9) = 367.233
SUS(1 , 8) = 212.249	FS(1 , 8) = 344.318
SUS(1 , 7) = 173.899	FS(1 , 7) = 311.664
SUS(1 , 6) = 130.961	FS(1 , 6) = 270.463
SUS(1 , 5) = 96.8143	FS(1 , 5) = 240.645
SUS(1 , 4) = 60.1166	FS(1 , 4) = 189.629
SUS(1 , 3) = 30.5423	FS(1 , 3) = 135.163
SUS(1 , 2) = 10.4671	FS(1 , 2) = 79.1264
SUS(1 , 1) = 1.27982	FS(1 , 1) = 27.6682

SUS(2 , 10) = 30.3486	FS(2 , 10) = -962.917
SUS(2 , 9) = 16.9605	FS(2 , 9) = -751.189
SUS(2 , 8) = 3.24523	FS(2 , 8) = -328.589
SUS(2 , 7) = .734436	FS(2 , 7) = 156.317
SUS(2 , 6) = 10.5727	FS(2 , 6) = 593.092
SUS(2 , 5) = 24.4109	FS(2 , 5) = 932.594
SUS(2 , 4) = 28.5156	FS(2 , 4) = 1007.96
SUS(2 , 3) = 21.5761	FS(2 , 3) = 876.773
SUS(2 , 2) = 9.39052	FS(2 , 2) = 578.423
SUS(2 , 1) = 1.27982	FS(2 , 1) = 213.538

SUS(3 , 10) = 12.1374	FS(3 , 10) = 1632.4
SUS(3 , 9) = .759327	FS(3 , 9) = 426.078
SUS(3 , 8) = 3.65168	FS(3 , 8) = -934.374
SUS(3 , 7) = 11.3831	FS(3 , 7) = -1649.7
SUS(3 , 6) = 7.32619	FS(3 , 6) = -1323.47
SUS(3 , 5) = .300106	FS(3 , 5) = -277.193
SUS(3 , 4) = 3.26098	FS(3 , 4) = 913.733
SUS(3 , 3) = 9.65814	FS(3 , 3) = 1572.5
SUS(3 , 2) = 7.47704	FS(3 , 2) = 1383.6
SUS(3 , 1) = 1.27982	FS(3 , 1) = 572.426

SUMA M(I)*X(I)NORM (T.S^2): SUMA M(I)*X(I)NORM^2 (T.S^2.CM):

SUM(1) = 107.129	SUSM(1) = 1196.72
SUM(2) = 13.8807	SUSM(2) = 147.034
SUM(3) = 5.17806	SUSM(3) = 57.2338

COEFS. DE PART. (1/CM):

CP(1) = .895183E-01
 CP(2) = .944045E-01
 CP(3) = .904721E-01

F. DE ESC. DESP. (ADIM):

FED(1) = 1.62483
 FED(2) = .190502
 FED(3) = .493198E-01

DESP. ESC. (CM):

XAC(1 , 10) = 23.9756
 XAC(1 , 9) = 23.0945
 XAC(1 , 8) = 21.6534
 XAC(1 , 7) = 19.5999
 XAC(1 , 6) = 17.0088
 XAC(1 , 5) = 14.132
 XAC(1 , 4) = 11.136
 XAC(1 , 3) = 7.93751
 XAC(1 , 2) = 4.64673
 XAC(1 , 1) = 1.62483

XAC(2 , 10) = -1.00179
 XAC(2 , 9) = -.717653
 XAC(2 , 8) = -.313919
 XAC(2 , 7) = .149339
 XAC(2 , 6) = .566614
 XAC(2 , 5) = .831988
 XAC(2 , 4) = .899221
 XAC(2 , 3) = .782188
 XAC(2 , 2) = .516024
 XAC(2 , 1) = .190502

XAC(3 , 10) = .164018
 XAC(3 , 9) = .393126E-01
 XAC(3 , 8) = -.862112E-01
 XAC(3 , 7) = -.152212
 XAC(3 , 6) = -.122112
 XAC(3 , 5) = -.238828E-01
 XAC(3 , 4) = .787265E-01
 XAC(3 , 3) = .135486
 XAC(3 , 2) = .11921
 XAC(3 , 1) = .493198E-01

F. DE ESC. FZAS. (ADIM):

FEF(1) = .406207
 FEF(2) = .555054E-01
 FEF(3) = .198432E-01

FZAS. ESC. (T):

FA(1 , 10) = 142.21
 FA(1 , 9) = 149.173
 FA(1 , 8) = 139.864
 FA(1 , 7) = 126.6
 FA(1 , 6) = 109.864
 FA(1 , 5) = 97.7517
 FA(1 , 4) = 77.0286
 FA(1 , 3) = 54.9042
 FA(1 , 2) = 32.1417
 FA(1 , 1) = 11.239

FA(2 , 10) = -53.4471
 FA(2 , 9) = -41.695
 FA(2 , 8) = -18.2384
 FA(2 , 7) = 8.67645
 FA(2 , 6) = 32.9198
 FA(2 , 5) = 51.764
 FA(2 , 4) = 55.947
 FA(2 , 3) = 48.6656
 FA(2 , 2) = 32.1056
 FA(2 , 1) = 11.8525

FA(3 , 10) = 32.3921
 FA(3 , 9) = 8.45476
 FA(3 , 8) = -18.541
 FA(3 , 7) = -32.7354
 FA(3 , 6) = -26.2619
 FA(3 , 5) = -5.50041
 FA(3 , 4) = 18.1314
 FA(3 , 3) = 31.2036
 FA(3 , 2) = 27.455
 FA(3 , 1) = 11.3588

DESP. ESC. τ^2 (CH 2):

XAC(1 , 10) = 574.831
 XAC(1 , 9) = 533.357
 XAC(1 , 8) = 468.872
 XAC(1 , 7) = 384.155
 XAC(1 , 6) = 289.3
 XAC(1 , 5) = 199.713
 XAC(1 , 4) = 124.011
 XAC(1 , 3) = 63.004
 XAC(1 , 2) = 21.5921
 XAC(1 , 1) = 2.64007

XAC(2 , 10) = 1.00358
 XAC(2 , 9) = .515025
 XAC(2 , 8) = .985452E-01
 XAC(2 , 7) = .022302
 XAC(2 , 6) = .321052
 XAC(2 , 5) = .692204
 XAC(2 , 4) = .808598
 XAC(2 , 3) = .611818
 XAC(2 , 2) = .266281
 XAC(2 , 1) = .362909E-01

XAC(3 , 10) = .269018E-01
 XAC(3 , 9) = .154548E-02
 XAC(3 , 8) = .743237E-02
 XAC(3 , 7) = .231685E-01
 XAC(3 , 6) = .149112E-01
 XAC(3 , 5) = .570387E-03
 XAC(3 , 4) = .619787E-02
 XAC(3 , 3) = .183564E-01
 XAC(3 , 2) = .014211
 XAC(3 , 1) = .243244E-02

CORT. ESC. τ^2 (T 2):

VAC(1 , 10) = 20223.6
 VAC(1 , 9) = 84903.7
 VAC(1 , 8) = 185974
 VAC(1 , 7) = 311193
 VAC(1 , 6) = 445838
 VAC(1 , 5) = 585933
 VAC(1 , 4) = 709791
 VAC(1 , 3) = 805318
 VAC(1 , 2) = 864039
 VAC(1 , 1) = 885059

VAC(2 , 10) = 2856.59
 VAC(2 , 9) = 9052.02
 VAC(2 , 8) = 12855.1
 VAC(2 , 7) = 10962.9
 VAC(2 , 6) = 5152.98
 VAC(2 , 5) = 400.812
 VAC(2 , 4) = 1290.73
 VAC(2 , 3) = 7155.87
 VAC(2 , 2) = 13618.4
 VAC(2 , 1) = 16525.2

VAC(3 , 10) = 1049.25
 VAC(3 , 9) = 1668.46
 VAC(3 , 8) = 497.55
 VAC(3 , 7) = 108.776
 VAC(3 , 6) = 1346.26
 VAC(3 , 5) = 1780.16
 VAC(3 , 4) = 578.907
 VAC(3 , 3) = 51.0235
 VAC(3 , 2) = 1197.03
 VAC(3 , 1) = 2112.04

ANALISIS DINAMICO MODAL. RESUMEN:

NIV:	H(M):	X(CM):	ENTREPISO:	V(TON):
10	3.3	23.9971	10	155.336
9	3.3	23.1057	9	309.232
8	3.3	21.6559	8	446.46
7	3.3	19.601	7	567.684
6	3.3	17.0187	6	672.56
5	3.3	14.1565	5	766.886
4	3.3	11.1726	4	843.6
3	3.3	7.97711	3	901.402
2	3.3	4.67681	2	937.472
1	3.3	1.6367	1	950.63

**** ANALISIS ESTADICO ****

NIV:	W(TON):	H.AC.(M):	W*H.AC.(T.M):
10	1076.6	33	35527.8
9	1172.4	29.7	34820.3
8	1172.4	26.4	30951.4
7	1172.4	23.1	27082.4
6	1172.4	19.8	23213.5
5	1255.5	16.5	20715.8
4	1255.5	13.2	16572.6
3	1255.5	9.9	12429.4
2	1255.5	6.6	8286.3
1	1255.5	3.3	4143.15

WH/SUM(WH):	F(TON):	ENTREPISO:	V(TON):
.166218	200.188	10	200.188
.162907	196.201	9	396.388
.144807	174.401	8	570.789
.126706	152.601	7	723.39
.108605	130.801	6	854.191
.969191E-01	116.726	5	970.917
.775353E-01	93.3812	4	1064.3
.581515E-01	70.0359	3	1134.33
.387677E-01	46.6906	2	1181.02
.193838E-01	23.3453	1	1204.37

ANALISIS EN SENTIDO Y:

ENTREPISO:	RIGIDEZ(T/CM):
10	541.08
9	720.72
8	761.04
7	803.74
6	854.22
5	942.66
4	985.44
3	1040.64
2	1205.1
1	2361.48

**** ANALISIS DINAMICO MODAL ****

MODOS DE VIBRAR:

MODO: 1

W(1)= 4.52028 (1/SEG)

T(1)= 1.39 (SEG)

CONFIGURACION NORMALIZADA (CM):

X(1 , 10)= 16.2007
 X(1 , 9)= 15.5293
 X(1 , 8)= 14.499
 X(1 , 7)= 13.0581
 X(1 , 6)= 11.2971
 X(1 , 5)= 9.31716
 X(1 , 4)= 7.2645
 X(1 , 3)= 5.10818
 X(1 , 2)= 2.93787
 X(1 , 1)= 1

MOD0: 2

W(2) = 12.4543 (1/SEG)
T(2) = .504499 (SEG)

CONFIGURACION NORMALIZADA (CM):

X(2 , 10) = -5.8943
X(2 , 9) = -4.03994
X(2 , 8) = -1.60868
X(2 , 7) = 1.08561
X(2 , 6) = 3.38632
X(2 , 5) = 4.81626
X(2 , 4) = 5.0978
X(2 , 3) = 4.3402
X(2 , 2) = 2.79485
X(2 , 1) = 1

MOD0: 3

W(3) = 20.2175 (1/SEG)
T(3) = .31078 (SEG)

CONFIGURACION NORMALIZADA (CM):

X(3 , 10) = 3.78103
X(3 , 9) = .646395
X(3 , 8) = -2.14505
X(3 , 7) = -3.41174
X(3 , 6) = -2.53758
X(3 , 5) = -.263917
X(3 , 4) = 1.94289
X(3 , 3) = 3.02252
X(3 , 2) = 2.52548
X(3 , 1) = 1

ORD.ESPECTRALES (ADIM):

AE(1) = .4
AE(2) = .352249
AE(3) = .25539

FACTORES REDUCTIVOS (ADIM):

QP(1) = 4
QP(2) = 3.52249
QP(3) = 2.5539

X(I)NORM^2 (CM^2):

XX(1 , 10) = 262.462
XX(1 , 9) = 241.158
XX(1 , 8) = 210.222
XX(1 , 7) = 170.515
XX(1 , 6) = 127.625
XX(1 , 5) = 86.8094
XX(1 , 4) = 52.7729
XX(1 , 3) = 26.0935
XX(1 , 2) = 8.63109
XX(1 , 1) = 1

M(I)*X(I)NORM (T.S^2):

SU(1 , 10) = 17.7795
SU(1 , 9) = 18.5591
SU(1 , 8) = 17.3279
SU(1 , 7) = 15.6059
SU(1 , 6) = 13.5013
SU(1 , 5) = 11.9243
SU(1 , 4) = 9.29722
SU(1 , 3) = 6.53753
SU(1 , 2) = 3.75994
SU(1 , 1) = 1.27982

XX(2 , 10) = 34.7428	SU(2 , 10) = -6.46871
XX(2 , 9) = 16.3211	SU(2 , 9) = -4.82816
XX(2 , 8) = 2.58785	SU(2 , 8) = -1.92255
XX(2 , 7) = 1.17854	SU(2 , 7) = 1.29742
XX(2 , 6) = 11.4671	SU(2 , 6) = 4.04701
XX(2 , 5) = 23.1964	SU(2 , 5) = 6.16393
XX(2 , 4) = 25.9876	SU(2 , 4) = 6.52425
XX(2 , 3) = 18.8373	SU(2 , 3) = 5.55466
XX(2 , 2) = 7.81116	SU(2 , 2) = 3.57689
XX(2 , 1) = 1	SU(2 , 1) = 1.27982
XX(3 , 10) = 14.2962	SU(3 , 10) = 4.1495
XX(3 , 9) = .417826	SU(3 , 9) = .772511
XX(3 , 8) = 4.60123	SU(3 , 8) = -2.56356
XX(3 , 7) = 11.64	SU(3 , 7) = -4.07739
XX(3 , 6) = 6.43932	SU(3 , 6) = -3.03268
XX(3 , 5) = .696524E-01	SU(3 , 5) = -.337766
XX(3 , 4) = 3.77482	SU(3 , 4) = 2.48654
XX(3 , 3) = 9.1356	SU(3 , 3) = 3.86826
XX(3 , 2) = 6.37807	SU(3 , 2) = 3.23216
XX(3 , 1) = 1	SU(3 , 1) = 1.27982

M(I)*X(I)NORM^2 (T.S^2.CH): M(I)*X(I)NORM*W(I)^2 (T):

SUS(1 , 10) = 288.039	FS(1 , 10) = 363.286
SUS(1 , 9) = 288.209	FS(1 , 9) = 379.217
SUS(1 , 8) = 251.237	FS(1 , 8) = 354.059
SUS(1 , 7) = 203.784	FS(1 , 7) = 318.874
SUS(1 , 6) = 152.525	FS(1 , 6) = 275.87
SUS(1 , 5) = 111.1	FS(1 , 5) = 243.647
SUS(1 , 4) = 67.5397	FS(1 , 4) = 189.969
SUS(1 , 3) = 33.3949	FS(1 , 3) = 133.581
SUS(1 , 2) = 11.0462	FS(1 , 2) = 76.8265
SUS(1 , 1) = 1.27982	FS(1 , 1) = 26.1504
SUS(2 , 10) = 38.1285	FS(2 , 10) = -1003.36
SUS(2 , 9) = 19.5054	FS(2 , 9) = -748.895
SUS(2 , 8) = 3.09276	FS(2 , 8) = -298.206
SUS(2 , 7) = 1.40848	FS(2 , 7) = 201.242
SUS(2 , 6) = 13.7045	FS(2 , 6) = 627.731
SUS(2 , 5) = 29.6871	FS(2 , 5) = 956.086
SUS(2 , 4) = 33.2594	FS(2 , 4) = 1011.98
SUS(2 , 3) = 24.1083	FS(2 , 3) = 861.582
SUS(2 , 2) = 9.99685	FS(2 , 2) = 554.811
SUS(2 , 1) = 1.27982	FS(2 , 1) = 198.512
SUS(3 , 10) = 15.6894	FS(3 , 10) = 1696.09
SUS(3 , 9) = .499347	FS(3 , 9) = 315.761
SUS(3 , 8) = 5.49896	FS(3 , 8) = -1047.84
SUS(3 , 7) = 13.911	FS(3 , 7) = -1666.62
SUS(3 , 6) = 7.69567	FS(3 , 6) = -1239.6
SUS(3 , 5) = .891422E-01	FS(3 , 5) = -138.06
SUS(3 , 4) = 4.83108	FS(3 , 4) = 1016.36
SUS(3 , 3) = 11.6919	FS(3 , 3) = 1581.14
SUS(3 , 2) = 8.16276	FS(3 , 2) = 1321.13
SUS(3 , 1) = 1.27982	FS(3 , 1) = 523.119

SUMA M(I)*X(I)NORM (T.S^2): SUMA M(I)*X(I)NORM^2 (T.S^2,CM):

SUM(1) = 115.572 SUSH(1) = 1408.16
 SUM(2) = 15.2246 SUSH(2) = 174.171
 SUM(3) = 5.77739 SUSH(3) = 69.349

COEFS. DE PART. (1/CM):

CP(1) = .820736E-01
 CP(2) = .874115E-01
 CP(3) = .833088E-01

F. DE ESC. DESP. (ADIM):

FED(1) = 1.57617
 FED(2) = .194737
 FED(3) = .510635E-01

F. DE ESC. FZAS. (ADIM):

FEF(1) = .394041
 FEF(2) = .552838E-01
 FEF(3) = .199943E-01

DESP. ESC. (CM):

XA(1 , 10) = 25.5349
 XA(1 , 9) = 24.4767
 XA(1 , 8) = 22.8529
 XA(1 , 7) = 20.5818
 XA(1 , 6) = 17.8041
 XA(1 , 5) = 14.6854
 XA(1 , 4) = 11.4501
 XA(1 , 3) = 8.05133
 XA(1 , 2) = 4.63057
 XA(1 , 1) = 1.57617

FZAS. ESC. (T):

FA(1 , 10) = 143.15
 FA(1 , 9) = 149.427
 FA(1 , 8) = 139.514
 FA(1 , 7) = 125.649
 FA(1 , 6) = 108.704
 FA(1 , 5) = 96.0071
 FA(1 , 4) = 74.8559
 FA(1 , 3) = 52.6364
 FA(1 , 2) = 30.2728
 FA(1 , 1) = 10.3043

XA(2 , 10) = -1.14784
 XA(2 , 9) = -.786725
 XA(2 , 8) = -.31327
 XA(2 , 7) = .211408
 XA(2 , 6) = .659441
 XA(2 , 5) = .937904
 XA(2 , 4) = .992731
 XA(2 , 3) = .845198
 XA(2 , 2) = .54426
 XA(2 , 1) = .194737

FA(2 , 10) = -55.4696
 FA(2 , 9) = -41.4018
 FA(2 , 8) = -16.486
 FA(2 , 7) = 11.1254
 FA(2 , 6) = 34.7034
 FA(2 , 5) = 52.8561
 FA(2 , 4) = 55.9459
 FA(2 , 3) = 47.6316
 FA(2 , 2) = 30.6721
 FA(2 , 1) = 10.9745

XA(3 , 10) = .193073
 XA(3 , 9) = .330072E-01
 XA(3 , 8) = -.109534
 XA(3 , 7) = -.174215
 XA(3 , 6) = -.129578
 XA(3 , 5) = -.134766E-01
 XA(3 , 4) = .992108E-01
 XA(3 , 3) = .15434
 XA(3 , 2) = .12896
 XA(3 , 1) = .510635E-01

FA(3 , 10) = 33.9121
 FA(3 , 9) = 6.31342
 FA(3 , 8) = -20.9509
 FA(3 , 7) = -33.3229
 FA(3 , 6) = -24.7849
 FA(3 , 5) = -2.76042
 FA(3 , 4) = 20.3215
 FA(3 , 3) = 31.6138
 FA(3 , 2) = 26.4151
 FA(3 , 1) = 10.4594

DESP. ESC.^2 (CM^2):

XAC(1 , 10) = 652.034
 XAC(1 , 9) = 599.108
 XAC(1 , 8) = 522.254
 XAC(1 , 7) = 423.61
 XAC(1 , 6) = 317.058
 XAC(1 , 5) = 215.661
 XAC(1 , 4) = 131.104
 XAC(1 , 3) = 64.824
 XAC(1 , 2) = 21.4422
 XAC(1 , 1) = 2.4843

XAC(2 , 10) = 1.31753
 XAC(2 , 9) = .618937
 XAC(2 , 8) = .981379E-01
 XAC(2 , 7) = .446932E-01
 XAC(2 , 6) = .434863
 XAC(2 , 5) = .879664
 XAC(2 , 4) = .985516
 XAC(2 , 3) = .714359
 XAC(2 , 2) = .296219
 XAC(2 , 1) = .379225E-01

XAC(3 , 10) = .372771E-01
 XAC(3 , 9) = .108948E-02
 XAC(3 , 8) = .119976E-01
 XAC(3 , 7) = .030351
 XAC(3 , 6) = .167904E-01
 XAC(3 , 5) = .181617E-03
 XAC(3 , 4) = .984279E-02
 XAC(3 , 3) = .238209E-01
 XAC(3 , 2) = .166307E-01
 XAC(3 , 1) = .260748E-02

CORT. ESC.^2 (T^2):

VAC(1 , 10) = 20491.9
 VAC(1 , 9) = 85601.4
 VAC(1 , 8) = 186703
 VAC(1 , 7) = 311075
 VAC(1 , 6) = 444149
 VAC(1 , 5) = 581333
 VAC(1 , 4) = 701085
 VAC(1 , 3) = 792001
 VAC(1 , 2) = 846800
 VAC(1 , 1) = 845870

VAC(2 , 10) = 3076.88
 VAC(2 , 9) = 9384.07
 VAC(2 , 8) = 12849.9
 VAC(2 , 7) = 10451.4
 VAC(2 , 6) = 4560.11
 VAC(2 , 5) = 215.281
 VAC(2 , 4) = 1703.5
 VAC(2 , 3) = 7904.11
 VAC(2 , 2) = 14298.7
 VAC(2 , 1) = 17043.7

VAC(3 , 10) = 1150.03
 VAC(3 , 9) = 1618.1
 VAC(3 , 8) = 371.511
 VAC(3 , 7) = 197.354
 VAC(3 , 6) = 1508.01
 VAC(3 , 5) = 1730.02
 VAC(3 , 4) = 452.5
 VAC(3 , 3) = 106.951
 VAC(3 , 2) = 1351.06
 VAC(3 , 1) = 2229.37

ANALISIS DINAMICO MODAL. RESUMEN:

NIV:	H(M):	X(CM):	ENTREPISO:	V(TON):
10	3.3	25.5615	10	157.222
9	3.3	24.4893	9	310.811
8	3.3	22.8553	8	447.129
7	3.3	20.5836	7	567.207
6	3.3	17.8188	6	670.982
5	3.3	14.7153	5	763.727
4	3.3	11.4934	4	838.594
3	3.3	8.09705	3	894.434
2	3.3	4.66423	2	928.682
1	3.3	1.58897	1	940.821

**** ANALISIS ESTATICO ****

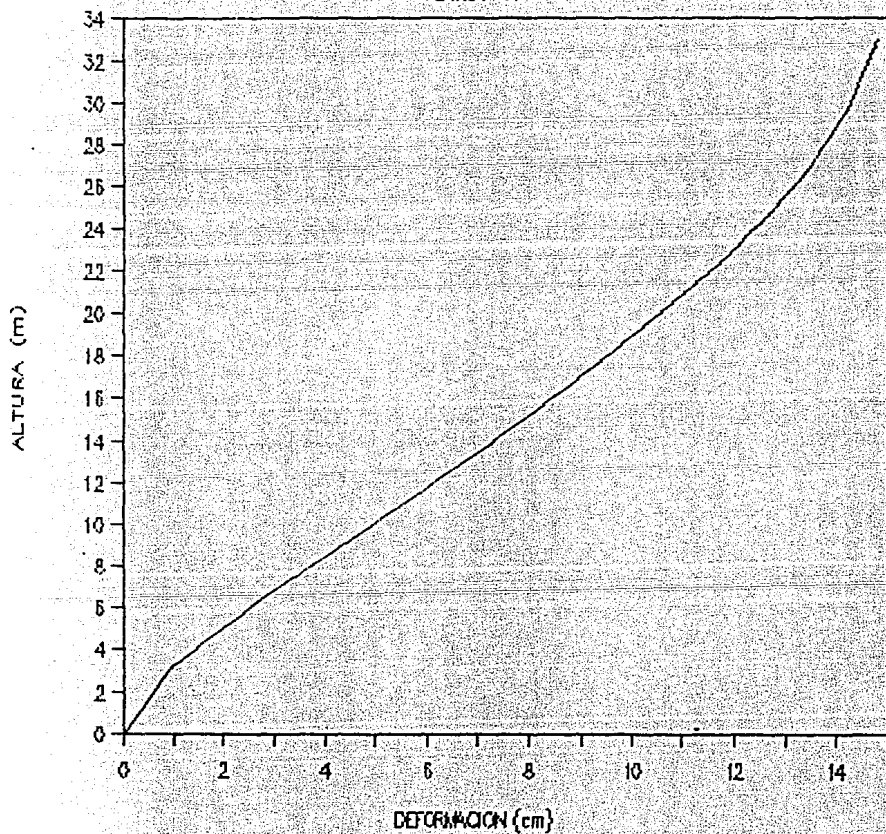
NIV:	W(TON):	H.AC.(M):	W*H.AC.(T.M):
10	1076.6	33	35527.8
9	1172.4	29.7	34820.3
8	1172.4	26.4	30951.4
7	1172.4	23.1	27082.4
6	1172.4	19.8	23213.5
5	1255.5	16.5	20715.8
4	1255.5	13.2	16572.6
3	1255.5	9.9	12429.4
2	1255.5	6.6	8286.3
1	1255.5	3.3	4143.15

WH/SUM(WH):	F (TON):	ENTREPISO:	V (TON):
.166218	200.188	10	200.188
.162907	196.201	9	396.388
.144807	174.401	8	570.789
.126706	152.601	7	723.39
.108605	130.801	6	854.191
.969191E-01	116.726	5	970.917
.775353E-01	93.3812	4	1064.3
.581515E-01	70.0359	3	1134.33
.387677E-01	46.6906	2	1181.02
.193838E-01	23.3453	1	1204.37

Los esquemas de las configuraciones modales normalizadas en x ²⁴⁷
e y son:

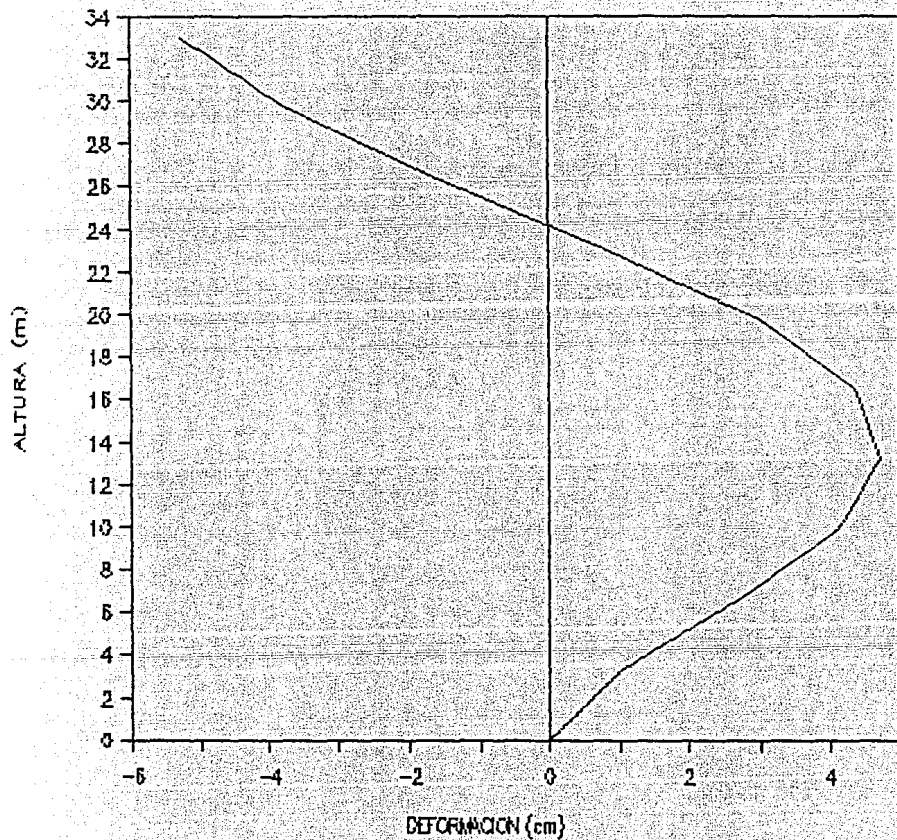
1er MODO DE VIBRAR

SENIDO "X"



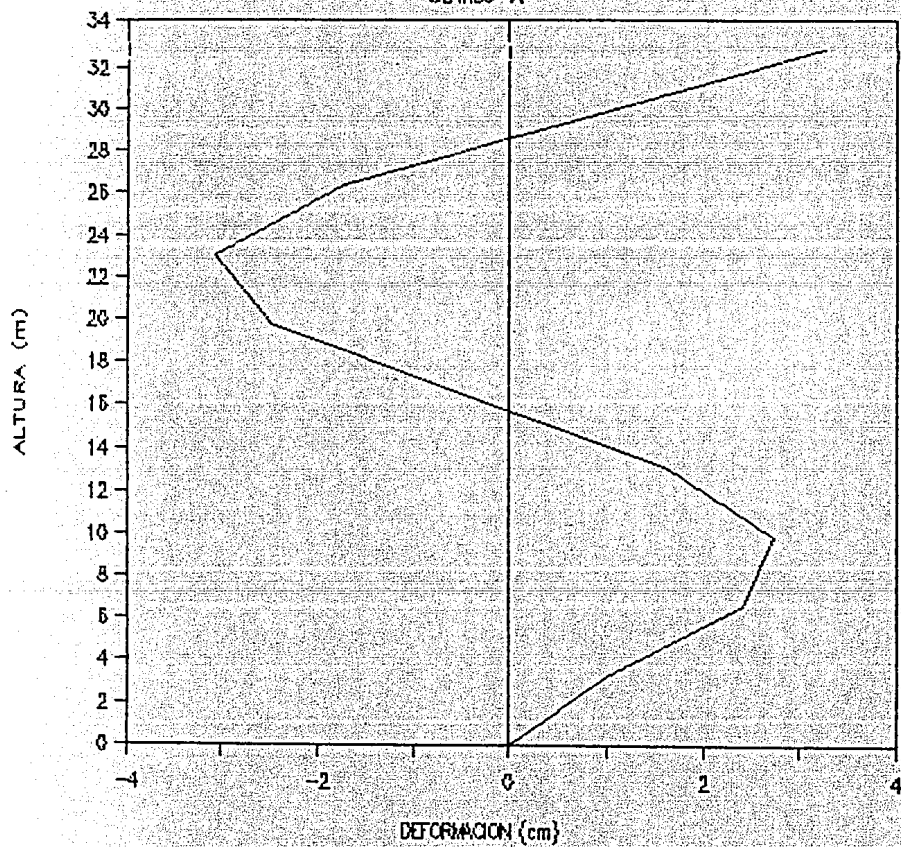
2o MODO DE VIBRAR

SENTIDO "X"



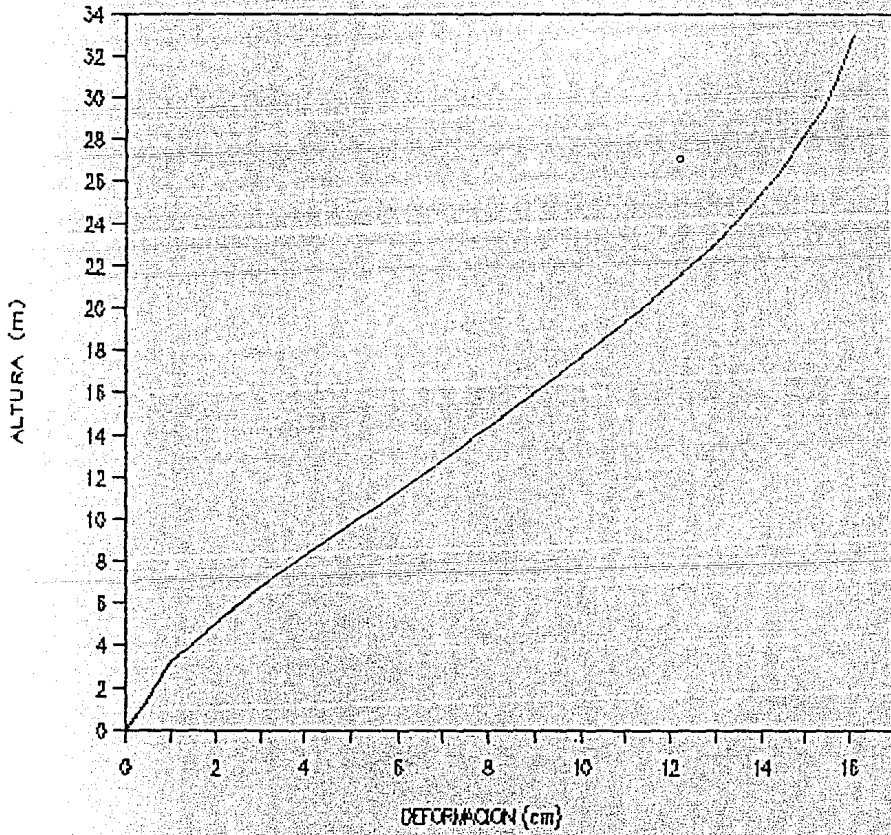
3er MODO DE VIBRAR

SENDO "X"



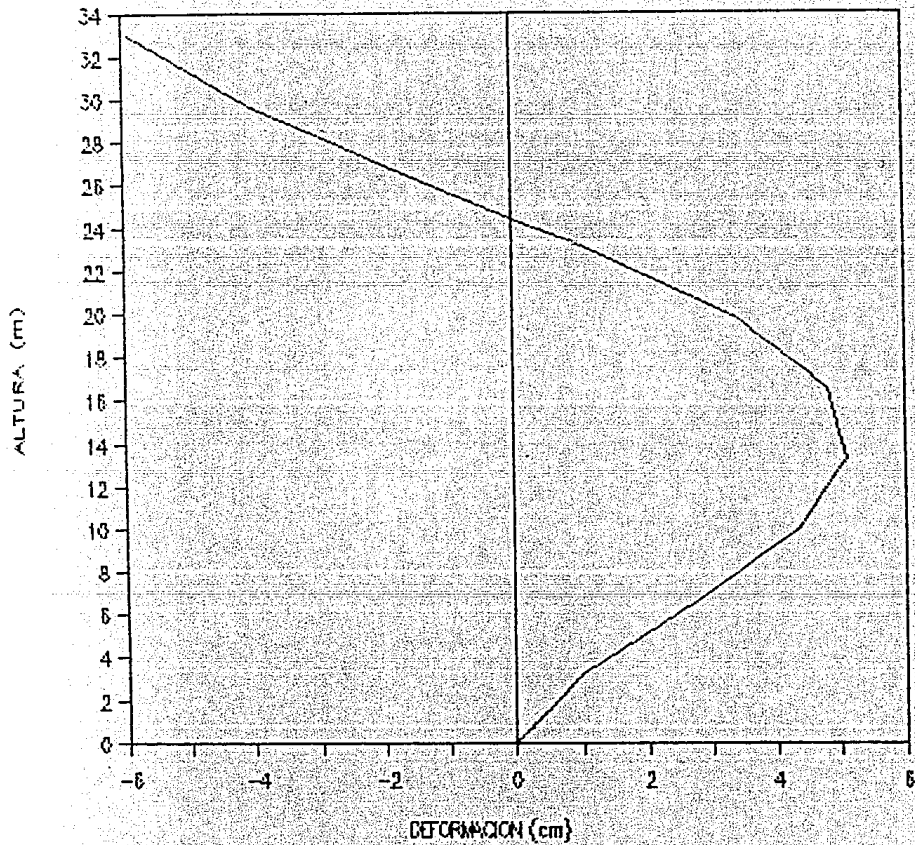
1er MODO DE VIBRAR

SENTIDO "Y"



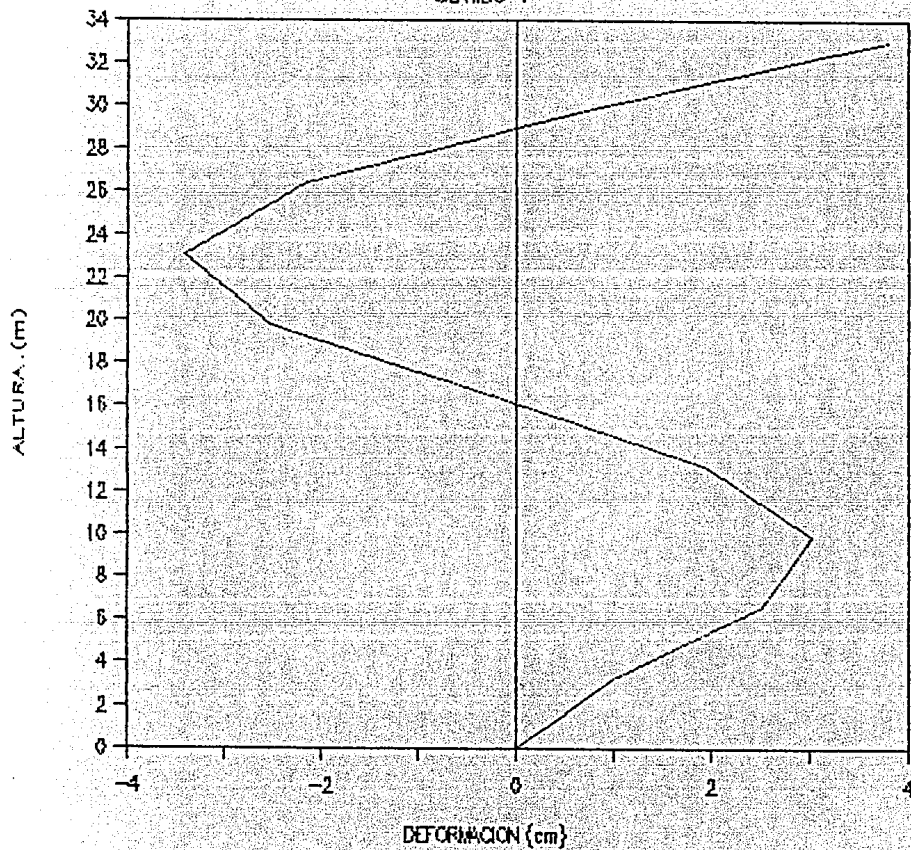
2o MODO DE VIBRAR

SENTIDO "Y"



3er MODO DE VIBRAR

SENTIDO "Y"



Como se observa en la sección de resultados, las fuerzas cortantes que se obtienen del método estático son mayores a las resultantes del método dinámico, que como se mencionó en el capítulo anterior, el hecho de emplear del método dinámico modal, que en si hace un estudio más detallado del comportamiento de la estructura en comparación con el método estático, cuyas bases lo hacen más conservador, permite reducir las fuerzas de diseño de la estructura y conocer más a fondo el comportamiento de esta, así como obtener un diseño más económico.

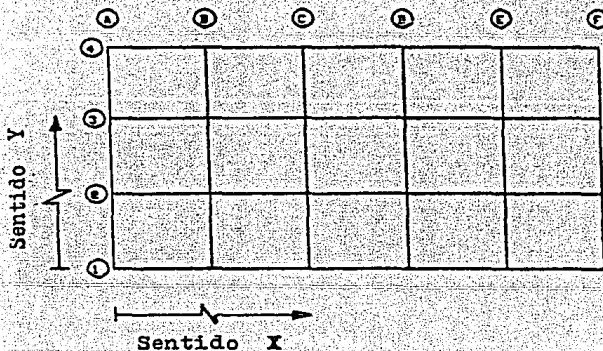
Cabe señalar que el edificio en estudio cumple con los requisitos de estado llmite por desplazamientos horizontales relativos (0.005 la diferencia de elevaciones correspondientes), siendo este de 1.98 cm, mismo que es mayor que los obtenidas en ambos sentidos.

IV.4 PROGRAMA PARA ANALISIS POR TORSION (RCDF-87)

Como siguiente paso se realiza el análisis por torsión. Para este propósito elaboramos el segundo de los programas citados, el cual lleva a cabo el análisis por torsión de estructuras a base de marcos y plantas de tipo regular en sus diferentes niveles.

Antes de suministrar los datos necesarios para el programa se deberá hacer lo siguiente:

- a) Elegir un sistema coordenado global de referencia. La selección de los ejes X e Y contenidos en el plano de la planta del edificio es completamente libre. Desde el punto de vista de comodidad para describir el problema, se recomienda ubicar el origen de dicho sistema en el extremo inferior izquierdo de la planta, y coincidiendo con los marcos extremos concurrentes en dicho punto.
- b) Numerar los marcos resistentes en cada dirección de análisis. La numeración deberá hacerse de uno en uno, iniciando con el número 1. El último marco deberá tener el NX o NY (Número de marcos resistentes en X e Y, respectivamente). Dicha numeración deberá hacerse en el sentido que a continuación se indica:



ORGANIZACION DEL PROGRAMA:

Los datos necesarios que inicialmente se deben proporcionar son: Número de niveles, fuerzas cortantes seleccionadas para el presente análisis (Ton), número de marcos resistentes en sentido X, número de marcos resistentes en sentido Y; y por cada nivel las distancias (m.), y rigideces (Ton/m) de cada marco referido al sistema global de referencia antes señalado, así como la máxima dimensión perpendicular a la dirección de análisis en estudio por cada entrepiso (m) y masa por marco (Ts^2/m).

A continuación, el programa determina la posición de la fuerza cortante (centro de cort), así como la del centro de rigidez de cada entrepiso.

En seguida, se calculan las excentricidades torsionales y excentricidades de diseño señaladas en el Reglamento y de ésta manera se evalúan los momentos torsionales en función de la fuerza cortante actuante.

De los momentos torsionales citados, se selecciona aquel que para cada marco resulte más desfavorable de acuerdo a las expresiones del Reglamento.

Posteriormente, se distribuyen las fuerzas cortantes por efecto directo y las debidas a los momentos torsionales a los distintos elementos resistentes en cada dirección de

análisis, y se hace la superposición de ambos efectos.

Finalmente, se combinan los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento en cada dirección, tomando el 100% de éstos que obran en una dirección y el 30% de los efectos que obran perpendicularmente a ésta, en la condición que resulte más desfavorable.

El programa proporciona los resultados según cada uno de los sentidos en estudio (X e Y), y para cada marco que conforma la planta del edificio, según se hayan numerado de acuerdo a la recomendación que para tal efecto se señaló anteriormente. Se indican las fuerzas por nivel, mismas que nos sirven para aplicar ~~a dichos marcos~~ en el proceso de diseño.

A continuación, se muestra la codificación del programa descrito con el nombre : "TORS.BAS"

```
% TYPE TORS.BAS
```

```
4000 REM ++++++
4010 REM ++
4020 REM ++
4030 REM ++          U . N . A . M .          ++
4040 REM ++          FACULTAD DE INGENIERIA    ++
4050 REM ++          TESIS PROFESIONAL        ++
4060 REM ++          ANALISIS POR TORSION     ++
4070 REM ++          JIMENEZ VAZQUEZ PEDRO PABLO. ++
4080 REM ++          DIAZ CRUZ PABLO.         ++
4090 REM ++          ++
4100 REM ++++++
4900 DIM VTX(15),VTY(15),FTX(10),FTY(10),SMX(10),SMY(10),SRX(10)
4905 DIM SRY(10),SMDX(10),SMDY(10),SMRX(10),SMRY(10),JTX(10)
4910 DIM JTY(10),DX(10,10),MX(10,10),RMX(10,10),DMX(10),MDX(10,10)
4915 DIM XM(10),XR(10),DTX(10,10),JTXP(10,10),DY(10,10),MY(10,10)
4920 DIM DMY(10),MDY(10,10),MRY(10,10),YM(10),YR(10),DTY(10,10)
4925 DIM JT(10),SUMA(15),SAMU(15),XCO(10),ESX(10),ESY(10),YCO(10)
4930 DIM EDX1(10),EDX2(10),EDY1(10),EDY2(10),MT1X(10),MT2X(10)
4935 DIM MT1Y(10),MT2Y(10),VDX(10,10),VTX1(10,10),VTX2(10,10)
4940 DIM PX1(10,10),PX2(10,10),VDTX1(10,10),VDTX2(10,10),RMY(10,10)
4945 DIM VSX(10,10),VTXY1(10,10),VTXY2(10,10),USYX(10,10)
4950 DIM USXY(10,10),UBY(10,10),VTY1(10,10),FSX(10,10),JTYF(10,10)
4955 DIM VTY2(10,10),PY1(10,10),PY2(10,10),VDTY1(10,10)
4960 DIM VDTY2(10,10),USY(10,10),VTYX1(10,10),VTYX2(10,10)
4970 DIM FSXA(10,10),FSXY(10,10),FSXYA(10,10),FSY(10,10)
4975 DIM FSYA(10,10),FSYX(10,10),FSYXA(10,10),SX(10,10)
4980 DIM SXY(10,10),SY(10,10),SYX(10,10),LX(10,10),LY(10,10)
4985 DIM YX(10),YY(10),SUMAP(15),SAMUP(15),MRX(10,10)
5000 PRINT "NUMERO DE NIVELES:";
5002 INPUT N
5004 FOR I=N TO 1 STEP -1
5005 PRINT "ENTREPISO('I;').CORTANTE EN X=";
5006 INPUT VTX(I)
5007 PRINT "ENTREPISO('I;').CORTANTE EN Y=";
5008 INPUT VTY(I)
5120 NEXT I
5130 FTX(N)=VTX(N)
5140 FTY(N)=VTY(N)
5150 FOR I=(N-1) TO 1 STEP -1
5160 FTX(I)=VTX(I)-VTX(I+1)
5170 FTY(I)=VTY(I)-VTY(I+1)
5180 NEXT I
5190 PRINT "NUMERO DE MARCOS RESISTENTES EN DIRECCION X:";
5200 INPUT NX
5210 PRINT "NUMERO DE MARCOS RESISTENTES EN DIRECCION Y:";
5220 INPUT NY
5230 FOR M=N TO 1 STEP -1
5232 SMX(M)=0.0
5234 SMY(M)=0.0
5236 SRX(M)=0.0
5238 SRY(M)=0.0
5240 SMDX(M)=0.0
5242 SMDY(M)=0.0
5244 SMRX(M)=0.0
5248 SMRY(M)=0.0
5252 JTX(M)=0.0
5254 JTY(M)=0.0
```

```

5260 PRINT "ENTREFISO:";M;
5300 FOR I= 1 TO NX
5310 PRINT "MARCO";I;"EN X  ";
5320 PRINT "DISTANCIAS,MASAS Y RIGIDECES EN X:";
5320 PRINT "DISTANCIA EN X(";M;"",";I;"")=";
5325 INPUT DX(M,I)
5330 PRINT "HASA EN X(";M;"",";I;"")=";
5335 INPUT MX(M,I)
5340 PRINT "RIGIDEZ EN X(";M;"",";I;"")=";
5345 INPUT RMX(M,I)
5350 MDX(M,I)=MX(M,I)*DX(M,I)
5360 MRX(M,I)=RMX(M,I)*DX(M,I)
5380 SMX(M)=SMX(M)+MX(M,I)
5390 SRX(M)=SRX(M)+RMX(M,I)
5400 SMDX(M)=SMDX(M)+MDX(M,I)
5410 SMRX(M)=SMRX(M)+MRX(M,I)
5420 NEXT I
5430 PRINT "MAXIMA DIM. PERPENDICULAR EN X:";
5435 INPUT DMX(M)
5441 YM(M)=SMDX(M)/SMX(M)
5442 YR(M)=SMRX(M)/SRX(M)
5444 FOR I=1 TO NX
5445 DTX(M,I)=ABS(YR(M)-DX(M,I))
5446 JTXP(M,I)=RMX(M,I)*(DTX(M,I))^2)
5447 JTX(M)=JTX(M)+JTXP(M,I)
5448 NEXT I
5460 FOR I=1 TO NY
5470 PRINT "MARCO";I;"EN Y  ";
5480 PRINT "DISTANCIAS,MASAS Y RIGIDECES EN Y:";
5480 PRINT "DISTANCIA EN Y(";M;"",";I;"")=";
5485 INPUT DY(M,I)
5490 PRINT "HASA EN Y(";M;"",";I;"")=";
5495 INPUT MY(M,I)
5500 PRINT "RIGIDEZ EN Y(";M;"",";I;"")=";
5505 INPUT RMY(M,I)
5510 MDY(M,I)=MY(M,I)*DY(M,I)
5511 MRY(M,I)=RMY(M,I)*DY(M,I)
5512 SHY(M)=SHY(M)+MY(M,I)
5513 SRY(M)=SRY(M)+RMY(M,I)
5514 SMDY(M)=SMDY(M)+MDY(M,I)
5515 SMRY(M)=SMRY(M)+MRY(M,I)
5516 NEXT I
5521 PRINT "MAXIMA DIM. PERPENDICULAR EN Y:";
5522 INPUT DMY(M)
5523 XM(M)=SMDY(M)/SHY(M)
5524 XR(M)=SMRY(M)/SRY(M)
5525 FOR I=1 TO NY
5526 DTY(M,I)=ABS(XR(M)-DY(M,I))
5527 JTYP(M,I)=RMY(M,I)*(DTY(M,I))^2)
5528 JTY(M)=JTY(M)+JTYP(M,I)
5529 NEXT I
5534 JT(M)=JTX(M)+JTY(M)
5535 NEXT M
5610 REM CALCULO DE LOS C. MASA,C. RIGIDEZ,C. CORT Y EXCS. DE DIS.
5620 SUMA(I+1)=0.0
5630 SAMU(I+1)=0.0

```

```

5650 FOR I=N TO 1 STEP -1
5652 SUMAP(I)=FTX(I)*YM(I)
5700 SUMA(I)=SUMA(I+1)+SUMAP(I)
5710 YCO(I)=SUMA(I)/VTX(I)
5712 SAMUP(I)=FTY(I)*XM(I)
5720 SAMU(I)=SAMU(I+1)+SAMUP(I)
5730 XCO(I)=SAMU(I)/VTY(I)
5740 ESX(I)=ABS(XR(I)-XCO(I))
5750 ESY(I)=ABS(YR(I)-YCO(I))
5760 EDX1(I)=(1.5*ESX(I))+(0.1*DMY(I))
5770 EDX2(I)=ESX(I)-(0.1*DMY(I))
5780 EDY1(I)=(1.5*ESY(I))+(0.1*DMX(I))
5790 EDY2(I)=ESY(I)-(0.1*DMX(I))
5800 MT1X(I)=VTX(I)*EDY1(I)
5810 MT2X(I)=VTX(I)*EDY2(I)
5820 MT1Y(I)=VTY(I)*EDX1(I)
5821 MT2Y(I)=VTY(I)*EDX2(I)
5822 FOR K=1 TO NX
5823 YX(K)=K
5824 LX(I,K)=I
5825 VDX(I,K)=(VTX(I)*RMX(I,K))/SRX(I)
5826 VTX1(I,K)=MT1X(I)*RMX(I,K)*(YR(I)-DX(I,K))/JT(I)
5827 IF EDX2(I)<0.0 THEN 5861
5828 VTX2(I,K)=MT2X(I)*RMX(I,K)*(YR(I)-DX(I,K))/JT(I)
5829 GOTO 5862
5831 VTX2(I,K)=ABS(MT2X(I))*RMX(I,K)*(DX(I,K)-YR(I))/JT(I)
5832 FX1(I,K)=VDX(I,K)+VTX1(I,K)
5833 FX2(I,K)=VDX(I,K)+VTX2(I,K)
5834 VDTX1(I,K)=ABS(FX1(I,K))
5835 VDTX2(I,K)=ABS(FX2(I,K))
5836 IF VDTX1(I,K)<VDTX2(I,K) THEN 5878
5837 VSX(I,K)=FX1(I,K)
5838 GOTO 5879
5839 VSX(I,K)=FX2(I,K)
5840 NEXT K
5841 FOR K=1 TO NY
5842 YY(K)=K
5843 LY(I,K)=I
5844 VTXY1(I,K)=MT1X(I)*RMY(I,K)*DTY(I,K)/JT(I)
5845 VTXY2(I,K)=ABS(MT2X(I))*RMY(I,K)*DTY(I,K)/JT(I)
5846 IF VTXY1(I,K)<VTXY2(I,K) THEN 5916
5847 VSXY(I,K)=VTXY1(I,K)
5848 GOTO 5920
5849 VSXY(I,K)=VTXY2(I,K)
5850 NEXT K
5851 FOR K=1 TO NY
5852 VDY(I,K)=(VTY(I)*RMY(I,K))/SBY(I)
5853 VTY1(I,K)=MT1Y(I)*RMY(I,K)*(XR(I)-DY(I,K))/JT(I)
5854 IF EDY2(I)<0.0 THEN 5940
5855 VTY2(I,K)=MT2Y(I)*RMY(I,K)*(XR(I)-DY(I,K))/JT(I)
5856 GOTO 5970
5857 VTY2(I,K)=ABS(MT2Y(I))*RMY(I,K)*(DY(I,K)-XR(I))/JT(I)
5858 PY1(I,K)=VDY(I,K)+VTY1(I,K)
5859 PY2(I,K)=VDY(I,K)+VTY2(I,K)
5860 VPTY1(I,K)=ABS(PY1(I,K))
5861 VPTY2(I,K)=ABS(PY2(I,K))

```

```

6010 IF VDTY1(I,K)<VDTY2(I,K) THEN 6035
6020 VSY(I,K)=PY1(I,K)
6030 GOTO 6040
6035 VSY(I,K)=PY2(I,K)
6040 NEXT K
6063 FOR K=1 TO NX
6070 VTYX1(I,K)=MT1Y(I)*RMX(I,K)*DTX(I,K)/JT(I)
6080 VTYX2(I,K)=ABS(MT2Y(I)*RMX(I,K)*DTX(I,K)/JT(I))
6110 IF VTYX1(I,K)<VTYX2(I,K) THEN 6131
6120 VSYX(I,K)=VTYX1(I,K)
6130 GOTO 6132
6131 VSYX(I,K)=VTYX2(I,K)
6132 NEXT K
6133 NEXT I
6291 FOR K=1 TO NX
6292 FSX(N,K)=VSX(N,K)
6293 FSXA(N,K)=ABS(FSX(N,K)*0.3)
6294 FOR I=(N-1) TO 1 STEP -1
6295 FSX(I,K)=VSX(I,K)-VSX(I+1,K)
6296 FSXA(I,K)=ABS(FSX(I,K)*0.3)
6297 NEXT I
6298 NEXT K
6305 FOR K=1 TO NY
6306 FSXY(N,K)=VSXY(N,K)
6307 FSXYA(N,K)=ABS(FSXY(N,K)*0.3)
6308 FOR I=(N-1) TO 1 STEP -1
6309 FSXY(I,K)=VSXY(I,K)-VSXY(I+1,K)
6310 FSXYA(I,K)=ABS(FSXY(I,K)*0.3)
6320 NEXT I
6330 NEXT K
6340 FOR K=1 TO NY
6350 FSY(N,K)=VSY(N,K)
6360 FSYA(N,K)=ABS(FSY(N,K)*0.3)
6370 FOR I=(N-1) TO 1 STEP -1
6380 FSY(I,K)=VSY(I,K)-VSY(I+1,K)
6390 FSYA(I,K)=ABS(FSY(I,K)*0.3)
6400 NEXT I
6410 NEXT K
6420 FOR K=1 TO NX
6430 FSYX(N,K)=VSYX(N,K)
6440 FSYXA(N,K)=ABS(FSYX(N,K)*0.3)
6450 FOR I=(N-1) TO 1 STEP -1
6461 FSYX(I,K)=VSYX(I,K)-VSYX(I+1,K)
6462 FSYXA(I,K)=ABS(FSYX(I,K)*0.3)
6463 NEXT I
6464 NEXT K
6470 PRINT
6491 PRINT
6492 PRINT
6493 PRINT '*** ANALISIS POR TORSION EN SENTIDO X . RESULTADOS ***'
6494 PRINT
6495 PRINT 'NIV:','FSX.(T):','30%FSY.(T):','FS.TOT.(T):'
6496 PRINT
6497 PRINT 'MARCOS EN SENTIDO X : '
6498 PRINT

```



```

6500 FOR K=1 TO NX
6501 PRINT "      MARCO:"; YX(K)
6502 FOR I=N TO 1 STEP -1
6510 SX(I,K)=FSX(I,K)+FSYXA(I,K)
6511 PRINT LX(I,K),FSX(I,K),FSYXA(I,K),SX(I,K)
6515 NEXT I
6516 PRINT
6517 NEXT K
6518 PRINT
6521 PRINT "      MARCOS EN SENTIDO Y : "
6522 PRINT
6530 FOR K=1 TO NY
6531 PRINT "      MARCO:"; YY(K)
6535 FOR I=N TO 1 STEP -1
6540 SXY(I,K)=FSXY(I,K)+FSYA(I,K)
6541 PRINT LY(I,K),FSXY(I,K),FSYA(I,K),SXY(I,K)
6545 NEXT I
6546 PRINT
6547 NEXT K
6548 PRINT
6549 PRINT
6550 PRINT
6553 PRINT "*** ANALISIS POR TORSION EN SENTIDO Y . RESULTADOS ***"
6554 PRINT
6555 PRINT "NIV:","FSY.(T):","30% FSX.(T):","FS.TOT.(T):"
6556 PRINT
6557 PRINT "      MARCOS EN SENTIDO X : "
6558 PRINT
6590 FOR K=1 TO NX
6592 PRINT "      MARCO:"; YX(K)
6595 FOR I=N TO 1 STEP -1
6600 SYX(I,K)=FSYX(I,K)+FSXA(I,K)
6602 PRINT LX(I,K),FSYX(I,K),FSXA(I,K),SYX(I,K)
6605 NEXT I
6606 PRINT
6608 NEXT K
6610 PRINT
6612 PRINT "      MARCOS EN SENTIDO Y : "
6614 PRINT
6620 FOR K=1 TO NY
6630 PRINT "      MARCO:"; YY(K)
6640 FOR I=N TO 1 STEP -1
6650 SY(I,K)=FSY(I,K)+FSXYA(I,K)
6660 PRINT LY(I,K),FSY(I,K),FSXYA(I,K),SY(I,K)
6670 NEXT I
6672 PRINT
6680 NEXT K
6690 END

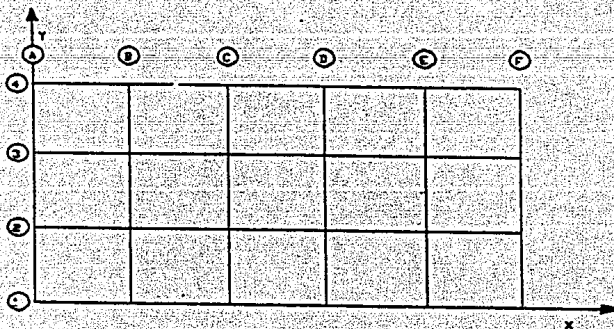
```

IV.4.1 APLICACION DEL PROGRAMA.

La aplicación de este programa para el análisis por torsión en ambas direcciones se efectúa a continuación.

Es importante señalar que para efectos de selección de las fuerzas cortantes para alimentar al programa, se compararon los resultados de los métodos de análisis dinámico y estático; así, del 80% de las fuerzas cortantes de este último y las del dinámico se seleccionaron las más desfavorables para hacer el análisis por torsión.

La ubicación del sistema global coordinado seleccionado se indica enseguida:



Los datos necesarios son los siguientes:

FUERZAS CORTANTES (Ton).-

ENTREPISO:	FZA. CORTANTE	FUERZA CORTANTE
	EN X.(Ton):	EN Y.(Ton):
10	160.150	160.150
9	317.110	317.110
8	456.631	456.631
7	578.712	578.712
6	683.353	683.353
5	776.734	776.734
4	851.440	851.440
3	907.464	907.464
2	944.816	944.816
1	963.496	963.496

DISTANCIAS (m).-

MARCOS EN X:

Dx(1)= 0.0
 Dx(2)= 8.0
 Dx(3)= 16.0
 Dx(4)= 24.0

MARCOS EN Y:

Dy(1)= 0.0
 Dy(2)= 8.0
 Dy(3)= 16.0
 Dy(4)= 24.0
 Dy(5)= 32.0
 Dy(6)= 40.0

MASA (T. $\frac{g}{m}$).-

MARCOS EN X:

NIVEL 10:

Mx(1)= 8.993
 Mx(2)=17.986
 Mx(3)=17.986
 Mx(4)= 8.993

MARCOS EN Y:

My(1)= 5.396
 My(2)= 10.792
 My(3)= 10.792
 My(4)= 10.792
 My(5)= 10.792
 My(6)= 5.396

NIVELES 9,8,7,6:

Mx(1)= 9.818
 Mx(2)= 19.637
 Mx(3)= 19.637

My(1)= 5.891
 My(2)= 11.782
 My(3)= 11.782

Mx(4)= 9.818

My(4)= 11.782

My(5)= 11.782

My(6)= 5.891

NIVELES 5,4,3,2,1:

Mx(1)= 10.561

My(1)= 6.336

Mx(2)= 21.122

My(2)= 12.673

Mx(3)= 21.122

My(3)= 12.673

Mx(4)= 10.561

My(4)= 12.673

My(5)= 12.673

My(6)= 6.336

RIGIDECES (Ton/m) .-

MARCOS EN X:

MARCOS EN Y:

Entrepiso 10:

Rx(1) a Rx(4)= 16,140

Ry(1) a Ry(6)= 9,018

Entrepiso 9:

Rx(1) a Rx(4)= 20,220

Ry(1) a Ry(6)= 12,012

Entrepiso 8:

Rx(1) a Rx(4)= 21,000

Ry(1) a Ry(6)= 12,684

Entrepiso 7:

Rx(1) a Rx(4)= 21,530

Ry(1) a Ry(6)= 13,396

Entrepiso 6:

Rx(1) a Rx(4)= 23,210

Ry(1) a Ry(6)= 14,237

Entrepiso 5:

Rx(1) a Rx(4)= 25,550

Ry(1) a Ry(6)= 15,711

Entrepiso 4:

Rx(1) a Rx(4)= 25,340

Ry(1) a Ry(6)= 16,424

Entrepiso 3:

Rx(1) a Rx(4)= 27,270

Ry(1) a Ry(6)= 17,344

Entrepiso 2:

Rx(1) a Rx(4)= 30,760

Ry(1) a Ry(6)= 20,085

Entrepiso 1:

Rx(1) a Rx(4)= 57,900

Ry(1) a Ry(6)= 39,358

La aplicación del presente programa para el análisis por torsión en sentido X e Y del edificio en estudio se lleva a cabo a continuación:

*** ANALISIS POR TORSION EN SENTIDO X . RESULTADOS ***

NIV: FSX.(T): 30% FSY.(T): FS.TOT.(T):

MARCOS EN SENTIDO X :

MARCO: 1

10	44.9142	2.43836	47.3526
9	43.6318	2.19591	45.8277
8	38.8092	1.96445	40.7736
7	33.7133	1.59652	35.3098
6	29.3134	1.57658	30.89
5	25.9786	1.31668	27.2953
4	20.5788	.95116	21.53
3	15.2431	.61858	15.8617
2	9.90413	.283057	10.1872
1	4.44907	.110468	4.55953

MARCO: 2

10	41.6631	.812786	42.4759
9	40.7039	.731969	41.4359
8	36.1899	.654818	36.8447
7	31.5846	.532174	32.1168
6	27.2113	.525526	27.7368
5	24.223	.438892	24.6619
4	19.3106	.317053	19.6276
3	14.4184	.206193	14.6246
2	9.52672	.943523E-01	9.62107
1	4.59636	.368222E-01	4.63318

MARCO: 3

10	41.6631	.812786	42.4759
9	40.7039	.731969	41.4359
8	36.1899	.654818	36.8447
7	31.5846	.532174	32.1168
6	27.2113	.525526	27.7368
5	24.223	.438892	24.6619
4	19.3106	.317053	19.6277
3	14.4184	.206193	14.6246
2	9.52673	.943523E-01	9.62109
1	4.59634	.368222E-01	4.63317

MARCO: 4			
10	44.9142	2.43836	47.3526
9	43.6318	2.19591	45.8277
8	38.8092	1.96445	40.7736
7	33.7133	1.59652	35.3098
6	29.3134	1.57658	30.89
5	25.9786	1.31668	27.2953
4	20.5789	.95116	21.53
3	15.2431	.61858	15.8617
2	9.90416	.283057	10.1872
1	4.44904	.110468	4.5595

MARCOS EN SENTIDO Y :

MARCO: 1			
10	4.54133	10.2782	14.8195
9	4.63552	10.1658	14.8013
8	4.10853	9.03034	13.1389
7	3.71155	7.95982	11.6714
6	2.98312	6.72361	9.70673
5	2.74808	6.04309	8.79116
4	2.2958	4.8832	7.179
3	1.81193	3.70716	5.51909
2	1.33119	2.5332	3.86439
1	.905798	1.3869	2.29269

MARCO: 2			
10	2.7248	9.3699	12.0947
9	2.78131	9.23866	12.02
8	2.46514	8.20862	10.6738
7	2.22693	7.21751	9.44444
6	1.76987	6.12699	7.91626
5	1.64885	5.49347	7.14232
4	1.37748	4.42404	5.80152
3	1.08716	3.34477	4.43193
2	.798716	2.26696	3.06567
1	.54348	1.20574	1.74922

MARCO: 3			
10	.908266	8.46163	9.3699
9	.927104	8.31155	9.23866
8	.821712	7.38691	8.20862
7	.742309	6.4752	7.21751
6	.596623	5.53036	6.12699
5	.549616	4.94386	5.49347
4	.45916	3.96489	4.42404
3	.362386	2.98239	3.34477
2	.266239	2.00072	2.26695
1	.181159	1.02459	1.20574

MARCO: 4			
10	.908266	8.46163	9.3699
9	.927104	8.31155	9.23866
8	.821712	7.38691	8.20862
7	.742309	6.4752	7.21751
6	.596623	5.53036	6.12699
5	.549616	4.94386	5.49347
4	.45916	3.96488	4.42404
3	.362386	2.98238	3.34477
2	.266239	2.00072	2.26696
1	.181159	1.02459	1.20574

MARCO: 5			
10	2.7248	9.3699	12.0947
9	2.78131	9.23866	12.02
8	2.46514	8.20862	10.6738
7	2.22693	7.21751	9.44444
6	1.78987	6.12699	7.91686
5	1.54885	5.49347	7.14232
4	1.37748	4.42405	5.80153
3	1.08716	3.34476	4.43192
2	.798716	2.26697	3.06569
1	.54348	1.20574	1.74922

MARCO: 6			
10	4.54133	10.2782	14.8195
9	4.63552	10.1658	14.8013
8	4.10856	9.03033	13.1389
7	3.71155	7.95982	11.6714
6	2.98312	6.72361	9.70673
5	2.74808	6.04309	8.79116
4	2.2958	4.88321	7.17901
3	1.81193	3.70714	5.51908
2	1.33119	2.53321	3.8644
1	.905798	1.3869	2.29269

*** ANALISIS POR TORSION EN SENTIDO Y , RESULTADOS ***

NIV: FSY.(T): 30% FSX.(T): FS.TOT.(T):

MARCOS EN SENTIDO X :

MARCO: 1

10	8.12786	13.4743	21.6021
9	7.31969	13.0895	20.4092
8	6.54818	11.6427	18.1909
7	5.32174	10.114	15.4357
6	5.25525	8.79403	14.0493
5	4.38892	7.79358	12.1825
4	3.17053	6.17365	9.34418
3	2.06193	4.57294	6.63487
2	.943523	2.97124	3.91476
1	-.368225	1.33472	.966495

MARCO: 2

10	2.70929	12.4989	15.2082
9	2.4399	12.2112	14.6511
8	2.18273	10.857	13.0397
7	1.77391	9.47538	11.2493
6	1.75175	8.1634	9.91515
5	1.46297	7.26691	8.72988
4	1.05684	5.79318	6.85002
3	.68731	4.32551	5.01282
2	.314507	2.85802	3.17252
1	-.122741	1.37891	1.25617

MARCO: 3

10	2.70929	12.4989	15.2082
9	2.4399	12.2112	14.6511
8	2.18273	10.857	13.0397
7	1.77391	9.47538	11.2493
6	1.75175	8.1634	9.91515
5	1.46297	7.26691	8.72988
4	1.05684	5.79318	6.85003
3	.68731	4.32551	5.01282
2	.314507	2.85802	3.17253
1	-.122741	1.3789	1.25616

MARCO: 4

10	8.12786	13.4743	21.6021
9	7.31969	13.0895	20.4092
8	6.54818	11.6428	18.1909
7	5.32174	10.114	15.4357
6	5.25525	8.79403	14.0493
5	4.38892	7.79357	12.1825
4	3.17053	6.17366	9.34419
3	2.06193	4.57293	6.63486
2	.943523	2.97125	3.91477
1	-.368225	1.33471	.966486

MARCOS EN SENTIDO Y :

MARCO: 1			
10	34.2605	1.3624	35.6229
9	33.8859	1.39066	35.2765
8	30.1011	1.23257	31.3337
7	26.5327	1.11346	27.6462
6	22.412	.894935	23.307
5	20.1436	.824424	20.968
4	16.2773	.68874	16.9661
3	12.3572	.54358	12.9008
2	8.44398	.399358	8.84334
1	4.62299	.271739	4.89473
MARCO: 2			
10	31.233	.817439	32.0504
9	30.7955	.834394	31.6299
8	27.3621	.739541	28.1016
7	24.0584	.668079	24.7265
6	20.4233	.536961	20.9603
5	18.3116	.494654	18.8062
4	14.7468	.413244	15.16
3	11.1492	.326147	11.4754
2	7.55652	.239615	7.79613
1	4.01913	.163044	4.18218
MARCO: 3			
10	28.2054	.27248	28.4779
9	27.7052	.278131	27.9833
8	24.623	.246514	24.8695
7	21.584	.222693	21.8067
6	18.4345	.178987	18.6135
5	16.4795	.164885	16.6444
4	13.2163	.137748	13.354
3	9.94128	.108716	10.05
2	6.66905	.798716E-01	6.74892
1	3.41528	.543479E-01	3.46963
MARCO: 4			
10	28.2054	.27248	28.4779
9	27.7052	.278131	27.9833
8	24.623	.246514	24.8695
7	21.584	.222693	21.8067
6	18.4345	.178987	18.6135
5	16.4795	.164885	16.6444
4	13.2163	.137748	13.354
3	9.94127	.108716	10.05
2	6.66907	.798716E-01	6.74894
1	3.41528	.543479E-01	3.46963

	MARCO: 5			
10		31.233	.817439	32.0504
9		30.7955	.834394	31.6299
8		27.3621	.739541	28.1016
7		24.0584	.668079	24.7264
6		20.4233	.536961	20.9603
5		18.3116	.494654	18.8062
4		14.7468	.413244	15.1601
3		11.1492	.326147	11.4753
2		7.55656	.239615	7.79618
1		4.01913	.163044	4.18218
	MARCO: 6			
10		34.2605	1.3624	35.6229
9		33.8859	1.39066	35.2765
8		30.1011	1.23257	31.3337
7		26.5327	1.11346	27.6462
6		22.412	.894935	23.307
5		20.1436	.824424	20.968
4		16.2774	.68874	16.9661
3		12.3571	.54358	12.9007
2		8.44403	.399358	8.84339
1		4.62299	.271739	4.89473

De los resultados proporcionados por el programa, se infiere que el efecto de la torsión es relativamente despreciable. Esto es debido a que existe simetría tanto en rigideces, como en cargas en cada nivel analizado. Sin embargo, el RCDF proporciona una excentricidad accidental para tomar en cuenta la incertidumbre en las distribuciones de carga. Con los resultados, es posible seleccionar aquellos que presenten las condiciones más desfavorables para el diseño de la estructura.

CAPITULO V.
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Debido a la gran actividad sísmica del país, y en particular a la severa intensidad de los sismos ocurridos en nuestra ciudad en Septiembre de 1985, la Ingeniería Sísmica ha cobrado gran auge, asimismo los métodos de análisis para evaluar las acciones producidas por éstos fenómenos.

Es por esto, que es necesario tener un criterio razonable y lógico, para diseñar estructuras en zonas de alto riesgo sísmico.

En éste trabajo se trató de desarrollar una guía para el uso de los diferentes métodos de análisis sísmico, y así motivar al estudiante interesado en la materia a profundizar y alcanzar un criterio de diseño estructural adecuado a las necesidades actuales.

Sabemos que no es fácil hacer conclusiones acerca de un tema tan extenso como es el análisis sísmico, así se trate desde el punto de vista teórico o práctico; o como en el presente trabajo englobando una combinación de ambos, ya que cada vez que se profundiza más en éste, aparecen nuevos y diversos conceptos de interés, pero se pretende dar recomendaciones estructurales para tener un mejor comportamiento de las construcciones ante cargas laterales.

Aunque sólo tratamos una pequeña parte del análisis

estructural, no debemos olvidar la importancia del diseño ²⁷⁶
sísmico cuya filosofía se basa fundamentalmente en prevenir
daños estructurales y minimizar los no estructurales, que
pudieran presentarse en movimientos ocasionales de intensidad
media, además de evitar el colapso o daños severos en caso de
sacudidas del terreno de intensidad extrema pero de
probabilidad de ocurrencia baja.

Teniendo presente dicha filosofía, debemos hacer una
evaluación del riesgo sísmico, previendo que nuestra
estructura cumpla con el fin para el cual fue diseñada.

Debemos analizar las condiciones generales y locales del
sitio de la construcción y establecer el criterio y las
acciones de diseño de acuerdo al Reglamento del Distrito
Federal vigente, asimismo seleccionar la configuración y
estructuración del edificio, tomando en cuenta las
sugerencias que hace el citado Reglamento, que en el presente
trabajo se mencionan y resumen a continuación:

- Poco Peso.
- Sencillez, regularidad, simetría en rigidez y
resistencia tanto en planta como en elevación.
- Uniformidad en la distribución de resistencia,
rigidez y ductilidad.
- Hiperestaticidad y líneas escalonadas de defensa
estructural.

- Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales antes que en los verticales.
- Un adecuado tratamiento del detalle estructural.
- Propiedades dinámicas adecuadas al terreno en que se desplantará la estructura.
- Congruencia entre lo proyectado y lo construido.
- Supervisión y control de calidad durante la construcción.

Debemos hacer predicciones del comportamiento mecánico del sistema suelo-cimentación-estructura, revisando los estados límite de servicio, de daños y de falla, dependiendo de la utilización de la edificación, suministrando rigidez, resistencia, estabilidad, capacidad de absorción y disipación, de energía en mayor cantidad que las demandas requeridas.

Analizar la factibilidad y confiabilidad del diseño preliminar, establecer la importancia de los detalles estructurales y no estructurales para el diseño final y finalmente, hacer congruente lo proyectado y lo construido.

En el proceso que recomienda el Reglamento para aplicar el método de análisis dinámico espectral, nos dice que se debe revisar que las cortantes obtenidas no sean menores que el 80% de las resultantes de un análisis estático. Esto es una consideración de especial interés, ya que con las

modificaciones del actual Reglamento referente a los ²⁷⁸
coeficientes sísmicos, el costo de las estructuras se
incrementa entre un 15% y un 20%. Aunque el análisis estático
es conservador, podríamos pensar que con sólo tomar el 80% de
dicho análisis quedaría cubierto nuestro análisis sísmico,
pero no debemos olvidar que sólo se recomienda para
estructuras regulares y que el objetivo de ésta consideración
se hace para que tengamos un grado de seguridad aceptable al
no obtener fuerzas engañosamente pequeñas en el análisis
dinámico.

Como pudimos observar en los ejemplos desarrollados en
el cuerpo de éste trabajo, para el edificio de 10 niveles
obtuvimos fuerzas dinámicas solo un poco menores que el 80%
de las estáticas, pero para el 3 niveles, se tiene que casi
son iguales (aproximadamente de 90% a 95%), esto podría
desalentar el uso de los análisis dinámicos, ya que es más
fácil y económico hacer el análisis por métodos estáticos que
dinámicos. Por ésta razón, proponemos los programas de
computadora que se utilizan para el análisis dinámico modal
espectral y estático, para que de alguna forma, sea una ayuda
o un complemento y se tenga otra opción para poder comparar
los resultados entre dichos análisis.

Debemos estar concientes que un error en el uso de los
espectros de diseño para el análisis dinámico puede resultar
peligroso, si no se procede con el cuidado necesario.

Al hacer esta recomendación nos referimos a que al comparar dichos espectros con los de respuesta (FIG. 5.1)

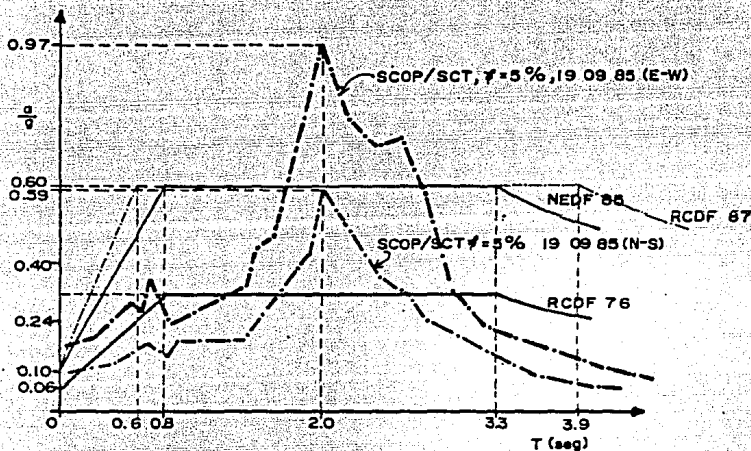


FIG. 5.1 ESPECTROS 19/09/85 (CENTRO SCOP-SCT), RCDF-76, NEDF-85, RCDF-87.

Se observa que existe una zona de relativo peligro para las estructuras; es decir, si nos encontramos con que el período fundamental está en la zona de pendiente positiva del espectro de respuesta en donde las ordenadas son mayores y tomando en cuenta que dicho período fundamental se puede incrementar debido a la interacción suelo-cimentación-estructura (ya que la construcción no está empotrada en la base), podemos tener el fenómeno de resonancia cercano a la

ordenada máxima que es para $T = 2$ seg y tendríamos ²⁸⁰ amplificaciones de aceleraciones tan grandes como el 100% de la gravedad.

Esto ocurriría si tenemos, por ejemplo, una estructura con período menor de 2 segundos pero muy cercano a él, desplantada en zona de terreno blando y se presentara un movimiento del terreno de intensidad media, que ocasione daños mínimos, pero que modifiquen las características dinámicas del edificio, como un incremento en el período fundamental de la estructura, entonces, ésta podría entrar en resonancia con la oscilación del suelo, lo que sería catastrófico para la estabilidad de la edificación. Lo ideal en ésta situación, sería tener un período cercano a 2 segundos pero en el lado descendente del espectro de respuesta, para que al modificarse el período fundamental de la estructura, éste se aleje de las ordenadas máximas del espectro de respuesta.

Finalmente, consideramos que no se deben aplicar indiscriminadamente los métodos de análisis sísmico como reglas invariables. Debemos tener una visión general, razonable y lógica del diseño estructural y del fenómeno físico, sin perder de vista uno de los objetivos primordiales del ingeniero que es proporcionar edificaciones seguras, funcionales y económicas.

BIBLIOGRAFIA.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.-MONOGRAPH ON PLANNING AND DESIGN OF TALL BUILDINGS.
VOLUME: SYSTEMS AND CONCEPTS.
AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING, NEW YORK. (1980).
- 2.-REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.
DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACION. (JUL. 1987).
- 3.-DINAMICA ESTRUCTURAL.
X CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA. (1984).
- 4.-MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.
BAZAN, E. Y MELI, R.
LIMUSA. (1985).
- 5.-DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A SISMOS.
DOWRICK, D.J.
LIMUSA. (1984).
- 6.-DISEÑO ESTRUCTURAL.
MELI, R.
LIMUSA. (1985).
- 7.-DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.
FOLLETO COMPLEMENTARIO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES.
PARA EL DISTRITO FEDERAL.
ROSENBLUETH, E. Y ESTEVA, L.
FACULTAD DE INGENIERIA. (1969).
- 8.-APUNTES DE CLASE DE INGENIERIA SISMICA.
DEL VALLE CALDERON ENRIQUE. (1987).
- 9.-DINAMICA ESTRUCTURAL Y DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS.
XIII CURSO INTERNACIONAL DE INGENIERIA SISMICA. (1987).
- 10.-MEMORIAS DE V CONGRESO NACIONAL DE INGENIERIA
ESTRUCTURAL, SMIE. VERACRUZ, VER. (1986).
- 11.-MEMORIAS DEL PRIMER SIMPOSIUM INTERNACIONAL.
LOS SISMOS Y SUS EFECTOS EN LAS CIUDADES.
MEXICO. (1986).