

57



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN EDIFICIO CON PROBLEMAS DE FLEXIBILIDAD DE PISO.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTAN:
WULFRANO GOMEZ GALLARDO
GILBERTO MIRANDA CRUZ



290768

ASESOR: M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ

MEXICO, D. F.

2001



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/044/99

Señor  
GILBERTO MIRANDA CRUZ  
WULFRANO GOMEZ GALLARDO  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"COMPORTAMIENTO SISMICO DE UN EDIFICIO CON PROBLEMAS  
DE FLEXIBILIDAD DE PISO"**

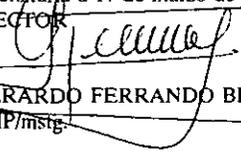
**INTRODUCCION**

- I. ANTECEDENTES
  - II. CONSTRUCCION DE SISTEMAS DE PISO EMPLEADOS EN EDIFICIOS
  - III. MODELADO Y ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS
  - IV. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA
  - V. CASO ESTUDIADO
  - VI. ANALISIS DE RESULTADOS
  - VII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFIA**

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universidad a 17 de marzo de 1999.  
EL DIRECTOR

  
ING. GERARDO FERRANDO BRAVO  
DFB/GMP/mstg



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/044/99

M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ  
Presente.

El señor WULFRANO GOMEZ GALLARDO de la carrera de INGENIERO CIVIL, me ha solicitado designar al profesor que le señale Tema de Tesis para su Examen Profesional.

En atención a esa solicitud ruego a usted se sirva formular el Tema solicitado y enviarlo a esta Dirección para comunicarlo oficialmente al interesado.

Doy a usted de antemano las más cumplidas gracias por su atención y le reitero las seguridades de mi consideración más distinguida.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 17 de marzo de 1999  
EL DIRECTOR

ING. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP\*mstg



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/044/99

M.I. OCTAVIO GARCIA DOMINGUEZ  
Presente.

El señor GILBERTO MIRANDA CRUZ de la carrera de INGENIERO CIVIL, me ha solicitado designar al profesor que le señale Tema de Tesis para su Examen Profesional.

En atención a esa solicitud ruego a usted se sirva formular el Tema solicitado y enviarlo a esta Dirección para comunicarlo oficialmente al interesado.

Doy a usted de antemano las más cumplidas gracias por su atención y le reitero las seguridades de mi consideración más distinguida.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria 17 de marzo de 1999  
EL DIRECTOR

ING. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP\*ms1g

---

A LA UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO  
FACULTAD DE INGENIERÍA

En eterno agradecimiento a la formación profesional recibida, en nuestro ejercicio profesional pondremos siempre en alto el nombre de nuestra Alma Mater de la cual nos sentimos orgullosos

AL M.I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ  
Por los conocimientos recibidos, los consejos, la confianza, la paciencia hacia nosotros, y por ser un ejemplo a seguir consideramos que sin su ayuda este trabajo no hubiera sido posible.

A TODOS NUESTROS PROFESORES  
Quienes nos dieron una guía y consejos valiosos para alcanzar nuestra meta para llegar a ser profesionistas.

---

---

*A MI PADRE Y MI MADRE:*

*Por el cariño y apoyo que me brindaron y la confianza que hicieron posible la realización de mis metas.*

*Wulfrano*

*A MI MADRE:*

*Por todo el amor y cariño que siempre me brindaste para que yo pudiera realizar las metas que me propuse, te prometo que no te defraudaré. Gracias por tu confianza.*

*Gilberto*

*A MIS HERMANAS Y HERMANOS:*

*Amelia,, Perla,, Oswaldo y Eduardo.*

*Por todos los momentos que compartimos, en los cuales recibí siempre su apoyo y comprensión*

*A MI SOBRINA Perlita:*

*Por darme aliento y alegría en los momentos difíciles de mi vida.*

*Wulfrano*

*A TODOS MIS TIOS Y MIS PRIMOS:*

*Les dedico este trabajo en agradecimiento a que siempre me han apoyado y me han brindado su ayuda en los momentos importantes de mi vida.*

*Gilberto*

---

---

*A NUESTROS AMIGOS Y AMIGAS*

*Sabiendo que las verdaderas amistades no se basan en palabras sino en hechos, les agradecemos por todo este tiempo durante el cual nos han brindado su amistad y apoyo incondicional.*

*A todas aquellas personas que de manera directa o indirecta nos ayudaron en este largo y sinuoso camino aun sin darse cuenta, es de nuestro deseo hacerlos partícipes de este importante logro*

*A DIOS Y A LA VIDA.*

---

---

# ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	1
<b>1. ANTECEDENTES</b> .....	3
<b>2. CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE PISO EMPLEADOS EN EDIFICIOS</b> .....	5
<b>2.1 Introducción</b> .....	5
<b>2.2 Tipos de sistemas de piso empleados en edificios</b> .....	5
<b>2.3 Características de los sistemas de piso empleados en edificios</b> .....	6
2.3.1 Losa maciza de concreto reforzado .....	6
2.3.2 Losa reticular de concreto .....	8
2.3.3 Losacero .....	10
2.3.4 Vigueta y bovedilla .....	12
2.3.5 Losa Spiroll .....	14
2.3.6 Losas "T" y "doble T" .....	16
<b>2.4 Estructuras espaciales</b> .....	17
2.4.1 Sistema Tridilosa .....	18
<b>3. MODELADO Y ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS</b> .....	20
<b>3.1 Introducción</b> .....	20
<b>3.2 Criterios generales de análisis y diseño sísmico</b> .....	20
3.2.1 Requerimientos generales del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal .....	20
3.2.2 Zonificación geotécnica del Distrito Federal .....	21
3.2.3 Condiciones de regularidad de las estructuras .....	21
3.2.4 Criterios de análisis estructural .....	22
3.2.5 Tipos de cargas en el análisis estructural .....	22
<b>3.3 Análisis sísmico de edificios</b> .....	23
3.3.1 Tipos de análisis sísmicos .....	23
3.3.2 Análisis sísmico simplificado .....	24
3.3.3 Análisis sísmico estático .....	25

3.3.4	Análisis sísmico dinámico .....	26
3.3.4.1	Análisis dinámico modal espectral .....	26
3.3.4.2	Espectro de respuesta de un sismo .....	28
3.3.4.3	Espectro de diseño .....	29
3.3.4.4	Espectro de diseño para el Valle de México .....	29
3.3.4.5	Factor de comportamiento sísmico $Q$ .....	30
3.3.4.6	Revisión por cortante basal .....	32
3.3.4.7	Efectos torsionales .....	32
3.3.4.8	Efectos bidireccionales .....	33
3.3.4.9	Análisis dinámico "Paso a paso" .....	34
<b>3.4</b>	<b>Edificios con sistema de piso flexible .....</b>	<b>36</b>
3.4.1	Introducción .....	36
3.4.2	Hipótesis en el análisis con diafragma de piso flexible .....	36
3.4.3	Rigidez del diafragma de piso .....	41
<b>3.5</b>	<b>Edificios con sistema de piso rígido .....</b>	<b>41</b>
<b>4.</b>	<b>INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA .....</b>	<b>43</b>
4.1	Introducción .....	43
4.2	Interacción suelo-estructura utilizando modelos simplificados de análisis .....	43
4.2.1	Resorte estático equivalente y amortiguamiento viscoso en la base .....	44
4.2.1.1	Interacción suelo estructura según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal .....	44
4.2.2	Modelo estándar .....	47
4.2.3	Modelo básico discreto .....	47
4.2.4	Amortiguadores del suelo .....	48
4.3	Amortiguamiento en el Valle de México .....	48
<b>5.</b>	<b>CASO ESTUDIADO .....</b>	<b>51</b>
5.1	Descripción de la estructura .....	51
5.2	Propiedades de los elementos estructurales .....	55

5.2.1 Materiales .....	55
5.2.2 Elementos estructurales .....	55
5.2.2.1 Columnas .....	55
5.2.2.2 Vigas .....	56
5.2.2.3 Muros .....	57
5.2.2.4 Sistema de piso .....	57
<b>5.3 Análisis de cargas .....</b>	<b>59</b>
5.3.1 Cargas muertas .....	59
5.3.2 Incremento a las cargas muertas .....	63
5.3.3 Cargas vivas .....	64
5.3.4 Resumen de cargas muertas y cargas vivas .....	64
5.3.5 Masa traslacional y masa rotacional .....	64
<b>5.4 Cálculo de rigideces del suelo para considerar interacción suelo-estructura .....</b>	<b>66</b>
<b>5.5 Criterios de análisis y diseño sísmico considerados .....</b>	<b>67</b>
<b>5.6 Modelos estructurales estudiados .....</b>	<b>68</b>
5.6.1 Modelo 1 .....	68
5.6.2 Modelo 2 .....	69
5.6.3 Modelo 3 .....	69
5.6.4 Modelo 4 .....	70
<b>6. ANÁLISIS DE RESULTADOS .....</b>	<b>71</b>
<b>6.1 Introducción .....</b>	<b>72</b>
<b>6.2 Comparación entre el modelo de diafragma flexible y el modelo de diafragma rígido, considerando interacción suelo-estructura .....</b>	<b>73</b>
6.2.1 Periodo fundamental .....	73
6.2.2 Desplazamientos .....	73
6.2.3 Elementos mecánicos.....	76
<b>6.3 Comparación entre modelos con diafragma flexible, uno empotrado en su base y el otro considerando interacción suelo-estructura .....</b>	<b>79</b>
6.3.1 Periodo fundamental .....	79
6.3.2 Desplazamientos .....	79
6.3.3 Elementos mecánicos .....	80

---

<b>6.4 Comparación entre el modelo de diafragma flexible considerando interacción suelo-estructura y el modelo de diafragma rígido con empotramiento en su base .....</b>	<b>82</b>
6.4.1 Periodo fundamental .....	82
6.4.2 Desplazamientos .....	82
6.4.3 Elementos mecánicos .....	83
<b>7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>85</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>87</b>

---

## RELACIÓN DE FIGURAS

### Capítulo 2

- 2.1 Detalle típico del refuerzo en losas macizas de concreto
- 2.2 Losa maciza de concreto reforzado como sistema de piso
- 2.3 Losa reticular de concreto en edificio de varios niveles
- 2.4 Vista en ampliación de losa reticular de concreto
- 2.5 Losacero como sistema de piso, vista superior
- 2.6 Losacero, vista inferior
- 2.7 Viguetas y bovedillas
- 2.8 Colocación en obra de la vigueta y bovedilla
- 2.9 Losa Spiroll como sistema de piso
- 2.10 Colocación de losas Spiroll en obra
- 2.11 Losas "doble T"
- 2.12 Losas "T" y "doble T"
- 2.13 Sistema Tridilosa
- 2.14 Vista en ampliación del sistema Tridilosa

### Capítulo 3

- 3.1 Representación de fuerzas sísmicas en el método estático
- 3.2 Estructura modelada mediante masas concentradas y resortes
- 3.3 Espectro de diseño para la zona II
- 3.4 Espectro de diseño para la zona III
- 3.5 Fuerzas que generan el fenómeno de torsión

- 
- 3.6 Efectos bidireccionales en el análisis sísmico
  - 3.7 Análisis sísmico dinámico “paso a paso”
  - 3.8 Representación de un diafragma de piso flexible modelado con el programa COMBAT
  - 3.9 Esclavización de los nodos del nivel a un nodo maestro, en el modelo de diafragma rígido con el programa COMBAT
  - 3.10 Esclavización de los nodos del nivel a nodos maestros o a vigas de piso, en el modelo de diafragma flexible, con el programa COMBAT
  - 3.11 Rotación de un nodo maestro del nivel y flexión de la viga de piso, en el modelo de diafragma flexible con el programa COMBAT
  - 3.12 Funciones de interpolación para una traslación unitaria en uno de los nodos maestros con el programa COMBAT
  - 3.13 Funciones de interpolación para una extensión unitaria en uno de los nodos maestros con el programa COMBAT
  - 3.14 Identificación de los extremos rígidos para la viga de piso con el programa COMBAT
  - 3.15 Hipótesis en el estudio de diafragmas de piso rígidos

#### **Capítulo 4**

- 4.1 Algunos modelos empleados para considerar, o no, la interacción suelo-estructura
- 4.2 Profundidad de los estratos firmes resistentes en el Valle de México, en cm
- 4.3 Periodo dominante más largo del terreno, seg

#### **Capítulo 5**

- 5.1 Cuerpo 1 de los edificios de la COCONAL
- 5.2 Cuerpo 2 de los edificios de la COCONAL
- 5.3 Niveles (0) y (1) para el cuerpo 1, y niveles (0), (1) y (2) para el cuerpo 2
- 5.4 Niveles (2) y (3) para el cuerpo 1, y niveles (3) y (4) para el cuerpo 2

- 
- 5.5 Niveles (4), (5) y (6) para el cuerpo 1, y niveles (5), (6) y (7) para el cuerpo 2
  - 5.6 Corte transversal cuerpo 1
  - 5.7 Corte longitudinal cuerpo 1
  - 5.8 Corte transversal cuerpo 2
  - 5.9 Corte longitudinal cuerpo 2
  - 5.10 Sección transversal de columna tipo I
  - 5.11 Sección transversal de columna tipo II
  - 5.12 Sección transversal de trabe tipo I
  - 5.13 Sección transversal de trabe tipo II
  - 5.14 Corte transversal del piso en niveles (0) y (1) para el cuerpo 1, y en niveles (0), (1) y (2) para el cuerpo 2
  - 5.15 Corte transversal del piso en niveles (2) al (6) para el cuerpo 1, y en niveles (3) al (7) para el cuerpo 2
  - 5.16 Espectro de diseño para la zona II Afectado por  $Q=1.6$

## **Capítulo 6**

- 6.1 Distribución y nomenclatura de columnas en planta
- 6.2 Nodo maestro de piso del modelo de diafragma rígido
- 6.3 Nodos maestros de piso del modelo de diafragma flexible

---

## RELACIÓN DE TABLAS

### Capítulo 3

- 3.1 Coeficientes sísmicos para el método simplificado de análisis sísmico
- 3.2 Coeficientes sísmicos y periodos para cálculo de espectros de diseño

### Capítulo 4

- 4.1 Valores de  $K_r$  y  $K_x$  para el cálculo de rigideces del suelo, para la zona II
- 4.2 Valores de  $K_r$  y  $K_x$  para el cálculo de rigideces del suelo, para la zona III

### Capítulo 5

- 5.1 Tipos y propiedades de columnas
- 5.2 Tipos y propiedades de trabes
- 5.3 Tipos y propiedades de las vigas de piso
- 5.4 Cálculo del volumen de la trabe "doble T"
- 5.5 Carga muerta sobre el primer nivel
- 5.6 Carga muerta sobre el segundo nivel
- 5.7 Carga muerta sobre el tercer nivel
- 5.8 Carga muerta sobre el cuarto nivel
- 5.9 Carga muerta sobre el quinto nivel
- 5.10 Carga muerta sobre el séptimo nivel
- 5.11 Cargas gravitatorias totales actuantes sobre el cuerpo 1
- 5.12 Cargas gravitatorias totales actuantes sobre el cuerpo 2
- 5.13 Masas traslacionales y rotacionales por nivel, para el cuerpo 1
- 5.14 Masas traslacionales y rotacionales por nivel, para el cuerpo 2

---

## Capítulo 6

- 6.1 Periodos obtenidos para los modelos 3 y 4
- 6.2 Desplazamientos (cm) de azotea para el modelo 4
- 6.3 Desplazamientos (cm) de azotea para el modelo 3
- 6.4 Desplazamientos relativos del modelo 3
- 6.5 Desplazamientos relativos del modelo 4
- 6.6 Elementos mecánicos del modelo 4
- 6.7 Elementos mecánicos del modelo 3
- 6.8 Periodos obtenidos para los modelos 2 y 4
- 6.9 Desplazamientos (cm) de azotea para el modelo 2
- 6.10 Desplazamientos relativos del modelo 2
- 6.11 Elementos mecánicos del modelo 2
- 6.12 Periodos obtenidos para los modelos 1 y 4
- 6.13 Desplazamientos (cm) de azotea para el modelo 1
- 6.14 Desplazamientos relativos del modelo 1
- 6.15 Elementos mecánicos del modelo 1

---

## INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo de tesis se realiza el análisis detallado de un edificio real de 7 niveles de planta alargada sometido a la acción sísmica, en el que se evalúa su comportamiento mediante diversos modelos estructurales, que consideran a los sistemas de piso como diafragmas infinitamente rígidos y/o flexibles. Adicionalmente se estudian los efectos de interacción suelo-estructura y se comparan con los correspondientes a modelos de base rígida.

Se discuten las hipótesis fundamentales, los alcances y limitaciones para el modelado de los sistemas de piso que se emplean comúnmente en los programas comerciales de análisis y se presentan los algoritmos matemáticos para tomar en cuenta los efectos de flexibilidad de piso cuando no se cumplen las hipótesis convencionales del análisis sísmico tradicional. Adicionalmente se revisan las características generales y las formulaciones que establece el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, para considerar los efectos de interacción suelo-estructura, mismas que se incorporan a los modelos de análisis estudiados.

Esta información se distribuye en siete capítulos. En el capítulo 1, se hace una breve descripción sobre los estudios que se han realizado respecto al tema de flexibilidad de pisos, además de una descripción general del edificio elegido para el estudio.

En el capítulo 2, se presentan una serie de sistemas de pisos más comúnmente utilizados en la construcción, describiendo sus propiedades, así como algunas ventajas y desventajas que presentan.

En el capítulo 3, se revisan los criterios de análisis y diseño sísmico que establece el RCDF, así como las hipótesis que rigen el comportamiento del sistema de piso como diafragma flexible y las correspondientes para el diafragma rígido.

Con objeto de representar de manera más realista el comportamiento del edificio estudiado, en los modelos estructurales se consideran los efectos de interacción suelo-estructura. Para ello en el capítulo 4, se discuten las bases y se presentan las distintas formulaciones propuestas para considerar este efecto en la respuesta sísmica del edificio.

En el capítulo 5 se describe el edificio estudiado, se calculan los parámetros de análisis y se describen los modelos propuestos para estudiar el comportamiento de la estructura.

Al respecto, en el capítulo 6 se llevan a cabo importantes comparaciones y observaciones sobre el comportamiento sísmico de la estructura bajo los criterios de análisis empleados.

---

Finalmente, en el capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones que se obtuvieron del análisis de los modelos estructurales propuestos para evaluar la influencia de la flexibilidad de piso sobre el comportamiento del edificio estudiado.

Es importante mencionar que el ingeniero civil dedicado al área de estructuras, debe poseer un alto sentido de responsabilidad social, por lo cual debe tener presente la importancia de seleccionar el modelo estructural más adecuado para reproducir la respuesta de una estructura ante diversas solicitaciones, con el mayor apego posible a la realidad. Afortunadamente el desarrollo de los programas y equipos de cómputo, permite contar con mejores herramientas para llevar a cabo esta tarea, sin embargo, nunca debe hacerse a un lado el buen juicio y criterio ingenieril, ya que son factores determinantes para obtener el diseño racional de una estructura.

En términos generales, la presente tesis, pretende ayudar y hacer conciencia entre los estudiantes e ingenieros dedicados a la ingeniería estructural, sobre un aspecto muy importante en el modelado sísmico de edificios relacionado con los diafragmas de piso, cuyo comportamiento está implementado de manera automática en la mayoría de los programas comerciales de análisis, sin embargo, el desconocimiento de sus alcances y limitaciones nos pueden llevar a errores importantes.

## **CAPÍTULO 1**

### **ANTECEDENTES**

El análisis sísmico convencional de edificios de varios niveles, asume que sus niveles se comportan como diafragmas de piso infinitamente rígidos en su plano, lo que implica que bajo efectos de carga lateral, la fuerza cortante que se genera en la estructura, se distribuye proporcionalmente entre los elementos resistentes (llámense columnas, traveses, diagonales y muros), en proporción a sus rigideces laterales. Cuando por características geométricas o mecánicas, los sistemas de piso pueden experimentar deformaciones no despreciables bajo la acción de fuerzas sísmicas en su plano, se presenta el llamado efecto de flexibilidad de piso, el cual puede tener una gran influencia en la respuesta sísmica de edificios, afectando principalmente la distribución de fuerzas cortantes laterales en los elementos resistentes, las cuales dejan de ser proporcionales a su rigidez y por otro lado, se modifican también las características dinámicas de las estructuras.

Con ayuda de tecnologías modernas de construcción, es posible concebir una gran variedad de proyectos arquitectónicos cuyas características estructurales requieren de un modelado estructural más cuidadoso para reproducir su comportamiento ante las diversas solicitaciones de carga. Muchas de estas edificaciones presentan irregularidad geométrica principalmente en planta, cuyo modelado puede llevar a resultados erróneos si se utilizan métodos convencionales de análisis, que consideran modelos de edificios con diafragmas de piso infinitamente rígidos. Bajo acciones sísmicas, esta irregularidad geométrica en planta puede ocasionar efectos de flexibilidad de los sistemas de piso que forman el edificio.

Al respecto, la mayoría de los reglamentos, como el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) (Ref. 2), recomiendan características de regularidad geométrica, que pretenden evitar el efecto de la flexibilidad en los sistemas de piso. Particularmente, el RCDF limita la relación largo-ancho de la planta a 2.5, la existencia de salientes, mezzanines, etc.

Recientemente gracias a los avances en los sistemas de cómputo, han surgido algunos programas que permiten modelar estructuras de edificios considerando explícitamente los efectos de flexibilidad de piso. Uno de ellos, el cual se utiliza para fines de este trabajo es el programa COMBAT (Comprehensive Building Analysis Tool, Computech Engineering Services, Inc., Berkeley, California, 1983). (Ref. 1)

Algunos de los estudios realizados en torno a este fenómeno, Le-Wu Lu, Ti Huang y Masayoshi Nakashima, (Ref. 8) y Dr. Martin R. Button, Trevor E. Kelly y Dr. Lindsay R. Jones, (Ref. 9), reportan que los efectos de la flexibilidad de piso modifican la respuesta del edificio bajo acción sísmica, en especial los

desplazamientos e incrementan los elementos mecánicos en los elementos estructurales.

Como consecuencia de los sismos de gran magnitud que se presentaron en el año de 1985, se realizó una revisión detallada de la normatividad existente, resultando modificaciones relevantes, por lo que fue necesario evaluar la seguridad estructural de muchas edificaciones importantes para reforzarlas de así requerirse. Es importante mencionar que los edificios estudiados en este trabajo forman parte del conjunto COCONAL, los cuales fueron analizados, diseñados y construidos bajo las Normas Técnicas Complementarias del RCDF anteriores a las vigentes.

## **CAPÍTULO 2**

### **CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE PISO EMPLEADOS EN EDIFICIOS**

#### **2.1 INTRODUCCIÓN**

El presente capítulo trata sobre el análisis de tipo cualitativo de los distintos sistemas de piso para edificios, de empleo más común por las empresas constructoras. Se mencionan sus características más sobresalientes, así como algunas ventajas y desventajas que se pueden presentar al elegirlos como sistema de piso. También se hace mención del proceso constructivo de dichos sistemas, y de algunos problemas que pudieran surgir en la práctica.

Finalmente, se hace hincapié sobre el tema de las estructuras de tipo espacial, tal como lo es el sistema *Tridilosa*, cuyo empleo no es usual en sistemas de piso para edificios, empleándose más comúnmente en instalaciones deportivas, auditorios, cines, centros comerciales, estaciones del sistema de transporte colectivo metropolitano, etc.

A continuación se presenta una breve descripción de los distintos sistemas de piso, y como se explicó anteriormente, se destacan los aspectos constructivos más relevantes en su fabricación.

#### **2.2 TIPOS DE SISTEMAS DE PISO EMPLEADOS EN EDIFICIOS**

Los sistemas de piso más comúnmente empleados en edificios, dependiendo del tipo de estructura y de las solicitudes de carga que se tengan, son los siguientes:

1. Losa maciza de concreto reforzado
2. Losa reticular
3. Losacero
4. Vigueta y bovedilla
5. Losa Spiroll
6. Losa tipo "T" o "doble T"

### **2.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS SISTEMAS DE PISO EMPLEADOS EN EDIFICIOS**

#### **2.3.1. Losa maciza de concreto reforzado**

Se entiende por *losas*, a los elementos estructurales cuyo espesor es relativamente pequeño en comparación con sus dimensiones en planta (Ref. 3). Las acciones que generalmente deben soportar, como cualquier otro sistema de piso, son cargas gravitacionales perpendiculares al plano horizontal que las contiene.

La losa maciza de concreto reforzado es el sistema de piso más comúnmente empleado en la mayoría de las construcciones, esto es debido en parte, a que se ha empleado desde hace muchos años, y por tanto los ingenieros proyectistas están muy acostumbrados a su cálculo y proceso constructivo.

El concreto empleado en la fabricación de este tipo de piso, generalmente es de una resistencia a la compresión  $f'c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$ , con peraltes que pueden ser desde 10 cm hasta 15 cm regularmente. Las tensiones generadas por los diversos estados de carga existentes son tomadas por varillas de acero longitudinales corrugadas, las más comunes son las varillas cuyo esfuerzo de fluencia es  $F_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ . Las compresiones son tomadas por el concreto.

Existen dos procedimientos constructivos para formar el sistema de losa maciza:

- a) Uno de ellos es el conocido como "colado monolítico", el cual consiste en cimbrar toda la superficie a colar, una vez que se ha colocado adecuadamente todo el refuerzo especificado para la losa, incluyendo en este proceso las trabes con su respectivo acero de refuerzo. Posteriormente se vacía el concreto para formar trabes y losa.
- b) El conocido como "colado con juntas frías", en este proceso las trabes ya han sido coladas, posteriormente se coloca la cimbra, y se procede a colar la losa en sí. De esta manera la losa no trabaja conjuntamente con las trabes, solo queda apoyada sobre estas.

Cabe mencionar que los procedimientos para el cálculo de resistencias toman en consideración ambos casos mencionados, de ahí la importancia de prever desde el momento del diseño, el proceso constructivo que se llevará a cabo en obra.

Algunas de las ventajas que presenta este sistema de piso son las siguientes:

- Posee una alta rigidez a flexión
- Trabaja monolíticamente con las trabes que la soportan, cuando el proceso constructivo es llevado a cabo sin juntas frías, permitiendo un mejor comportamiento estructural

## **CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE PISO EMPLEADOS EN EDIFICIOS**

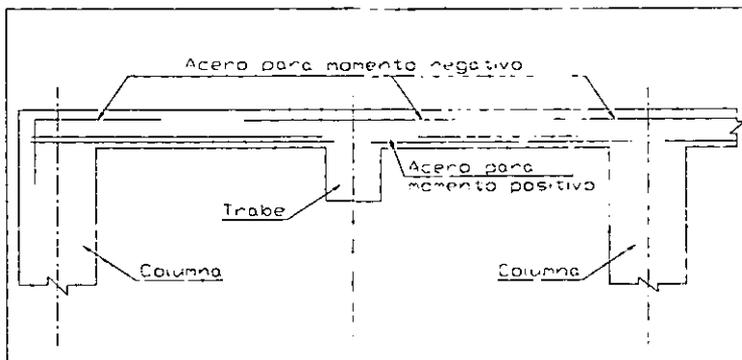
- Las gran mayoría de las personas que llevan a cabo la construcción de este tipo de piso, están más familiarizadas con su proceso constructivo y con las precauciones que se deben de tomar, debido en parte a que este sistema de piso es el que más se ha venido utilizando en los últimos 40 años.

Como desventajas se pueden mencionar principalmente:

- El peso propio o carga muerta de la losa maciza es muy elevado en comparación con el de otros elementos estructurales
- La demanda en la cantidad de materiales para su fabricación (concreto y acero de refuerzo) es elevada
- Durante su construcción se necesita de madera en grandes cantidades para realizar la cimbra, lo que en ocasiones se traduce en desperdicios y en el no poder mantener el lugar de construcción libre de obstáculos para realizar operaciones
- Debido al tiempo que se necesita para que el concreto alcance su resistencia, se presentan tiempos totales de construcción mayores en comparación con sistemas de piso de tipo prefabricados

En la figura 2.1 se muestra un armado típico de una losa maciza tradicional, en la cual se observa la disposición del acero de refuerzo en los lechos superior e inferior.

En la figura 2.2 se presenta un edificio de varios niveles, cuyo sistema de piso consiste de losas macizas de concreto, se alcanzan a ver las traveses principales y secundarias que sirven de apoyo a la losa.



**Fig. 2.1** Detalle típico del refuerzo en losas macizas de concreto



*Fig. 2.2 Losa maciza de concreto reforzado como sistema de piso*

### 2.3.2 Losa reticular de concreto

Conocida también como losa aligerada, es una variante de la losa maciza, la cual se puede visualizar como un conjunto de vigas de delgado espesor que se cruzan dejando espacios cortos en comparación con el claro. Dichas vigas dan apoyo a una delgada capa de concreto que distribuye las cargas a las nervaduras de la losa y que trabaja como patín de compresión. (Ref. 10)

Una característica esencial de este tipo de losa es que debido a que su colado se hace con cimbras metálicas removibles, conocidas como "casetones", permite losas de gran peralte efectivo con la ventaja de que debido a las depresiones que resultan del colado, no se tiene un alto valor de carga muerta debida a su propio peso en comparación a la que existiría si fuera una losa maciza con el mismo peralte. Este gran peralte proporciona un sistema de piso muy rígido y de gran capacidad de carga. Las losas reticulares se emplean generalmente cuando los claros a salvar son mayores de 10 m.

Una variación de este tipo de losa es la losa prefabricada, en la cual las depresiones se hacen colócano sobre el encofrado cajones de concreto precolado muy ligero, ladrillos de terracota, o algún otro tipo de material que sirva de relleno. Las varillas de refuerzo se colocan entre las unidades "rellenadoras" y se cubren éstas con concreto colado en el lugar (in situ). Después del colado pueden quedar ocasionalmente depresiones en la superficie interior de la losa, esto depende del tipo y la calidad de los rellenos usados.

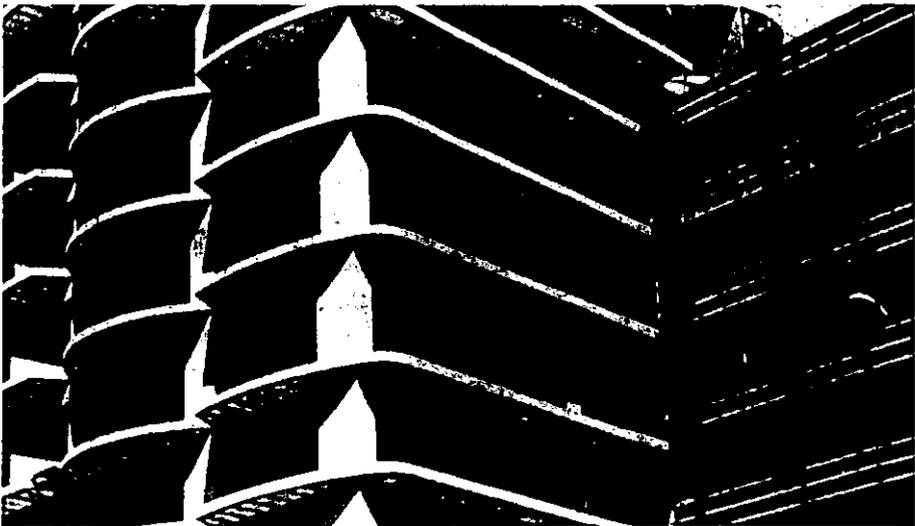
## CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE PISO EMPLEADOS EN EDIFICIOS

Como ventajas del sistema de losa reticular se pueden mencionar las siguientes:

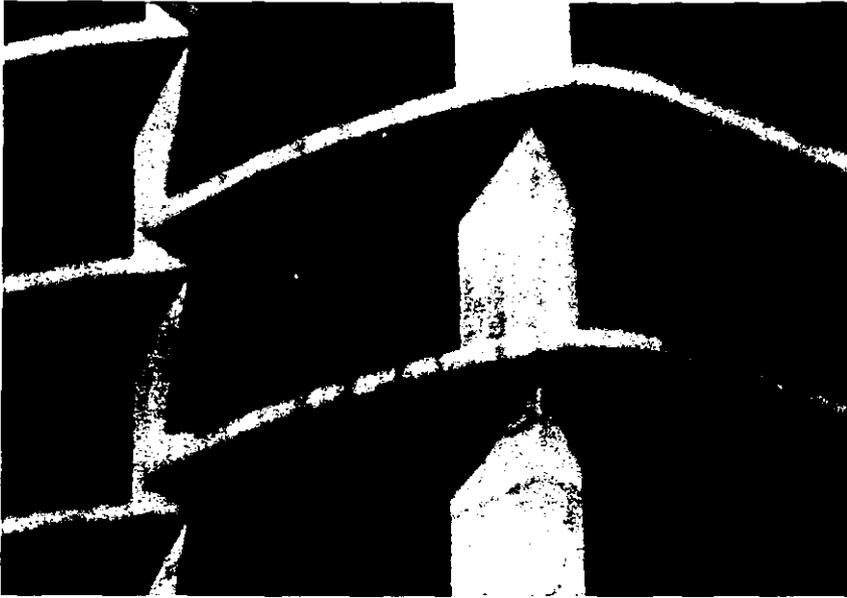
- Dada la dimensión de su peralte y que a la vez posee la característica de estar aligerada en cuanto a su peso propio, este sistema de piso permite cubrir grandes claros. Es por esto que es ampliamente utilizada en oficinas, estacionamientos, centros de enseñanza, etc.
- El colado con cimbras metálicas removibles permite que se desperdicie una menor cantidad de madera de la que se desperdiciaría en la construcción de la losa maciza, debido a que la cimbra metálica puede ser utilizada un mayor número de veces que la madera.

Una desventaja en la construcción de este sistema es la debida a que por tratarse de un proceso no muy común, muchos de los operadores y constructores no están familiarizados con él.

En las figuras 2.3 y 2.4 se muestran dos vistas de un edificio cuyo sistema de piso esta construido empleando losas reticulares de concreto.



*Fig. 2.3 Losa reticular de concreto en edificio de varios niveles*



*Fig. 2.4 Vista en ampliación de losa reticular de concreto*

### **2.3.3 Losacero**

El sistema a base de losacero es un sistema de entrepiso compuesto (concreto – acero), que está teniendo actualmente una gran aceptación en la construcción de sistemas de piso para edificios por la facilidad y rapidez de su proceso constructivo. El procedimiento consiste en la colocación de las placas de losacero, que servirán a su vez como una cimbra para el posterior colado del concreto, se debe dejar ahogada también una malla electrosoldada como refuerzo para los efectos de temperatura. El trabajo conjunto de las placas de acero y el concreto se logra mediante conectores de cortante, cuya función es la de transmitir las fuerzas internas entre ambos materiales. (Ref. 11).

Sus principales ventajas se enlistan a continuación:

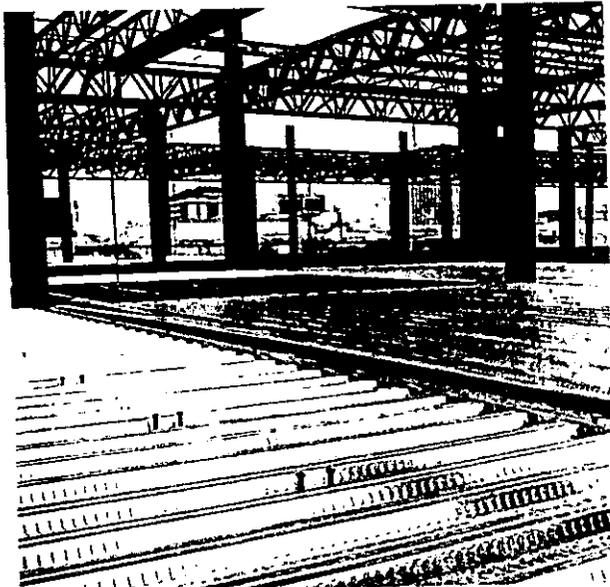
- La losa puede actuar en conjunto con la estructura, para tener un diafragma rígido, el cual proporciona un mejor comportamiento ante cargas sísmicas.
- Proporciona una resistencia estructural adecuada.
- Reduce los tiempos de construcción, en comparación con el uso de la losa maciza, dado que no se requiere un proceso de cimbrado y decimbrado.
- Una gran ventaja es el aprovechamiento de la sección compuesta, dicha sección se logra uniendo la losacero y el concreto por medio de los conectores de cortante. Esta sección aprovecha al máximo las características de los dos

materiales que involucra, el acero toma las tensiones, y el concreto la compresión. Esto ayuda en parte también a lograr elementos estructurales más esbeltos y ligeros, debido a la disminución en los valores de carga muerta del propio sistema de piso.

Como desventajas se pueden mencionar algunos cuidados que se deben de tener en este tipo de material, y que demandan que una persona calificada supervise constantemente todo el proceso constructivo durante la implementación de la losacero. Son las siguientes:

- Se debe tener un especial cuidado al transportar el material al lugar de la obra, debiendo emplearse vehículos cerrados, o tapados con lonas.
- Al llegar al lugar de almacenamiento, se debe secar hoja por hoja todo indicio de humedad.
- Debe almacenarse bajo techo, en un lugar seco y con ventilación.
- Las hojas de losacero deben ser colocadas sobre tablonces, esto es para evitar todo contacto con el suelo, teniendo claros entre apoyos de un metro.

Las figuras 2.5 y 2.6 muestran la colocación en obra de la losacero, es posible observar los conectores de cortante, faltando únicamente el vaciado del concreto.



*Fig. 2.5 Losacero como sistema de piso, vista superior.*

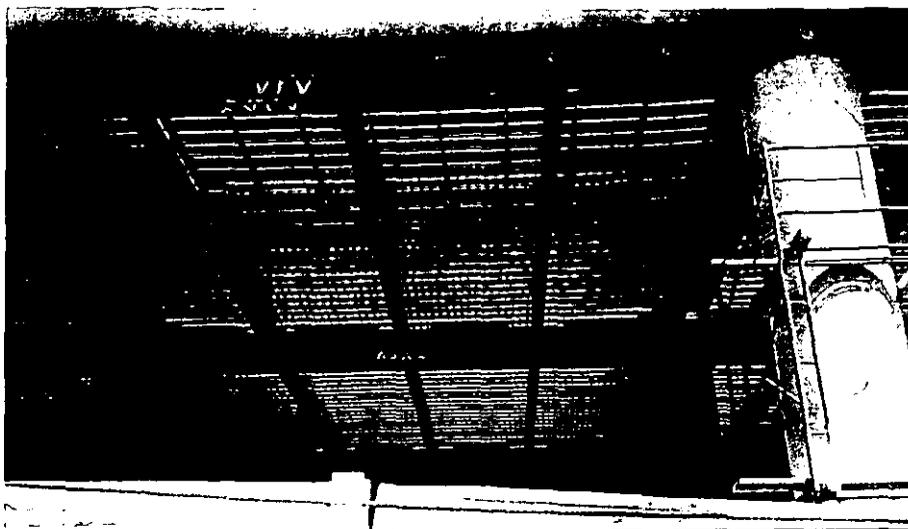


Fig. 2.6 Losacero, vista inferior.

### 2.3.4 Vigüeta y Bovedilla

El sistema de vigüeta y bovedilla más que ser usado en edificios, se usa comúnmente como sistema de piso en obras de casa habitación (Ref. 12), éste se compone de los siguientes elementos principales:

La *vigüeta* es un sistema tipo armadura hecha de productos de acero electrosoldados que le dan una forma triangular debido a las diagonales lisas en forma de zigzag, que van unidas en la parte superior por una varilla longitudinal corrugada y en la parte inferior a otras dos varillas longitudinales corrugadas. A partir de dicha armadura, la vigüeta es fabricada mediante el colado de un patín inferior de concreto el cual servirá de apoyo para las bovedillas.

La *bovedilla* es la parte aligerada de la losa, esto es debido los huecos existentes en su sección transversal, estas se apoyan sobre las vigüetas previamente colocadas, dando la impresión de una superficie; se coloca posteriormente una malla electrosoldada como refuerzo para los efectos de temperatura. Se debe de colar un firme de compresión de concreto para dar la resistencia necesaria, y la apariencia de un piso.

El procedimiento constructivo empleado en este sistema de piso es el siguiente:

- Se hace el apuntalamiento, esto es, colocar los polines y los largueros de apoyo.

## **CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE PISO EMPLEADOS EN EDIFICIOS**

- Se colocan las viguetas de tal forma que la separación permita la colocación de las bovedillas.
- Se montan todas las bovedillas, teniendo el cuidado de dejarlas bien asentadas y ajustadas.
- Se coloca una malla electrosoldada, la cual es amarrada con alambre recocido a las varillas superiores de las viguetas.
- Finalmente se hace el colado de la capa de compresión (se recomienda que la resistencia mínima del concreto sea  $f'c= 200 \text{ kg/cm}^2$ ) para dar la forma apropiada del piso, debiéndose mojar previamente al colado, las viguetas y las bovedillas.

Algunas de las ventajas que ofrece este sistema se enlistan a continuación:

- Es un sistema de piso ligero gracias a las bovedillas
- Por sus características permiten tiempos de construcción menores
- Es una opción económica para la construcción de casas habitación

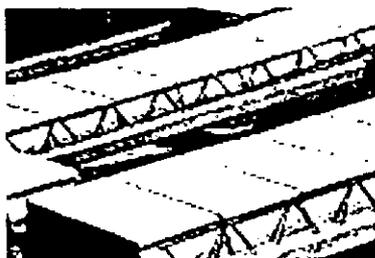
Como desventajas de este sistema se puede mencionar:

- Su empleo no es recomendable en edificaciones donde se deseen cubrir grandes claros ni exista una alta demanda de carga gravitacional, dado que por sus mismas características y condiciones de apoyo, el sistema no proporciona la rigidez necesaria

La figura 2.7 muestra algunos especímenes de viguetas y bovedillas de manera aislada. En la figura 2.8 se puede apreciar la colocación en obra del sistema de vigueta y bovedilla.



*Fig. 2.7 Viguetas y Bovedillas*



*Fig. 2.8 Colocación en obra de vigueta y bovedilla*

### **2.3.5 Losa Spiroll**

Este sistema de piso forma parte de los elementos estructurales conocidos como prefabricados y a su vez presforzados, esto es, que llegan al lugar de la obra con todas las características de resistencia y forma requeridas (Ref. 13). Es una patente canadiense, y sus peraltes pueden variar según las necesidades de 10 a 30 cm. Su fabricación se realiza en plantas, es de sección transversal sensiblemente rectangular provista de ductos que permiten aligerar el peso propio de la losa. Una vez estando en obra, se apoyan en traveses llamadas portantes, que pueden ser también prefabricadas o coladas en sitio, se coloca sobre las losas una malla electrosoldada, y finalmente se hace el colado del firme de compresión de 5 cm de concreto.

Entre otras ventajas podemos mencionar las siguientes:

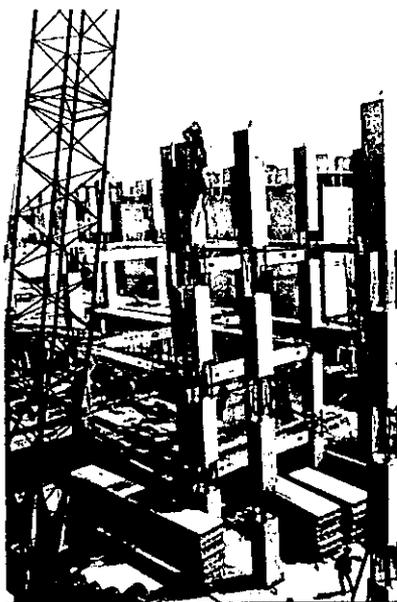
- Debido a que es colada con moldes se logra dar un acabado aparente.
- Un fraguado más rápido, esto es que durante su fabricación, se cura a vapor, lo que permite ciclos consecutivos de fabricación en tiempos relativamente cortos.
- Permite utilizar los huecos cilíndricos como ductos para drenaje e instalaciones eléctricas.
- El prefabricado permite disminuir los tiempos y los costos en la construcción, permitiendo tener una obra más limpia.

Por otro lado algunas de las desventajas son:

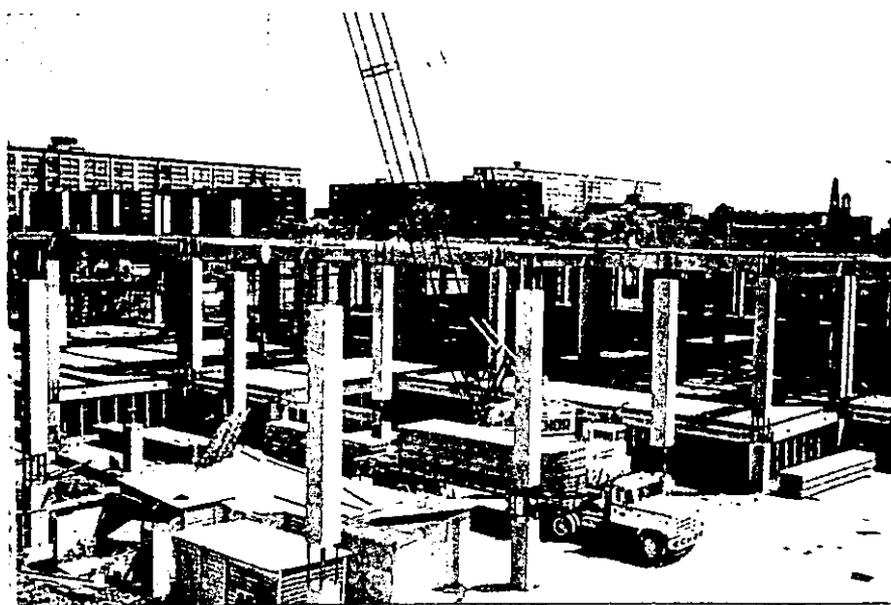
- Las piezas deben de ser cuidadosamente coladas, para que el acero de presfuerzo se adhiera lo mejor posible al concreto y se obtengan las características de resistencia y comportamiento deseadas.
- Se debe tener cuidado al estibar y al transportar las piezas, para que estas no sufran daños.
- Al momento de llegar a la obra no siempre es posible realizar maniobras continuas de descarga de camiones y montaje, por lo que se debe de tener un área reservada para el almacenamiento de las piezas.

Estos elementos estructurales son muy versátiles debido a que, además de ser utilizados principalmente como sistema de piso en edificios o en casas habitación, también se llegan a utilizar como muros de colindancia para delimitar propiedades.

En las figuras 2.9 y 2.10 se muestran dos vistas del empleo de la losa Spiroll como sistema de piso para un gran centro comercial, así como su montaje en obra.



*Fig. 2.9 Losa Spiroll como sistema de piso*



*Fig. 2.10 Colocación de losas Spiroll en obra*

### 2.3.6 Losas "T" y "Doble T"

Estas losas también incluidas dentro de los elementos estructurales denominados prefabricados y presforzados, son otra opción en la construcción de sistemas de piso, poseen una sección transversal en forma de una "T" con diferentes anchos de aletas y variedad de peraltes (Ref. 13). Poseen muy buena capacidad a la flexión y son excelentes para los requerimientos de cubrir grandes claros, se utilizan mucho para centros comerciales, grandes áreas de oficinas, estacionamientos, etc. Cuentan con las siguientes ventajas:

- Elementos colados con molde, lo que les da un acabado aparente.
- Un fraguado más rápido, esto es que durante su fabricación, se curan a vapor, lo que permite ciclos consecutivos de fabricación en tiempos relativamente cortos.
- Permiten salvar claros relativamente grandes (8-12 m. aproximadamente)

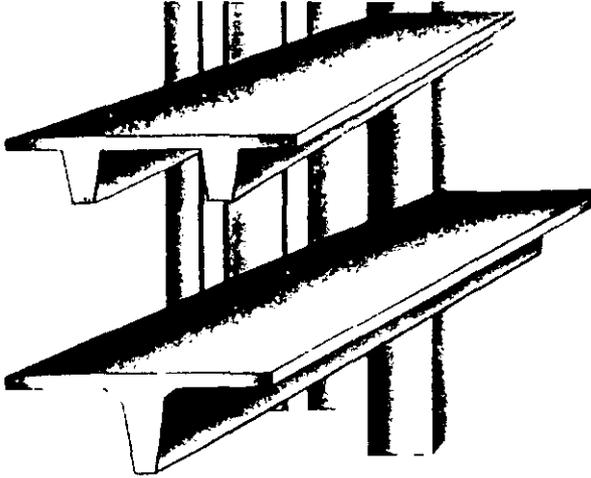
Por otro lado algunas de sus desventajas se citan a continuación:

- Las piezas deben de ser cuidadosamente coladas, para que el acero de presfuerzo se adhiera lo mejor posible al concreto y se obtengan las características de resistencia y comportamiento deseadas.
- Se debe tener cuidado al estibar y al transportar las piezas, para que estas no sufran daños.
- Al momento de llegar a la obra no siempre es posible realizar maniobras continuas de descarga de camiones y montaje, por lo que se debe de tener un área reservada para el almacenamiento de las piezas.

Las figuras 2.11 y 2.12 muestran la geometría de este tipo de elementos y su colocación en obra mediante el uso de grúas.



*Fig. 2.11 Losas "Doble T"*



*Fig. 2.12 Losas "T" y "Doble T"*

## **2.4 ESTRUCTURAS ESPACIALES**

A partir de la última década se han suscitado cambios en la estructuración de sistemas de piso, que cubren las necesidades actuales de tiempo y funcionalidad. Se han ido abandonando los arreglos clásicos de viga y columna por estructuras espaciales de acero, constituidas por elementos esbeltos, de las cuales la más conocida es el sistema denominado *Tridilosa*. Para la construcción de este tipo de estructuras se utiliza principalmente el acero, el cual resulta un material muy eficiente y económico cuando se aprovechan sus características al máximo.

En las estructuras convencionales, los esfuerzos ocasionados por el peso propio y las cargas permanentes resultan generalmente de gran magnitud, de forma tal que si se comparan con las solicitaciones que resultan del sistema de cargas vivas o móviles, éstas últimas no tienen una influencia notable; motivo por el cual son las solicitaciones primero mencionadas las que tendrían una contribución predominante en el análisis estructural, cálculo y posterior diseño de los elementos estructurales. Bajo este criterio es que se considera que las estructuras espaciales resultan generalmente ligeras en cuanto a su peso propio se refiere.

Una característica importante de este sistema de piso es que si en algún momento se llegase a presentar algún tipo de daño local, debido a una acción no prevista, no conduciría a una falla total de la estructura. El riesgo de una reacción en cadena en el resto de los elementos debido a la falla en algún punto de ellos, muy probable en los sistemas tradicionales, no se presentaría con este tipo de estructuración.

A continuación se describirá de manera cualitativa las características más sobresalientes del sistema de piso conocido como *Tridilosa*.

### 2.4.1 Sistema Tridilosa

Un sistema estructural tridimensional formado por perfiles estructurales y una cubierta superior, se podría definir utilizando el término *Triodesica*. Un ejemplo de tal sistema es el denominado *Tridilosa*, el cual se entiende como un sistema estructural unido a una losa de concreto, mediante las apropiadas conexiones, que permitirá a los elementos y materiales trabajar de manera conjunta.

La Tridilosa ha surgido como una nueva alternativa aceptable para la construcción de estructuras, como son las que sirven de cubierta a grandes estadios deportivos, las que con mucha frecuencia se utilizan en las estaciones del transporte colectivo Metro, estructuras para algunos puentes, etc., esto se debe principalmente a que es más ligera, es de construcción más rápida y por ende disminuye algunos costos, y además ofrece una por sí misma cierta estética a la construcción.

La Tridilosa es una estructura de características especiales, se compone básicamente de dos parrillas de acero, una superior y otra inferior, ligadas ambas por un sistema piramidal hecho también por perfiles de acero, transformando todo el esqueleto metálico en una estructura espacial. En la parte superior se encuentra el concreto, que además de resistir los esfuerzos de compresión, hace las veces de piso; de esta manera se podría hablar de una estructura de sección compuesta.

En las figuras 2.13 y 2.14 es posible apreciar este sistema de piso, en la primera de ellas la Tridilosa cumple la función de cubierta o techo, así mismo forma parte importante de la fachada para un museo. En la figura 2.14, además, se puede observar el sistema de piso de manera más cercana desde una vista inferior.

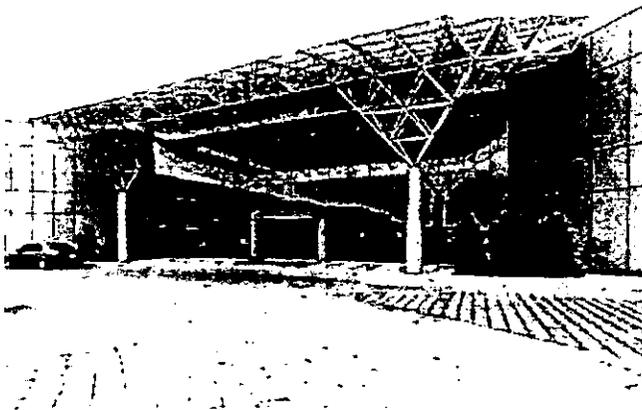
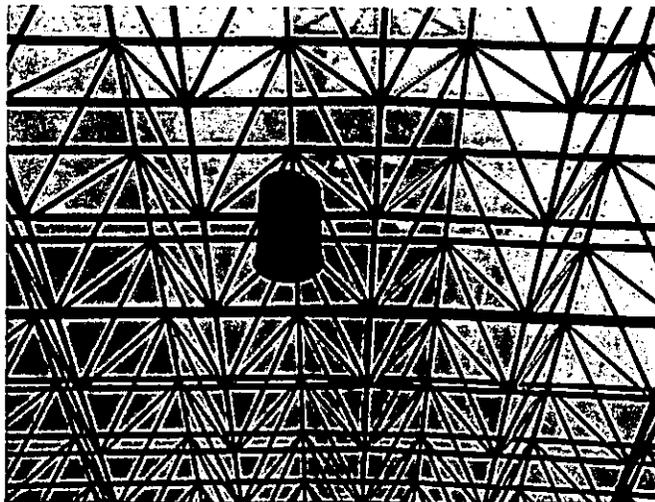


Fig. 2.13 Sistema Tridilosa



*Fig. 2.14 Vista en ampliación del Sistema Tridilosa*

## **CAPÍTULO 3**

### **MODELADO Y ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS**

#### **3.1 INTRODUCCIÓN**

Se ha hecho mención de los diferentes sistemas de piso que pueden ser empleados en la construcción de edificios. Ahora corresponde abordar las principales teorías de análisis estructural que nos servirán de base para el mejor entendimiento del fenómeno sísmico, que es el objetivo principal del presente trabajo. Así mismo se mencionarán las hipótesis que se adoptan al analizar la estructura bajo el criterio de piso rígido y las hipótesis correspondientes al análisis considerando un diafragma de piso flexible.

La primera parte corresponde a los criterios para análisis y diseño sísmico de edificios que marca el vigente Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC).

#### **3.2 CRITERIOS GENERALES DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO**

##### **3.2.1 Requerimientos generales del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**

Para una mejor selección del tipo de estructuración que requiere una edificación y un mejor conocimiento de las condiciones del sitio de desplante de una construcción, cuando no se cuenta con información del suelo, es importante poder definir su ubicación dentro de la zonificación geotécnica que establece el RCDF. Esta información servirá de base para definir los criterios de análisis y diseño sísmico de edificios que garanticen un nivel de seguridad estructural adecuado.

Una vez que se ha identificado el sitio de desplante de la estructura, es necesario hacer una clasificación de la misma de acuerdo a la importancia que ésta representa a la sociedad. Al respecto, las estructuras pueden clasificarse en:

**Grupo A:** referente a estructuras cuya falla puede ocasionar un número elevado de pérdida de vidas (como serían centros educativos, hospitales, terminales de transporte etc.), pérdidas económicas importantes (como son centrales eléctricas, estaciones de bomberos, instalaciones para telecomunicaciones), pérdidas culturales de gran trascendencia, y en dado caso, construcciones las cuales pudieran constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas, explosivas, bacteriológicas, etc.

**Grupo B:** edificaciones que no representan un elevado número de pérdidas humanas o materiales. En este grupo podemos citar estructuras como centros comerciales, oficinas, hoteles, construcciones industriales, etc.

**Subgrupo B1:** estructuras ubicadas en las zonas I y II, las cuales se explicaran posteriormente, que cuenten con más de 30 m de altura o con una área total construida de 6000 m<sup>2</sup>; y construcciones ubicadas en zona III de más de 15 m de altura o 3000 m<sup>2</sup> de área, además templos, salas de espectáculos o edificios con capacidad de más de 200 personas destinados a lugares de reunión.

**Subgrupo B2:** todas las demás, como son anuncios comerciales, puentes y pasos peatonales etc.

### **3.2.2 Zonificación geotécnica del Distrito Federal**

El comportamiento estructural de las edificaciones sea bajo cargas gravitacionales o por sismo, depende grandemente del tipo de suelo donde se cimenten, por lo que se ha dividido el suelo del Valle de México en:

**Zona 1.** Lomas: suelo duro, producto de erupciones volcánicas.

**Zona 2.** Zona de Transición.

**Zona 3.** Zona de Lago, se caracteriza por ser suelo blando muy compresible.

### **3.2.3 Condiciones de regularidad de las estructuras**

Se deberá buscar una estructuración eficiente para poder resistir todo tipo de acciones que puedan afectar la estructura poniendo especial atención a las acciones sísmicas.

Los proyectos arquitectónico y estructural deberán permitir una estructuración regular que cumpla con las **condiciones de regularidad** siguientes:

1. Su planta deberá ser sensiblemente simétrica con relación a dos ejes ortogonales. Esto hace referencia a las masas, los muros y a otros elementos resistentes.
2. El cociente entre su altura con la dimensión menor de su base no debe exceder el valor de 2.5.
3. El cociente entre el largo y el ancho de la base no exceda de 2.5.
4. Que la planta no tenga entrantes ni salientes que excedan a la planta medida paralelamente en la dirección que se considere de la entrante o saliente.
5. Deberá estar provista de un techo o piso rígido y resistente.

6. No tenga en su sistema de piso una abertura cuya dimensión exceda de un 20% de la dimensión en planta, medidas en direcciones paralelas, ni aberturas que en su conjunto excedan para ningún nivel el 20% del área en planta.
7. El peso de cada nivel, utilizando el valor de carga viva especificada para diseño sísmico (que se estudiará posteriormente), no será mayor que la del piso inmediato inferior ni menor en un 70% de éste. Exceptuando el nivel de azotea.
8. Ningún nivel poseerá una área mayor que la del piso inmediato inferior ni menor de un 70% de éste. Exceptuando el último nivel azotea.
9. Las columnas en la estructura deberán estar restringidas en dos direcciones ortogonales.

### **3.2.4 Criterios de análisis estructural**

Retomando el análisis y diseño de estructuras, es lógico pensar que deben ser concebidas de manera cuidadosa, para que su respuesta ante diferentes solicitaciones (cargas muertas, vivas y accidentales) sea la adecuada. Para lograr este objetivo es necesario realizar un análisis estructural riguroso considerando la combinación de distintos estados de carga el propósito de verificar que el diseño propuesto satisfaga los requerimientos de dicho análisis.

Para dar propósito, el RCDF permite llevar a cabo una serie de análisis, cuya selección depende en términos generales de las características de la estructura.

### **3.2.5 Tipos de cargas en el análisis estructural**

En el diseño y análisis de estructuras uno de los factores más importantes es el que concierne a la definición o estimación del tipo y magnitud de las cargas, ya que influyen directamente en el diseño final de los distintos elementos estructurales (vigas, columnas, zapatas, trabes, y que en conjunto forman marcos, losas, etc.).

Dependiendo de la permanencia que estas tengan sobre la estructura es que se pueden clasificar en dos grandes grupos:

#### **Cargas Muertas**

Se entiende como cargas muertas al peso de todos los elementos que componen la construcción: como la estructura misma, los acabados, instalaciones eléctricas, sanitarias, y todos aquellos elementos que tienen una posición permanente y un peso que no cambien de manera significativa con el tiempo.

En el caso del estudio que se realiza sobre pisos encontramos que:

- Se deberá incrementar a razón de  $20 \text{ kg/m}^2$  el peso muerto calculado para losas de concreto de peso normal coladas en el lugar.

- Así mismo se incrementará también en  $20 \text{ kg/m}^2$  cuando se coloque una capa de mortero de peso normal sobre la losa. Quedando entonces un incremento total de  $40 \text{ kg/m}^2$ .
- Estos aumentos no se aplicaran cuando el efecto de la carga muerta favorezca la estabilidad de la estructura.

### Cargas Vivas

Otro tipo de cargas también de importancia para el análisis de una estructura son las cargas vivas, éstas se definen como las que no son de carácter permanente y que se presentan debido al uso y ocupación de las edificaciones.

Para el correcto uso y análisis de estas cargas se deberá atender a los siguientes apartados:

- Carga viva máxima  $W_m$ : Se usará para el análisis estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos.
- Carga media  $W$ : Se usará para el cálculo de flechas y asentamientos diferidos.
- Carga instantánea  $W_a$ : Se usará para análisis sísmico y por viento.  
Al igual que con la carga muerta su intensidad se considerará nula cuando ésta sea favorable para la estabilidad de la estructura

### Cargas Accidentales

Las cargas accidentales son aquellas ejercidas por el viento y/o por la acción sísmica, éstas últimas son de nuestra principal competencia y es por ello que en el presente capítulo nos enfocaremos en especial a su estudio.

## 3.3 ANÁLISIS SÍSMICO DE EDIFICIOS

### 3.3.1 Tipos de análisis sísmicos

Se sabe hasta ahora que un sismo no puede ser predecido, por lo tanto se deben de tomar medidas de precaución en el diseño y construcción de edificios. El análisis sísmico de la estructura se realiza bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultaneas del movimiento del suelo. Se deben realizar combinaciones de carga según lo indican las normas técnicas complementarias del RCDF.

De acuerdo a la estructuración que se trate, esta podrá analizarse por sismo mediante los siguientes tipos de análisis (Ref. 5): **análisis sísmico simplificado**, **análisis sísmico estático**, **análisis sísmico dinámico**, con sus respectivas limitaciones.

**3.3.2 Análisis sísmico simplificado**

Este método se usará para estructuras con las siguientes consideraciones:

- a) El 75% de las cargas verticales deben ser soportadas por muros de cargas a través de losas coladas monolíticamente.
- b) Los muros tendrán distribución sensiblemente simétricas u ortogonales.
- c) Los muros deberán ser de mampostería, concreto reforzado o madera debidamente arriostrados con diagonales
- d) La longitud y ancho de la planta no excederá de una relación de 2, amenos que se pueda hacer la suposición de dividir la planta en tramos independientes cuya relación entre ancho y largo satisfaga esta condición.
- e) La relación entre alto y anchura mínima de la base no excederá de 1.5
- f) La altura del edificio no deberá ser mayor de 13 metros.

Para la aplicación de este método no se considerarán los desplazamientos horizontales, torsiones, ni momentos de volteo, sólo se verificará la resistencia al corte de los muros de carga proyectados en la dirección en que se considera la aceleración. Esta resistencia al corte deberá ser igual a la fuerza cortante total aplicada en dicho entrepiso, calculada a partir del método estático (que se abordará a continuación) pero con la consideración que los coeficientes sísmicos serán reducidos como se muestra en la siguiente tabla:

Zona	Muros de piezas macizas o diafragmas de madera contrachapada.			Muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera.		
	Altura de la construcción			Altura de la Construcción		
	Menor de 4m	Entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m	Menor de 4m	entre 4 y 7 m	Entre 7 y 13 m
I	0.07	.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.24

*Tabla 3.1 Coeficientes sísmicos para el método simplificado de análisis sísmico*

Estos coeficientes sísmicos son para construcciones del grupo B, para las clasificadas dentro del grupo A se multiplicarán estos coeficientes por un factor de 1.5.

### 3.3.3 Análisis sísmico estático

El reglamento permite en sus normas técnicas complementarias que el análisis sísmico se realice de acuerdo con este método. Se permite solo para estructuras con altura menor de 60 m.

La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos que a continuación se mencionan (Ref 4):

- a) La acción del sismo se representa por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales principales.
- b) Dichas fuerzas se distribuyen entre los elementos resistentes a la carga lateral que tiene el edificio (marcos y muros).
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales impuestas.

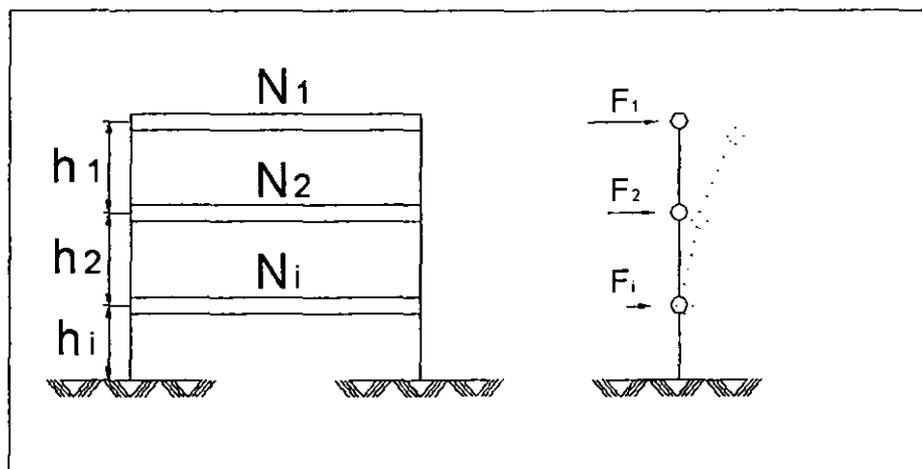


Fig. 3.1 Representación de fuerzas sísmicas en el método estático

La expresión que mejor permite obtener las fuerzas laterales es:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} c_s \sum W_i \quad (3.1)$$

Donde:

- $W_i$  = Es el peso de cada nivel
- $h_i$  = Es la altura medida a partir del nivel de desplante o donde los desplazamientos son ya apreciables
- $C_s$  = Es el coeficiente sísmico
- $a_0$  = Es la ordenada del espectro de diseño

Los valores de  $C_s$  y  $a_0$  se explicarán mas adelante.

### 3.3.4 Análisis sísmico dinámico

El análisis sísmico dinámico se puede realizar por medio del análisis modal espectral, que utiliza un espectro de respuesta; o el análisis paso a paso, el cual se utiliza para conocer las diferentes respuestas de la estructura sometidos a acelerogramas de temblores específicos.

#### 3.3.4.1 Análisis dinámico modal espectral

Como alternativa para algunas estructuras y obligatorio para todas aquellas que sean mayores a 60 m, es posible utilizar el análisis modal espectral, el cual se basa en los modos naturales de vibrar de una estructura y en espectros de diseño. Esto se basa en la hipótesis de que las estructuras se pueden modelar como masas concentradas  $m_i$  unidas por resortes que tienen cierta rigidez  $k_i$ , como se muestra en la figura 3.2.

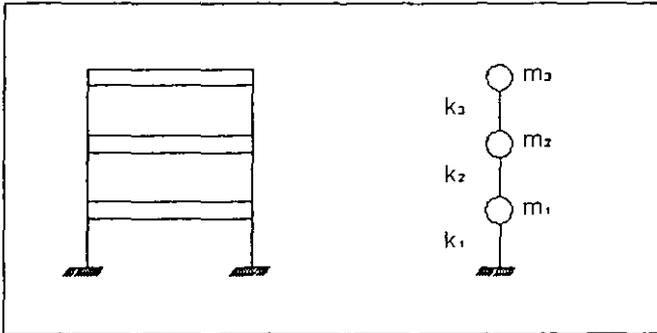


Fig. 3.2 Estructura modelada mediante masas concentradas y resortes.

Al igual que todos los cuerpos sometidos a un sistema de fuerzas, los edificios también tienen su condición de equilibrio dinámico ante efectos sísmicos, donde intervienen las siguientes fuerzas (Ref. 7):

1. *Fuerzas de inercia*: están dadas por la matriz de masas  $M$ , y por el vector de aceleraciones absolutas  $U_t$  que es el resultado de la suma de los vectores de aceleración del terreno  $U_g$  y de la aceleración relativa de las masas respecto al suelo  $U_o$ , quedando:

$$F_i = M u_t \quad (3.2)$$

2. *Fuerzas debidas a la rigidez lateral*: se generan en elementos estructurales verticales, son el resultado de la matriz de rigidez lateral  $K$  de los miembros estructurales, llamémoslos columnas, y un vector de desplazamiento relativo de la masa respecto al suelo quedando:

$$F_r = K u \quad (3.3)$$

3. *Fuerzas de amortiguamiento*: son las fuerzas que tratan de mantener en equilibrio a la estructura en vibración, son constantes en todos los entresijos y son el resultado del vector de velocidad de la masa respecto al suelo y del amortiguamiento viscoso disponible, el cual es una proporción del amortiguamiento crítico; se le conoce como matriz de amortiguamiento  $C$ , dando como resultado:

$$F_a = C u \quad (3.4)$$

En la condición de equilibrio dinámico tenemos que:

$$F_i + F_r + F_a = 0 \quad (3.5)$$

Sustituyendo

$$M \ddot{u} + K u + C \dot{u} = 0 \quad (3.6)$$

En donde al sustituir el valor de  $\ddot{u}_t$  por sus componentes, tenemos:

$$M \ddot{u} + K u + C \dot{u} = -M \ddot{u}_g \quad (3.7)$$

En base a esta expresión y considerando que es un sistema no amortiguado y que vibra libremente sin amortiguamiento, es como podemos obtener los modos naturales de vibrar del sistema con sus respectivos valores de frecuencia  $\omega$ . Además de encontrar los valores de las  $a_i$  que corresponden a cada frecuencia natural de vibración.

$$M \ddot{u} + K u = 0 \quad (3.8)$$

Considerando un movimiento armónico simple tenemos:

$$u = a \operatorname{sen} \omega t \quad (3.9)$$

Y

$$\ddot{u} = -a \omega^2 \operatorname{sen} \omega t \quad (3.10)$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación diferencial anterior tenemos:

$$-M a \omega^2 \operatorname{sen} \omega t + K a \operatorname{sen} \omega t = 0 \quad (3.11)$$

Para obtener una solución distinta de la trivial, es necesario satisfacer:

$$\det \left| K - M \omega^2 \right| = 0 \quad (3.12)$$

Para obtener los desplazamientos  $S_i$  de los niveles, se realiza la suma de las participaciones de cada uno de los modos sobre el nivel en cuestión, quedando:

$$U_i = \sum \phi_{in} y_{in}(t) \quad (3.13)$$

En donde:

$\phi_{in}$  = Es un factor de escala donde intervienen el modo natural  $n$  en el nivel  $i$ .

$y_{in}(t)$  = Es el desplazamiento del modo natural  $i$  en el tiempo  $t$ .

Para obtener el valor máximo de la respuesta de interés (desplazamientos generalmente), se obtiene la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de cada respuesta modal, teniendo:

$$R_r = \left[ \sum R_i^2 \right]^{1/2} \quad (3.14)$$

### 3.3.4.2 Espectro de respuesta de un sismo

Es la representación de los valores máximos de un sismo, como lo son la aceleración y el desplazamiento, manteniendo fijo el valor del amortiguamiento del

suelo; al graficar dichos valores teniendo como eje de las abscisas el valor del período se obtiene el espectro de respuesta.

### 3.3.4.3 Espectro de diseño

Es la representación de las respuestas máximas del sistema de un grado de libertad con un amortiguamiento dado. En el eje de las abscisas está el período  $T$ , del oscilador, y en el eje de las ordenadas se puede tener la respuesta de interés, llámense desplazamientos, velocidad, aceleraciones, etc.

### 3.3.4.4 Espectro de diseño para el Valle de México

El espectro de diseño para el Valle de México tiene las siguientes características, de tal forma que, para obtener las ordenadas del espectro de aceleraciones se emplean las siguientes expresiones:

$$a = (1 + 3T/T_a)c/4 \quad \text{si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c \quad \text{si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = qc \quad \text{si } T \text{ es mayor que } T_b$$

$$q = (T_b/T)^r$$

En donde:

- $T$  = Es el periodo natural de vibración de la estructura, expresado en seg.
- $T_a$  y  $T_b$  = Son los periodos característicos según la zona, expresados en seg.
- $C$  = El coeficiente sísmico, depende del riesgo sísmico, del tipo de suelo y del tipo de estructura.

Es necesario aclarar que el coeficiente sísmico  $c$  toma en cuenta la acción sísmica introducida a la estructura en el lugar de interés. Se puede definir como la fracción del peso total de la estructura dividida entre la fuerza total lateral en la base.

Los valores de  $c$ ,  $r$ ,  $T_a$  y  $T_b$  dependen de la zona, y se representan en la siguiente tabla para el Valle de México.

ZONA	DESCRIPCIÓN	C	$T_a$	$T_b$	r
I	Suelo duro, terreno firme a profundidades menores a 3 m.	0.16	0.2	0.6	0.5
II	Zona de transición; terreno firme ubicado entre los 3 y 20 m.	0.32	0.3	1.5	2/3
III	Suelo compresible; estrato resistente ubicado a mas de 20 m	0.40	0.6	3.9	1

*Tabla 3.2 Coeficientes sísmicos y periodos para cálculo de espectros de diseño.*

En el caso de que la estructura cumpla con las condiciones de regularidad que estipula el RCDF, las cargas por efectos sísmicos podrán ser reducidas para diseño dividiéndolas entre el factor de comportamiento sísmico "Q", el cual se calcula de la manera siguiente:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual que } T_a$$

$$Q' = 1 + (T/T_a)(Q - 1) \quad \text{si } T \text{ es menor que } T_a$$

En caso de que la estructura no cumpla con las condiciones de regularidad que dicta el reglamento, se deberá reducir el factor  $Q'$  multiplicándolo por 0.8.

### 3.3.4.5 Factor de comportamiento sísmico $Q$

El factor de comportamiento sísmico  $Q$ , puede reducir el coeficiente sísmico  $c$ , debido a que está asociado con la ductilidad de los elementos estructurales, considerando el deterioro. El reglamento permite utilizar valores de reducción de  $Q = 1, 2, 3$  y  $4$ , y su elección depende del tipo de estructuración así como de la capacidad de la estructura para disipar energía en su fase intensa.

La figura 3.3 y la figura 3.4 muestran los espectros de diseño para la zona II o zona de transición y para la zona III o zona de lago (explicadas en el apartado 3.2.2), respectivamente. En ambas gráficas se puede observar la participación que tiene el factor de comportamiento sísmico  $Q$  sobre la forma del espectro.

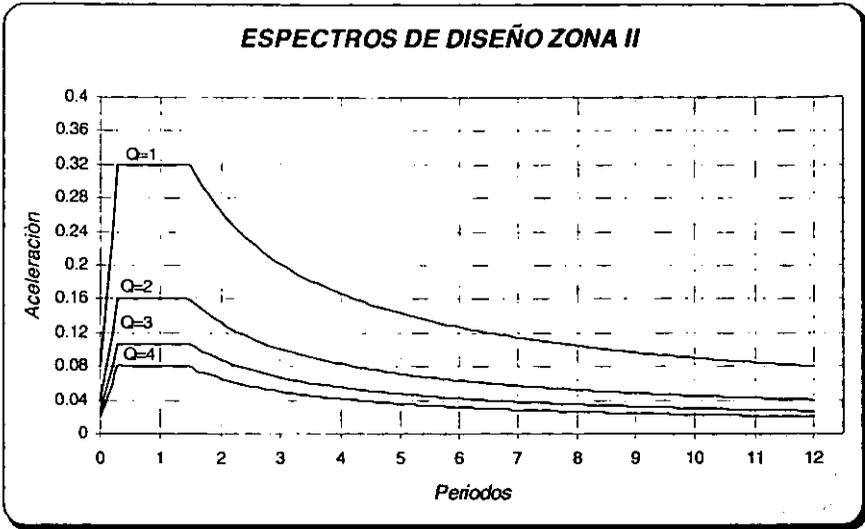


Fig. 3.3 Espectro de diseño para la zona II

El valor del factor de comportamiento sísmico Q que se utilizará en el análisis sísmico de la estructura que se estudiará en el capítulo 5, será de 2 y será afectado por el factor de 0.8, dado que la estructura no cumple con las condiciones de regularidad que estipula el RCDF.

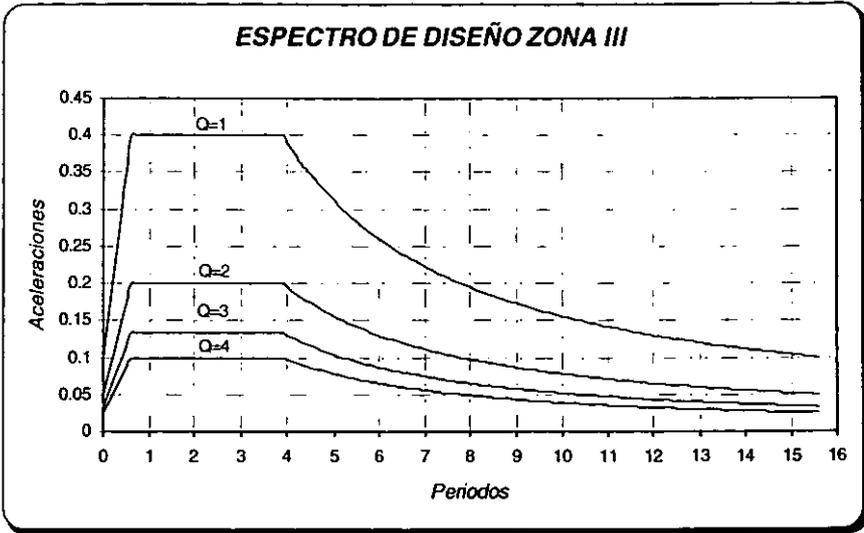


Fig. 3.4 Espectro de diseño para la zona III

### 3.3.4.6 Revisión por cortante basal

El cortante basal dinámico,  $V_oD$ , que se obtiene utilizando el método dinámico modal espectral, no deberá ser mayor a:

$$0.8aW_o / Q' \quad (3.15)$$

Donde

- A = Aceleración
- $W_o$  = Peso del edificio
- $Q'$  = Factor de comportamiento sísmico modificado

En caso de que lo llegara a rebasar se deberán incrementar todas las fuerzas en de tal forma que igualen a dicho valor.

### 3.3.4.7 Efectos torsionales

En el procedimiento que a continuación se describe, se acepta la hipótesis de que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, lo cual como se analizará más adelante puede ser inadmisibles para ciertos casos.

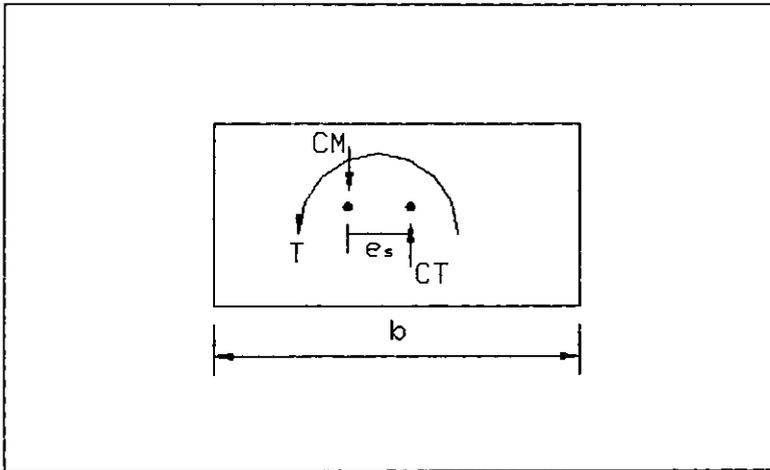
El RCDF especifica textualmente que “el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes”:

$$1.5e_s + 0.1b \quad \text{o} \quad e_s - 0.1b \quad (3.16)$$

Donde:

- $e_s$  = La excentricidad torsional calculada para el entrepiso considerado
- $b$  = La máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno que se este analizando.

La figura 3.5 muestra las fuerzas que generan el fenómeno de torsión en cada nivel de la estructura, donde  $CM$  es el centro de masas del nivel, y  $CT$  es el centro de torsión o de rigideces del nivel.



*Fig. 3.5 Fuerzas que generan el fenómeno de torsión*

### 3.3.4.8 Efectos bidireccionales

Se debe tener presente que las estructuras se deberán analizar bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Se debe considerar la suma vectorial de los efectos de un componente del movimiento del terreno con un 30% de los efectos del otro, en adición a los efectos de fuerzas gravitatorias. La figura 3.6 muestra esquemáticamente los efectos bidireccionales.

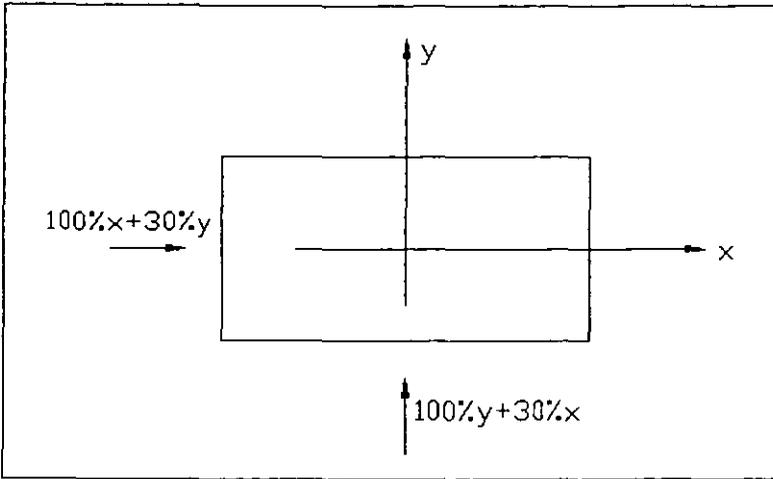


Fig. 3.6 Efectos bidireccionales en el análisis sísmico

### 3.3.4.9 Análisis dinámico "Paso a paso"

El análisis paso a paso lo podemos modelar a través de un sistema constituido por una masa  $m$ , un resorte con rigidez  $k$ , un amortiguamiento  $c$ , y una fuerza aplicada en la masa  $p(t)$ , que es función del tiempo (Ref. 7).

Como en el análisis dinámico, se puede hacer un diagrama de cuerpo libre para obtener el equilibrio de fuerzas dinámicas, esto está representado en la figura 3.7.

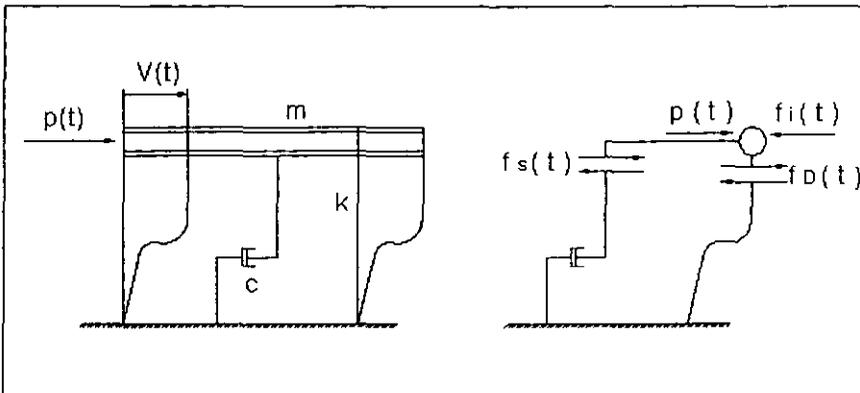


Fig. 3.7 Análisis sísmico dinámico "Paso a paso"

Al hacer el equilibrio dinámico de fuerzas tenemos:

$$f_i(t) + f_d(t) + f_s(t) = p(t) \quad (3.17)$$

Donde:

$f_i(t)$  = Fuerzas de inercia en el tiempo t.

$f_d(t)$  = Fuerzas de amortiguamiento en el tiempo t.

$f_s(t)$  = Fuerzas que resiste el resorte en el tiempo t.

$P(t)$  = Fuerzas aplicadas al sistema en el tiempo t.

Para poder obtener las fuerzas en un periodo determinado se incrementa un  $\Delta t$ , teniendo:

$$f_i(t + \Delta t) + f_d(t + \Delta t) + f_s(t + \Delta t) = p(t + \Delta t) \quad (3.18)$$

Al poner la ecuación anterior en función de incrementos de fuerzas no queda:

$$\Delta f_i(t) + \Delta f_d(t) + \Delta f_s(t) = \Delta p(t) \quad (3.19)$$

Estas fuerzas llamadas también fuerzas incrementales de la ecuación anterior se expresa:

$$\Delta f_i(t) = \Delta f_c(t + \Delta t) = m\Delta \ddot{v}(t) \quad (3.20)$$

$$\Delta f_d(t) = \Delta f_a(t + \Delta t) = c(t)\Delta \dot{v}(t) \quad (3.21)$$

$$\Delta f_s(t) = \Delta f_r(t + \Delta t) = k(t)\Delta v(t) \quad (3.22)$$

Al sustituir las ecuaciones anteriores tenemos.

$$m\Delta \ddot{v}(t) + c(t)\Delta \dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (3.23)$$

A partir de la solución de esta ecuación podemos obtener los valores de

$$\Delta \ddot{v}(t), \Delta \dot{v}(t) \text{ y } \Delta v(t) \quad (3.24)$$

Estableciendo condiciones iniciales para calcular los valores en el siguiente incremento de tiempo,

$$m\Delta \ddot{v}(t) + c(t)\Delta \dot{v}(t) + k(t)\Delta v(t) = \Delta p(t) \quad (3.25)$$

Como se ha mencionado, este modelo es para un sistema simple de un grado de libertad consistente en una masa y un resorte, para un sistema de varias masas y resortes es más práctico programar las ecuaciones o usar un programa ya probado.

### 3.4 EDIFICIOS CON SISTEMA DE PISO FLEXIBLE

#### 3.4.1 Introducción

La flexibilidad de los sistemas de piso de un edificio, es un efecto que por lo general suele despreciarse en el análisis estructural de los mismos. Comúnmente los programas de análisis de edificios modelan a los sistemas de piso como diafragmas infinitamente rígidos en su plano y la mayoría de los usuarios de estos programas asumen que esta hipótesis son aplicables a todas las estructuras de edificios. Sin embargo, bajo los efectos sísmicos, los diafragmas de piso son los responsables principales de transmitir las fuerzas laterales a los elementos resistentes de los entrepisos y esta distribución de fuerzas puede ser muy diferente si existen o no deformaciones en el plano de dichos diafragmas.

El efecto de flexibilidad de piso se presenta generalmente en plantas de edificios con formas irregulares (alargadas cuya relación de aspecto es mayor que 2, con huecos, salientes, etc.). Sin embargo, los materiales que forman dichos niveles, deben poseer propiedades de rigidez y en resistencia capaces de transmitir las fuerzas sísmicas. Con base en lo anterior podemos decir que estos dos aspectos determinan si el efecto de flexibilidad en el plano de los niveles, puede presentarse.

#### 3.4.2 Hipótesis en el análisis con diafragma de piso flexible

Para hacer el modelado y análisis de un edificio cuyos niveles presentan flexibilidad de piso, se deben asumir ciertas hipótesis fundamentales, las cuales se describen con ayuda del modelo estructural utilizado por el programa COMBAT. En la figura 3.8 se muestran las características de un diafragma de piso flexible modelado con el programa COMBAT.

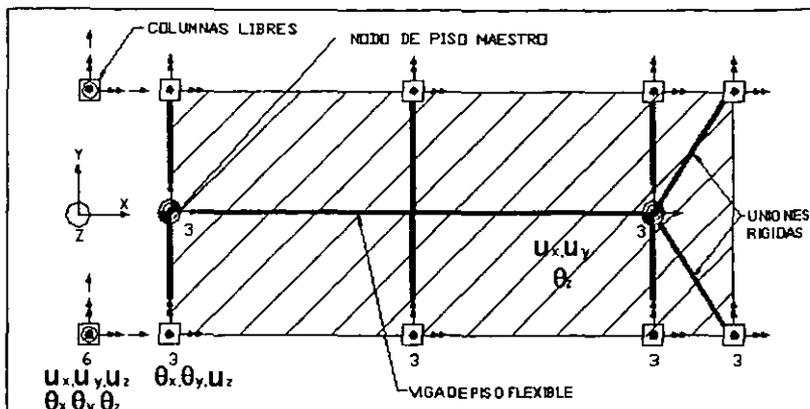


Fig. 3.8 Representación de un diafragma de piso flexible modelado con el programa COMBAT

Antes de entrar a detalle en las hipótesis, es necesario definir lo que se entiende por el concepto "grado de libertad", el cual es la posibilidad de que se presenten desplazamientos lineales o angulares en diferentes direcciones en un nudo o nodo, o en una parte de un sistema estructural.

De todos los grados de libertad que se pudieran considerar para un nudo contenido en un sistema de piso, y de acuerdo con el tipo de modelado que se propondrá y estudiará, sólo 3 tipos de nudos pueden existir en el piso, los cuales a continuación se describen:

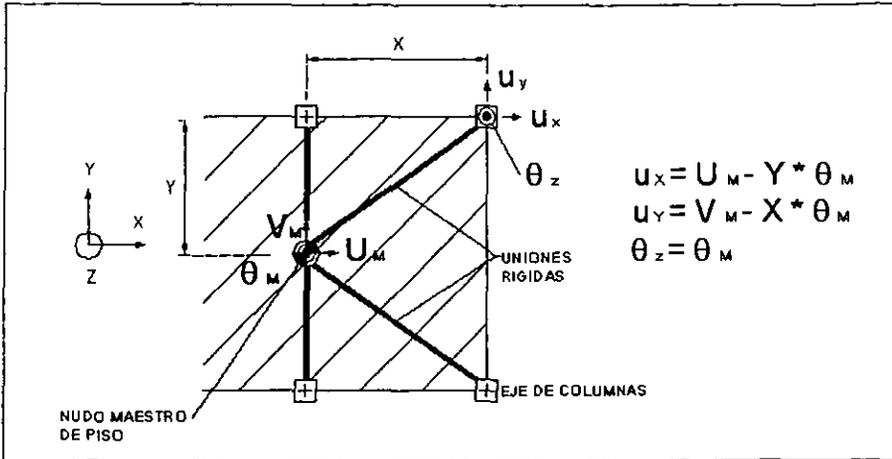
1. *Nudo libre*.- se entiende como el perteneciente a una columna, y que no está conectado con el sistema de piso, como por ejemplo un piso de mezzanine. Este nudo tiene 6 grados de libertad locales (3 desplazamientos lineales y 3 desplazamientos angulares).
2. *Nudo restringido*.- se entiende como el perteneciente a una columna que esta conectada al diafragma de piso. Este nudo esta restringido a 3 grados de libertad locales (translación vertical y rotación con respecto a 2 ejes ortogonales horizontales).
3. *Nudo maestro de piso*.- este nudo es fijado por el usuario, se emplea para representar el comportamiento lateral de la estructura. Tiene 3 grados de libertad (2 de translación horizontal ortogonales y 1 de rotación con respecto al eje vertical).

Los 3 tipos de nudos mencionados están representados en la figura 3.8.

En el caso de los nudos restringidos (caso 2) se presentan dos posibilidades:  
 a) Caso de un diafragma rígido, y b) un diafragma flexible.

A continuación se menciona el tipo de esclavización de los nudos restringidos para con el nudo maestro, dependiendo del caso que se desee analizar.

Para el caso del diafragma rígido, los grados de libertad de los nudos están rígidamente esclavizados al nudo maestro de piso. Este caso esta ilustrado en la figura 3.9.



**Fig. 3.9** Esclavización de los nudos del nivel a un nudo maestro, en el modelo de diafragma rígido con el programa COMBAT

Para el caso (a) en que se va a modelar mediante un diafragma rígido, una columna se esclaviza directamente al nudo maestro de piso. Los programas de cómputo tradicionales funcionan bajo esta formulación estándar.

Para el caso (b), esta opción de esclavización de nudos permite modelar el piso como diafragma flexible, introduciendo así, el concepto de la viga de piso, con el e cual es posible considerar las deformaciones en el plano que lo contiene, las cuales pudieran ser importantes. Este concepto se representa en la figuras 3.10 y 3.11.

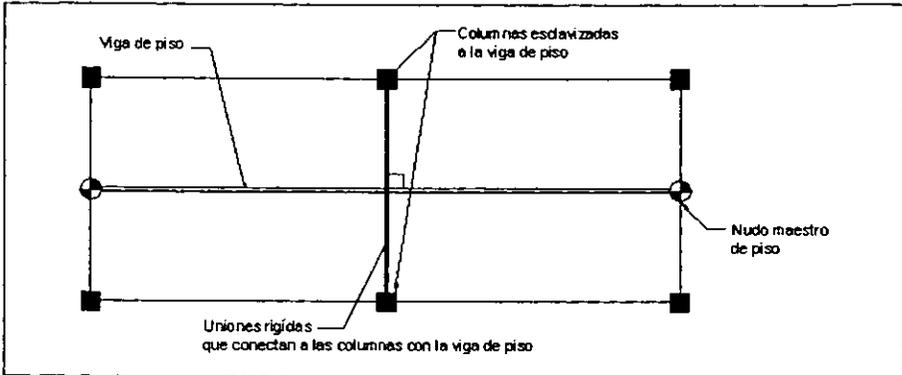


Fig. 3.10 Esclavización de los nodos del nivel a nodos maestros o a vigas de piso, en el modelo de diafragma flexible con el programa COMBAT

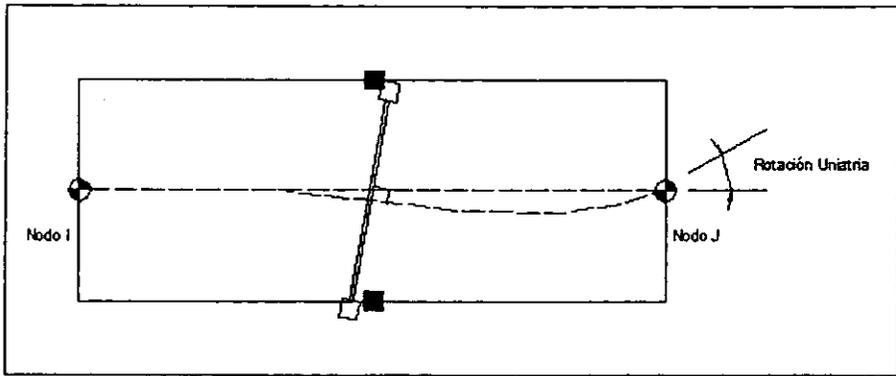
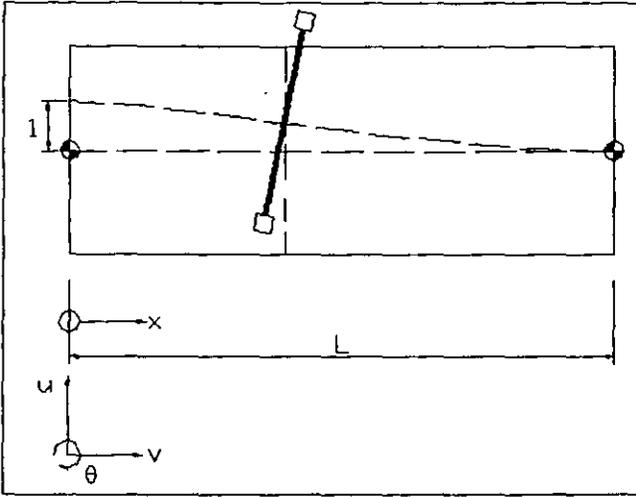


Fig. 3.11 Rotación de un nodo maestro del nivel y flexión de la viga de piso, en el modelo de diafragma flexible con el programa COMBAT

Cuando la flexibilidad de piso es considerada, una columna puede ser esclavizada a una viga de piso conectándola a cualquiera de los dos nodos maestros de piso. La viga de piso tiene las propiedades del diafragma de piso en el plano. Debido a que la viga de piso se deforma bajo cargas, también se adopta la suposición de que secciones planas permanecen planas para calcular la posición, en el plano, de una columna así esclavizada, en términos de los movimientos laterales de los dos nodos maestros de piso.

Los desplazamientos del eje de la viga de piso se determinan a partir de las funciones de interpolación cúbica estándar de la viga. Para una traslación unitaria y una extensión unitaria, éstas funciones están parcialmente representadas por las ecuaciones mostradas en las figuras 3.12 y 3.13 respectivamente.



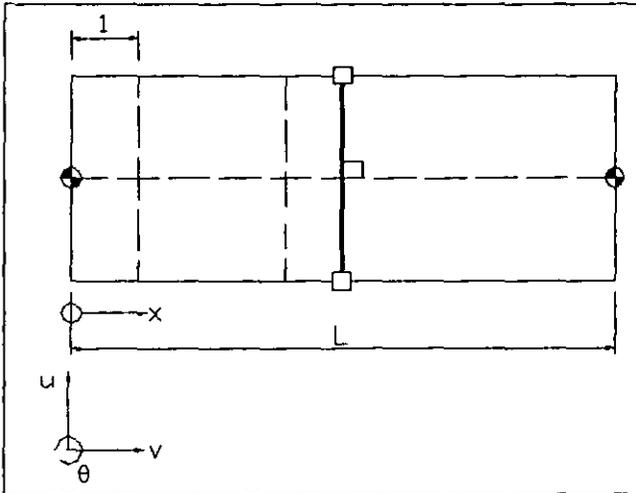
Traslación unitaria

$$u(x) = x - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3}$$

$$v(x) = 0$$

$$\theta(x) = -6\frac{x}{L^2}\left(1 - \frac{x}{L}\right)$$

Fig. 3.12 Funciones de interpolación para una traslación unitaria en uno de los nodos maestros, con el programa COMBAT



Extensión unitaria

$$u(x) = 0$$

$$v(x) = 1 - \frac{x}{L}$$

$$\theta(x) = 0$$

Fig. 3.13 Funciones de interpolación para una extensión unitaria en uno de los nodos maestros, con el programa COMBAT

Las transformaciones de piso relacionan las dos traslaciones horizontales y la rotación sobre el eje vertical en una columna en particular con los correspondientes grados de libertad de uno o más nodos maestros de piso, reflejando las restricciones que el ingeniero especifique. Estas transformaciones habilitan los elementos de rigidez para ser expresados en términos de

desplazamientos globales, listos para ser ensamblados por la método directo de rigideces.

### 3.4.3 Rigidez del Diafragma de Piso

El diafragma de piso es un elemento tipo viga analizada en 2 dimensiones, esto es, que sus deformaciones se dan solo en el plano del piso. La viga tiene deformación debida a la flexión en sus extremos, y deformación axial. La rigidez de los extremos, así como su longitud, serán definidas por el ingeniero, incluyendo las deformaciones debidas a la fuerza cortante. Los nudos inicial y final de la viga de piso serán nudos maestros elegidos en la estructura por cada piso analizado. En la figura 3.14 se presenta un esquema donde se muestran los extremos rígidos de la viga de piso.

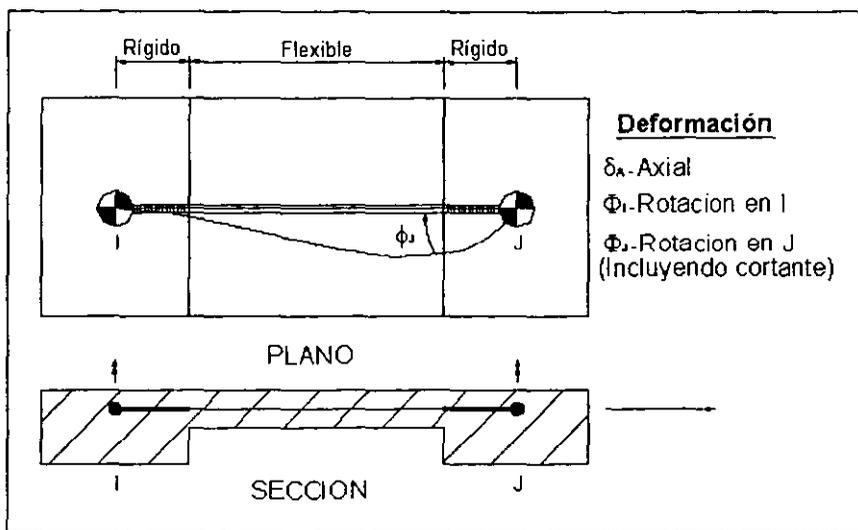


Fig. 3.14 Identificación de los extremos rígidos para la viga de piso con el programa COMBAT

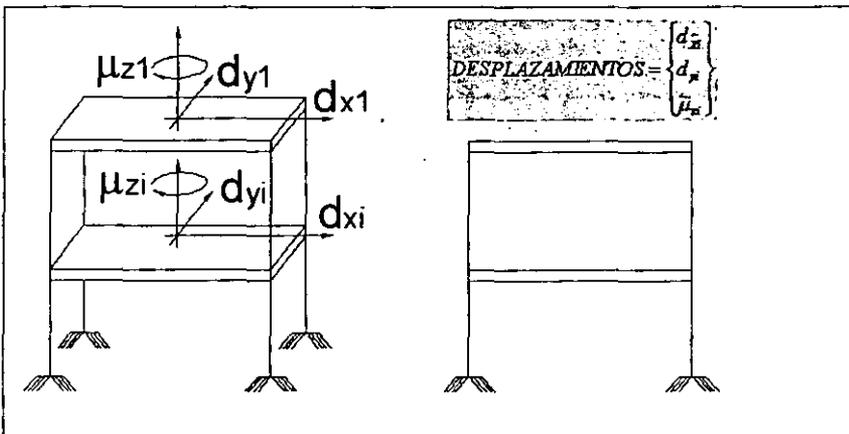
### 3.5 EDIFICIOS CON SISTEMA DE PISO RÍGIDO

Una característica importante de los pisos considerados como rígidos es la capacidad para distribuir las fuerzas que se generan, debido a la acción sísmica, a los elementos estructurales resistentes a fuerzas laterales, llamados columnas o muros. Todo esto sin sufrir deformaciones en su plano, para que la distribución pueda ser uniforme. Esta distribución uniforme se puede lograr cuando la planta cumple con las condiciones de regularidad y las especificaciones de construcción se llevan al pie de la letra, reglamentadas por las Normas Técnicas

Complementarias del RCDF para diseño de losas. Con base en lo anterior, el modelado estructural de este tipo de edificios asume la hipótesis de que las losas de los niveles del edificio son infinitamente rígidas en su plano y que su comportamiento puede ser estudiado en función de tres grados de libertad, dos traslaciones horizontales y una rotación alrededor de un eje vertical, figura 3.15.

Bajo la hipótesis anterior, existen dos formas de llevar a cabo el análisis tridimensional de edificios. Una de ellas considera a la estructura como un sistema tridimensional formado por barras. Dadas las complejidades que esto involucra, se ha propuesto un planteamiento mas sencillo que considerar a la estructura, como un ensamble de marcos planos, obteniéndose resultados satisfactorios, sin embargo, existen algunos errores que se cometen al utilizar este tipo de modelos:

- 1.- Se desprecia la rigidez a torsión de los elementos estructurales
- 2.- Existe incompatibilidad de deformaciones
- 3.- Se puede sobrestimar la inercia de columnas en las que concurren varias vigas en planos diferentes.
- 4.- Cuando los ejes de flexión de los elementos que forman un marco no son principales, su comportamiento no puede ser estudiado como un modelo plano.



*Fig. 3.15 Hipótesis en el estudio de diafragmas de piso rígidos*

## **CAPITULO 4**

### **INTERACCION SUELO - ESTRUCTURA**

#### **4.1 INTRODUCCIÓN**

Una de las hipótesis utilizadas frecuentemente en el análisis sísmico de edificios considera que estos se encuentran empotrados rígidamente al suelo, sin embargo, esta situación no puede generalizarse, ya que el despreciar la deformación del suelo puede cambiar radicalmente el comportamiento experimentado por la estructura. Por lo tanto, para llevar a cabo una correcta concepción de un modelo estructural de un edificio es importante contar con información de las propiedades del suelo sobre el cual se va a desplantar, lo cual permitirá valorar la posibilidad de considerar, o no, la interacción que este tenga con la estructura.

Para el caso de edificios desplantados sobre terrenos firmes, es posible despreciar los efectos de la interacción suelo-estructura, sin embargo, particularmente para la diversidad de suelo existente en el Valle de México, es recomendable tomar en cuenta este fenómeno, dependiendo de la zona en la cual se ubique el edificio.

Uno de los efectos principales de la interacción suelo-estructura es el cambio de las propiedades dinámicas e incremento de desplazamientos y deformaciones. Es por ello que en este trabajo se consideró necesario incluir este efecto en los modelos empleados para evaluar la respuesta sísmica del caso estudiado.

A continuación se presenta una descripción de las formulaciones propuestas por el RCDF para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el análisis sísmico de edificios.

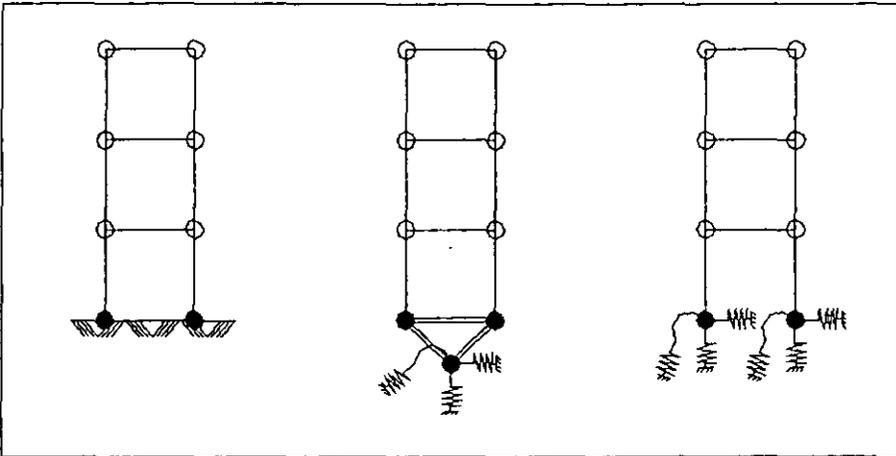
#### **4.2 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA UTILIZANDO MODELOS SIMPLIFICADOS DE ANÁLISIS**

Los modelos simplificados de análisis, para considerar el efecto de interacción suelo-estructura, nos permiten tener una mayor aproximación a la realidad, en la que el suelo donde se cimientan las estructuras no deben ser consideradas infinitamente rígida, si no que le permite a la estructura tener un desplazamiento que contribuye al incremento en el periodo fundamental de las estructuras y por ende mayores desplazamientos, a continuación se describen algunas teorías para considerar éste efecto en las estructuras (Ref. 6).

**4.2.1 Resorte estático equivalente y amortiguamientos viscoso en la base**

Este tipo de análisis considera resortes añadidos a la cimentación que modelan las rigideces horizontales, de cabeceo, vertical y de torsión del suelo. De estas teorías parten las recomendaciones del RCDF para considerar la interacción suelo-estructura. En tales recomendaciones las variables dependen del módulo de cortante "G" y del nivel de deformación del suelo.

La figura 4.1 muestra 3 diferentes modelos para considerar, o no, el efecto de la interacción suelo-estructura en edificios, el primero de izquierda a derecha muestra la manera tradicional en la que las estructuras se encuentra empotradas en su base, con la que no se consideran los efectos de interacción, en la figura del centro la particularidad que presenta, además de considerar los efectos de interacción, es que se coloca un solo nodo donde se concentran las propiedades del terreno y se liga a la estructura, en la ultima figura de izquierda a derecha, que también considera éstos efectos, toma las propiedades del suelo concentradas en varios resortes ligados a las estructura



*Figura 4.1 Algunos modelos empleados para considerar, o no, la interacción suelo-estructura*

**4.2.1.1 Interacción suelo-estructura según Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal**

Para lograr una aproximación de los efectos de interacción suelo estructura, se puede aumentar el periodo fundamental de vibración de la estructura como lo muestra la siguiente expresión:

$$T_i = (T_0^2 + T_y^2 + T_r^2)^{1/2} \tag{4.1}$$

Donde:

$T_i$  = Es el periodo de vibración considerando la interacción suelo estructura, en la dirección de análisis.

$T_o$  = Es el periodo que tendría la estructura bajo la suposición de que estuviese perfectamente empotrada.

$T_x$  = Es el periodo suponiendo que la estructura fuera infinitamente rígida y que sólo se desplazara en la dirección de análisis.

$T_r$  = Es el periodo suponiendo a la estructura infinitamente rígida y suponiendo que solo pudiera girar respecto a un eje horizontal ubicado en el centroide de la superficie de desplante y perpendicular a la dirección estudiada.

La expresión para calcular  $T_x$  es la siguiente.

$$T_x = 2\pi(W_o' / gk_x)^{1/2} \quad (4.2)$$

En donde:

$K_x$  = es la rigidez que restringe la base y esta en ton/m.

La expresión que define a  $T_r$  es la siguiente:

$$T_r = 2\pi(J / gk_r)^{1/2} \quad (4.3)$$

En donde:

$J$  = Es el momento de inercia del peso de la construcción calculado con respecto al eje de rotación, descontando la masa ya desplazada por la infraestructura

$K_r$  = Es la rigidez medida en t-m/radián

Se deberá verificar que la estructura no alcance los estados límites por desplazamientos laterales, por rotación de la base y por rotura de vidrios. Se deberá tomar en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden la rotación calculada con:

$M_o/K_r$ , en radianes

$M_o$  = es el momento de volteo que obra sobre la base de la estructura en ton-m

Para el caso del desplazamiento se tiene que:

$$V_0/K_r = \text{en metros}$$

Donde:

$V_0$  = Fuerza cortante basal.

Los valores de  $K_r$  y  $K_x$  se pueden obtener, dependiendo de la zona donde se encuentre la estructura y del tipo de cimentación utilizada, de las tablas 4.1 y 4.2.

**En la Zona II**

Profundidad de desplante	$K_x$	$K_r$	$K_v$	
			Losa	Zapata
$\leq 1$ m	$11GR_x$	$7GR_r$	$20GR_x$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$16GR_x$	$11GR_r$	$29GR_x$	$20GR_x$

*Tabla 4.1 Valores de  $K_r$  y  $K_x$ , para el cálculo de rigideces del suelo, para la zona II.*

**En la Zona III**

Profundidad de desplante	$K_x$	$K_r$			$K_v$
		Sobre el terreno	Sobre pilotes de fricción	Sobre pilotes de punta	
$\leq 1$ m	$7GR_x$	$6GR_r^3$	$7GR_r$	$6GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$12GR_x$
$\geq 3$ m	$8GR_x$	$9GR_r^3$	$11GR_r$	$9GR_r^3 + \frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	$16GR_x$

*Tabla 4.2 Valores de  $K_r$  y  $K_x$ , para el cálculo de rigideces del suelo, para la zona III.*

El modulo de rigidez medio "G" se deberá obtener experimentalmente, en caso de no tener estos datos, se puede calcular por medio de la expresión:

$$G = 2(H/T_0)^2 \quad (4.4)$$

Donde H es la profundidad a la que se encuentran los depósitos firmes profundos, en metros, tal profundidad debe determinarse de un estudio de mecánica de suelos, a falta de esta información se puede tomar de la figura 4.2. El valor de  $T_0$ , lo podemos tomar de la figura 4.3, en el cual se muestran los periodos del suelo del Valle de México.

$$K_x = 16GR_x \quad (4.5)$$

$$K_r = 11GR_x \quad (4.6)$$

$$K_v = 29GR_x \quad (4.7)$$

$$G = 2(H/T_0)^2 \quad (4.8)$$

$$R_x = (A/\pi)^{1/2} \quad (4.9)$$

$$R_r = (4I/\pi)^{1/4} \quad (4.10)$$

Donde :

- G = Modulo de rigidez al cortante del suelo
- Kx = Rigidez del suelo en la dirección de los ejes principales
- Kr = Rigidez rotacional en la dirección de los ejes principales
- Kv = Rigidez vertical del suelo
- A = Area de la base de cimentación
- I = Momento de inercia respecto a los ejes principales

El modelo de resortes no es muy preciso pero sirve para introducirnos al problema que se presenta al estudiar las superestructuras, subestructuras y el suelo donde se cimientan.

#### **4.2.2 Modelo estándar**

Este modelo reproduce las propiedades del suelo por medio de un resorte y un amortiguador, al que se le agrega la masa concentrada de la cimentación y la del propio suelo.

Este modelo es más eficaz que el anterior pero tiene la desventaja que sólo se recomienda para frecuencias  $\omega \leq 1.5$ , no se pueden modelar espacios estratificados, como comúnmente encontramos en la realidad, o una cimentación embebida en el terreno como son las compensadas.

#### **4.2.3 Modelo básico discreto**

Este tipo de modelo consiste en resortes, amortiguadores y masas con diferentes frecuencias, independientes para cada grado de libertad, se pueden obtener mejores resultados al aplicar una masa más, conectada directamente a un amortiguador y proponiendo un grado de libertad extra.

#### **4.2.4 Amortiguadores del suelo.**

Una forma de definir al amortiguamiento es el que se produce debido a la fricción interna durante una vibración. El amortiguamiento específico o pérdida específica de energía es obtenido a partir del cociente de la energía disipada durante un ciclo de esfuerzos  $\Delta w$  entre la energía elástica almacenada  $W$  cuando la deformación es máxima. A continuación se hace mención de algunos amortiguamientos:

**Amortiguamiento lineal viscoso.**- También conocido como el amortiguamiento de un fluido Newtoniano con un amortiguador. La relación que describe este tipo de amortiguamiento se da cuando la fuerza de amortiguamiento es proporcional a la velocidad, este tipo de amortiguamiento es el más común en la interacción Suelo - Estructura

**Amortiguamiento estructural.**- A este amortiguamiento se le relaciona con la disipación de energía de nivel microscópico debido a la fricción interna, principalmente en materiales sólidos, como los metales.

El modelo que mejor describe este fenómeno es el de una barra metálica, que se empotra en uno de sus extremos y se le coloca una masa "m" su extremo libre, esta masa se desplaza una distancia "x" y se suelta para que comience a oscilar. Si el amortiguamiento no se presentara, dicha masa no dejaría de oscilar, pero debido a la fricción interna de la barra metálica es que dicho cuerpo vuelve a su estado inicial de reposo.

**Amortiguamiento de Coulomb.**- A diferencia del amortiguamiento estructural, el amortiguamiento de Coulomb se presenta por la fricción de dos cuerpos sólidos en donde la fuerza es una función no lineal de la velocidad y depende a su vez de una fuerza normal a la superficie de contacto.

### **4.3 AMORTIGUAMIENTO EN EL VALLE DE MÉXICO**

Es importante reconocer que la variación del amortiguamiento en el Valle de México depende del grado de deformación angular del suelo cuando se aplica la carga y la zona donde se ubica la obra. Pero no obstante se tienen valores conocidos como son:

Cuando tenemos valores de deformación angular menores a 0.01 el módulo de cortante "G" permanece constante y para deformaciones mayores decrece rápidamente.

Otros datos acerca del modulo de cortante "G" que nos son de utilidad es que en las capas superficiales tiene valores comprendidos entre 20 kg/cm<sup>2</sup> y 120 kg/cm<sup>2</sup>, a partir de 15 m en algunas zonas puede variar 1000 kg/cm<sup>2</sup>.



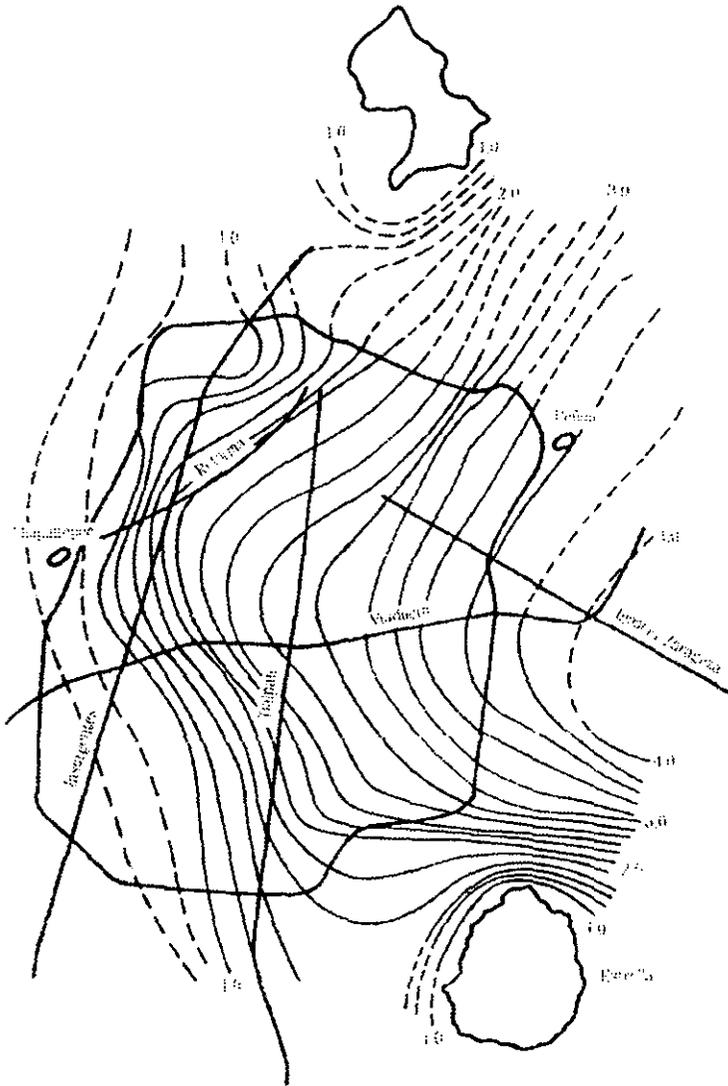


Figura 4.3 Periodo dominante más largo del terreno, seg.

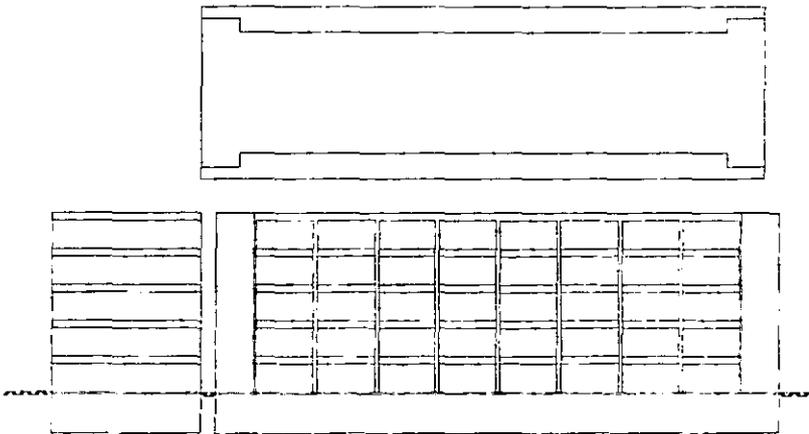
## CAPÍTULO 5

### CASO ESTUDIADO

#### 5.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El conjunto de edificios de la *COCONAL* se compone por dos cuerpos principales de planta alargada de 6 y 7 niveles, (en lo sucesivo llamados cuerpo 1 y cuerpo 2) comunicados por un cuerpo intermedio que aloja escaleras y elevadores. El cuerpo número 1 comienza a un nivel por debajo del nivel de la calle, mientras que el cuerpo número 2 comienza a dos niveles por debajo, quedando ambos cuerpos con el mismo nivel de azotea.

En las figuras 5.1 y 5.2 se muestran, a escala, el cuerpo 1 y el cuerpo 2, con vistas en planta y en elevación, respectivamente.



*Fig. 5.1* Cuerpo 1 de los edificios de la *COCONAL*

Los niveles presentan una planta sensiblemente constante en ambos cuerpos, de dimensiones 17.80 m de ancho y 55.40 m de largo en los niveles situados por debajo del nivel de calle, con un área de 986.12 m<sup>2</sup>, y de 664.8 m<sup>2</sup> para los niveles superiores.

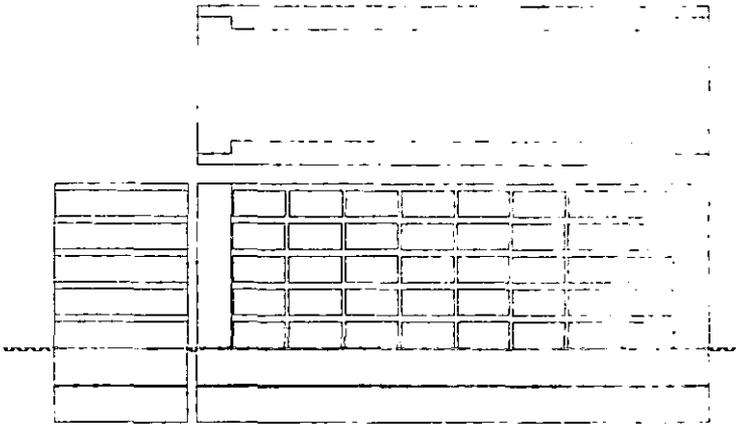


Fig. 5.2 Cuerpo 2 de los edificios de la COCONAL

El edificio esta constituido principalmente por columnas perimetrales y traveses de borde o portantes que dan soporte al sistema de piso, el cual esta constituido por elementos prefabricados tipo "traveses doble T", y sobre las cuales se tiene un firme de compresión de concreto con espesor de 5 cm. En las cabeceras de la estructura (lados cortos) se tienen muros de concreto reforzado para dar rigidez lateral a la estructura en todos los niveles de la estructura.

En la figura 5.3 se muestra la planta existente en los niveles 0 y 1 en el caso del cuerpo 1, y en niveles 0, 1 y 2 para el caso del cuerpo 2. En la figura 5.4 se muestra la planta para los niveles 2 y 3 en el caso del cuerpo 1, y para los niveles 3 y 4 en el caso del cuerpo 2. Finalmente en la figura 5.5 se muestra la planta perteneciente a los niveles 4, 5 y 6 para el caso del cuerpo 1, y niveles 5, 6 y 7 para el cuerpo 2. Las figuras 5.6 y 5.7 muestran dos cortes en elevación para el caso del cuerpo 1, y las figuras 5.8 y 5.9 para el caso del cuerpo 2.

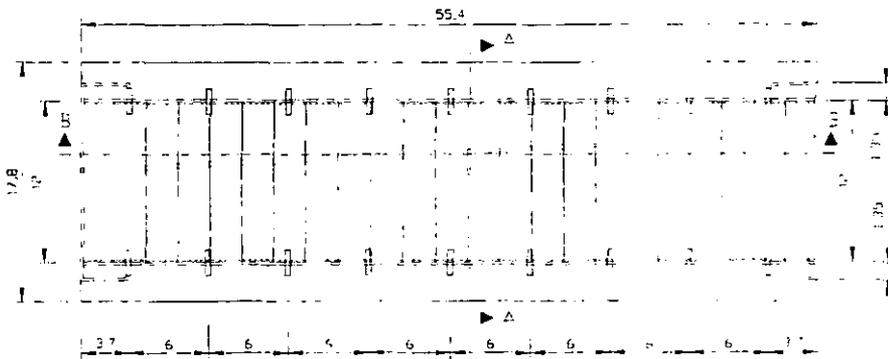


Fig. 5.3 Niveles (0) y (1) para el cuerpo 1 y niveles (0), (1) y (2) para el cuerpo 2

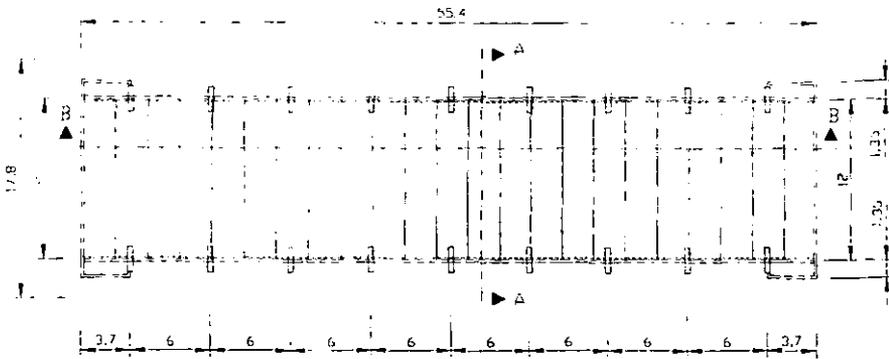


Fig. 5.4 Niveles (2) y (3) para cuerpo 1, y niveles (3) y (4) para el cuerpo 2

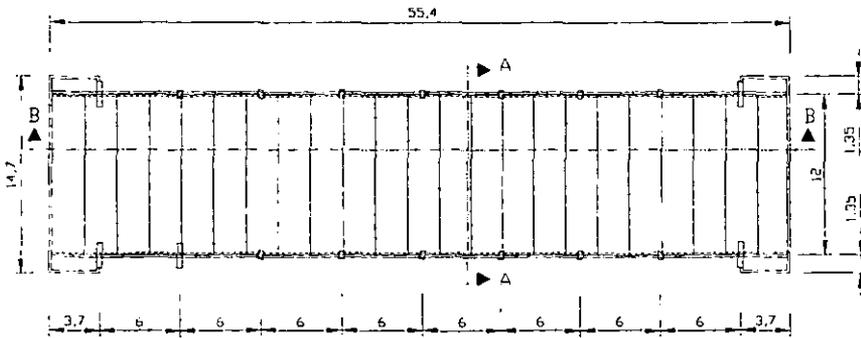


Fig. 5.5 Niveles (4), (5) y (6) para cuerpo 1, y niveles (5), (6) y (7) para el cuerpo 2

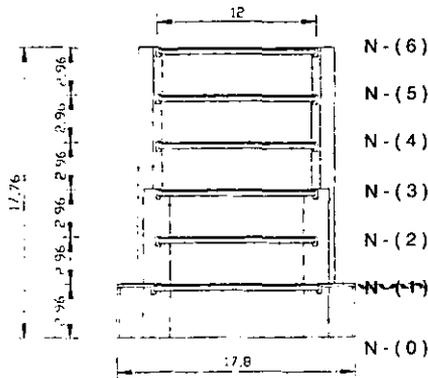


Fig. 5.6 Corte transversal cuerpo 1

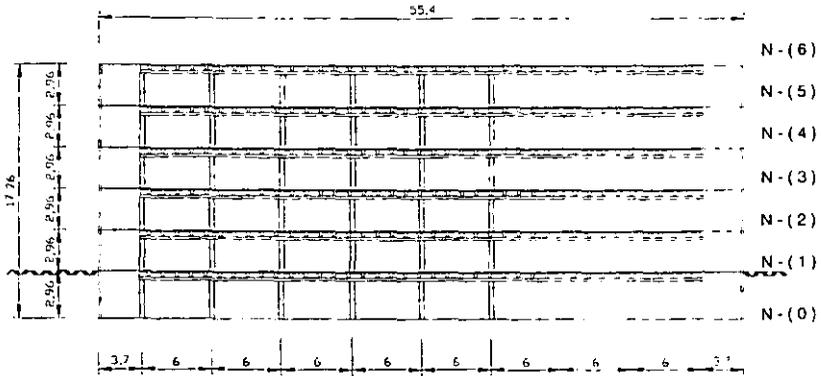


Fig. 5.7 Corte longitudinal cuerpo 1

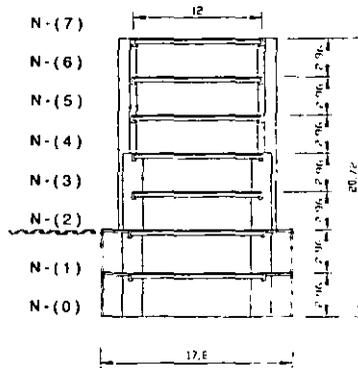


Fig. 5.8 Corte transversal cuerpo 2

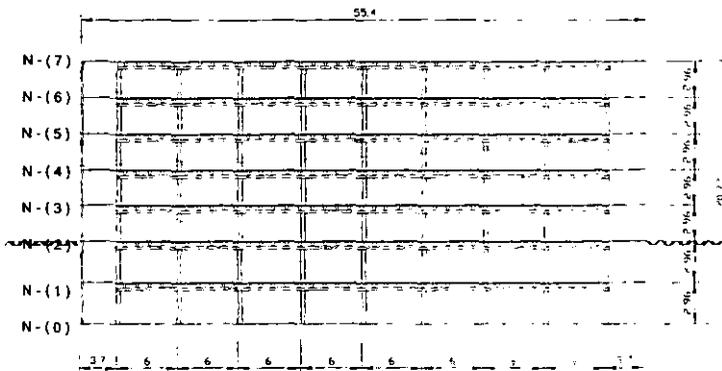


Fig. 5.9 Corte longitudinal cuerpo 2

## 5.2 PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 5.2.1 Materiales

El material empleado es concreto clase 1, con una resistencia a la compresión de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , y un peso volumétrico mayor o igual a  $2200 \text{ kg/m}^3$ .

Con base en lo anterior, el módulo de elasticidad  $E$ , se calcula según las NTC del RCDF con la expresión:

$$E = 14000 \sqrt{f'c}$$

$$E = 14000 \sqrt{250} = 221,359.436 \text{ Kg/cm}^2 = 221.36 \text{ Ton/cm}^2$$

Las varillas de acero de refuerzo presentan un esfuerzo a la fluencia  $F_y$  de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 5.2.2 Elementos estructurales

#### 5.2.2.1 Columnas

Como se mencionó antes, el edificio cuenta con columnas perimetrales identificándose tres tipos, cuyas propiedades se muestran en las figuras 5.10, 5.11, y en la tabla 5.1.



Fig. 5.10 Sección transversal de columna tipo I

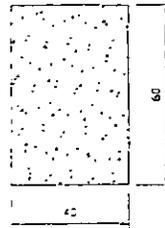


Fig. 5.11 Sección transversal de columna tipo II

Tipo	a (cm)	b (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Ac+(cm <sup>2</sup> )	Ac-(cm <sup>2</sup> )	Ix(cm <sup>4</sup> )	Iy(cm <sup>4</sup> )	J(cm <sup>4</sup> )
I	40	190	7600	6333	6333	22,863,333	1,013,333	3.63E06
II	40	60	2400	2000	2000	7.2E05	3.2E05	7.5E05
III	20	20	400	333.0	333.0	13,333.0	13,333.0	22560.0

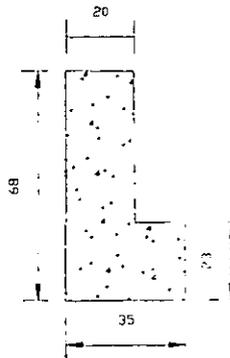
*Tabla 5.1 Tipos y propiedades de columnas*

Donde:

- a. Largo
- b. Ancho
- A Area transversal
- Ac Area de cortante resistente para cada dirección
- Ix Momento de inercia con respecto al eje x global
- Iy Momento de inercia con respecto a eje y global
- J Momento polar de inercia

**5.2.2.2 Vigas**

En los cuerpos del edificio existen tres tipos de vigas, las perimetrales o "TPL" (Trabe Portante sección L) que identificaremos como tipo I, las vigas "Doble T" o tipo II que funcionan como sistema de piso y las vigas que se encuentran en el muro de concreto. En las figuras 5.12, 5.13 y en la tabla 5.2 se muestran las propiedades de las trabes.



*Fig. 5.12 Sección transversal de trabe tipo I*

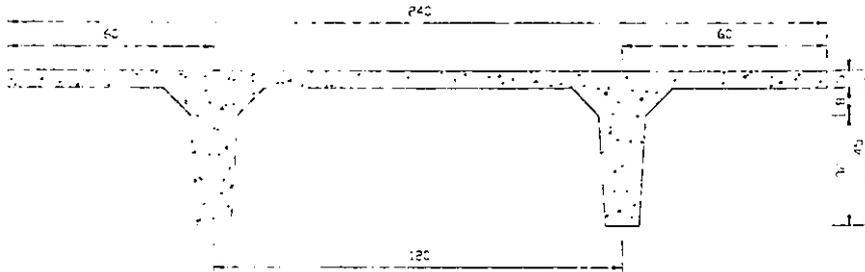


Fig. 5.13 Sección transversal de trabe tipo II

Tipo	A (cm <sup>2</sup> )	Ac <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ac <sub>w</sub> (cm <sup>2</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	J(cm <sup>4</sup> )
I	1705	1420	1420	6.78E05	1.36E05	2.12E05
II	2178	1570	720	304,996.8	9.28E06	2.4E04
III	1.0E10	1.0E10	1.0E10	6.5E10	5.0E10	1.5E10

Tabla 5.2 Tipos y propiedades de traves

### 5.2.2.3 Muros

Los muros son de concreto reforzado y se localizan en los extremos de todos los niveles, cuentan con un espesor de 20 cm y una altura de 2.96 m, que es la altura de entrepiso. Para los niveles por debajo del nivel de la calle, se tienen muros adicionales en todo el perímetro del edificio y que forman parte del cajón de cimentación de los edificios. Esta disposición es para ambos cuerpos.

### 5.2.2.4 Sistema de piso

El sistema de piso esta formado en todos los niveles por traves tipo "Doble T" colocadas en dirección paralela al lado corto, en planta, en cada uno de los dos cuerpos. Las propiedades de estas traves se mencionaron en la tabla 5.2.

En los niveles que se encuentran por debajo del nivel de la calle, se tienen dos colados de concreto que miden 2.50 m a partir del extremo de la trabe portante hacia el exterior y apoyan en los muros perimetrales, como se muestra en las

figuras 5.14 y 5.15. Están localizados longitudinalmente en ambos lados a lo largo del edificio en planta.

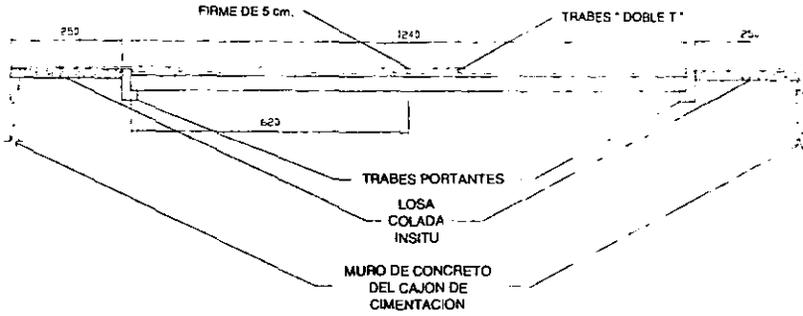


Fig. 5.14 Corte transversal del piso en niveles (0) y (1) para el cuerpo 1, y en niveles (0), (1) y (2) para el cuerpo 2

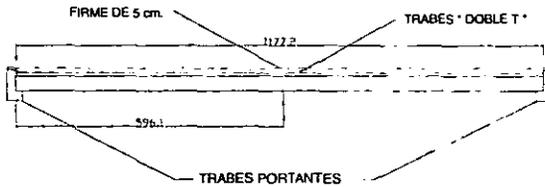


Fig. 5.15 Corte transversal del piso en niveles (2) al (6) para el cuerpo 1, y en niveles (3) al (7) para el cuerpo 2

Con la información antes detallada de los dos tipos de piso que se presentan en la estructura se pueden obtener las propiedades de la viga de piso, que se definió y estudió en el apartado 3.4.

Para el caso de los niveles 0 y 1 del cuerpo 1, y niveles 0, 1 y 2 del cuerpo 2, cuyo corte transversal se presenta en la figura 5.14, para obtener su momento de inercia, el área axial, y el área de cortante, sólo se consideran los colados del piso de 2.50m de ancho cada uno y las trabas portantes tipo "L".

Para el resto de los niveles de ambos cuerpos, cuya representación del corte transversal se observa en la figura 5.15, en la obtención del momento de inercia, área axial y área de cortante sólo se consideran las traveses portantes tipo "L" y el firme de concreto de 5 cm sobre las traveses "doble T".

Los resultados obtenidos se colocan en la siguiente tabla 5.3.

Tipo	Momento de inercia (cm <sup>4</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>c</sub> (cm <sup>2</sup> )
I	4.0E9	8,690.0	7,241.0
II	1.3E9	3,690.0	3,075.0

*Tabla 5.3 Tipos y propiedades de las vigas de piso*

Las zonas rígidas para ambas traveses son de 3.40 m., en los extremos de estas.

### 5.3 ANÁLISIS DE CARGAS

Para llevar a cabo el análisis estructural de los cuerpos se consideraron 2 tipos de cargas:

- Cargas muertas
- Cargas vivas

#### 5.3.1 Cargas muertas

Son las debidas al peso propio de la estructura, se encuentran ubicados aquí los elementos estructurales tales como las columnas, las traveses, el sistema de piso, los muros, y otras cargas adicionales que dicta el reglamento.

Consideraciones:

- El análisis se realiza por cada nivel.
- Para todos los casos se emplea un peso específico  $P_e$  de concreto reforzado de:

$$P_e = 2.4 \text{ Ton} / \text{m}^3 = 2.4 \times 10^{-6} \text{ Ton} / \text{cm}^3$$

- Las dimensiones están en cm.

#### 1er Nivel

*Columna tipo I:*

$$W = \text{Volumen} \times P_e = (40)(190)(296)(2.4 \times 10^{-6}) = 5.40 \text{ Ton}$$

*Trabe portante de borde:*

$$W = \text{Volumen} \times Pe$$

$$A = (35)(23) + (45)(20) = 1705 \text{ cm}^2$$

$$L = 5540 \text{ cm}$$

$$V = (1705)(5540) = 9\,445\,700 \text{ cm}^3$$

$$W = (9\,445\,700)(2.4 \times 10^{-6}) = 22.67 \text{ Ton}$$

*Trabe "doble T" (sistema de piso):*

La sección transversal se idealiza como rectángulos y se obtienen su área y su volumen.

Figura	Area (cm <sup>2</sup> )	Cantidad	Longitud (cm)	Volumen (cm <sup>3</sup> )
I	330	2	1200	792 000
II	910	1	1200	1 092 000
III	304	2	1200	729 600
				2 613 600

*Tabla 5.4 Cálculo del volumen de la trabe "doble T"*

$$W = (2\,613\,600)(2.4 \times 10^{-6}) = 6.273 \text{ Ton}$$

*Muros:*

$$W = \text{Altura} \times \text{espesor} \times \text{perímetro} \times Pe = (296)(20)(13480)(2.4 \times 10^{-6})$$

$$W = 191.524 \text{ Ton}$$

*Colados en los extremos:*

$$W = V \times Pe = (A \times L) \times Pe = (10)(250)(5540)(2.4 \times 10^{-6}) = 33.24 \text{ Ton}$$

*Firme (sistema de piso):*

Existe un firme de compresión de 5cm de espesor por encima de las traves "Doble T" en toda el área.

$$W = A \times e \times Pe = (5540)(1200)(5)(2.4 \times 10^{-6}) = 79.76 \text{ Ton}$$

En la tabla 5.5 se resume el cálculo de la carga muerta sobre el primer nivel:

Elemento	W unitario (Ton)	Cantidad	W (Ton)
Columna tipo I	5.40	18	97.2
Trabe de borde	22.67	2	45.34
Trabe "doble T"	6.273	23	144.28
Muro	191.524	1	191.524
Colados en extremos	33.24	2	66.48
Firme	79.76	1	79.76
			624.584

*Tabla 5.5 Carga muerta sobre el primer nivel*

**2do Nivel**

En este nivel las características estructurales son similares al nivel anterior, con la única diferencia que existe un cambio en la continuidad de los muros perimetrales inferiores con respecto a los muros superiores del presente nivel.

*Muros inferiores:*

$$W = \text{Altura} \times \text{espesor} \times \text{perímetro} \times Pe = (148)(20)(13480)(2.4 \times 10^{-6}) = 95.762 \text{ Ton}$$

*Muros superiores:*

$$W = \text{Altura} \times \text{espesor} \times \text{perímetro} \times Pe = (148)(20)(4880)(2.4 \times 10^{-6}) = 34.67 \text{ Ton}$$

En la tabla 5.6 se resume el cálculo de la carga muerta sobre el segundo nivel:

Elemento	W unitario (Ton)	Cantidad	W (Ton)
Columna tipo I	5.40	18	97.20
Trabe de borde	22.67	2	45.34
Trabe "doble T"	6.273	23	144.28
Muro inferior	95.762	1	95.762
Muro superior	34.67	1	34.67
Colados en los extremos	33.24	2	66.48
Firme	79.76	1	79.76
			<b>563.492</b>

*Tabla 5.6 Carga muerta sobre el segundo nivel*

**3er Nivel**

La estructuración es similar, con la característica de que los muros inferiores y superiores son iguales, es decir, solo existen en los extremos de la estructura.

*Muros:*

$$W = \text{Altura} \times \text{espesor} \times \text{perímetro} \times Pe = (296)(20)(4880)(2.4 \times 10^{-6}) = 69.33 \text{ Ton}$$

En la tabla 5.7 se resume el cálculo de la carga muerta sobre el tercer nivel:

Elemento	W unitario (Ton)	Cantidad	W (Ton)
Columna tipo I	5.40	18	97.20
Trabe de borde	22.67	2	45.34
Trabe "doble T"	6.273	22	138.00
Muro	69.33	1	69.33
Firme	79.76	1	79.76
			<b>429.63</b>

*Tabla 5.7 Carga muerta sobre el tercer nivel*

**4to Nivel**

La estructuración es similar a la del nivel anterior, con la diferencia de que existe una variación en el tipo de columnas, es decir, por debajo de este nivel todas son del tipo I como en los niveles anteriores y a partir de éste, algunas pasan a ser del tipo II. Existen 18 columnas por nivel, de las cuales 14 son las que tienen una reducción en sus dimensiones y las 4 restantes continúan con sus características.

*Columna inferior o tipo I:*

$$W = \text{Area} \times \text{Altura} \times Pe = (40)(190)(148)(2.4 \times 10^{-6}) = 2.70 \text{ Ton}$$

*Columna superior o tipo II:*

$$W = \text{Area} \times \text{Altura} \times Pe = (40)(60)(148)(2.4 \times 10^{-6}) = 0.852 \text{ Ton}$$

En la tabla 5.8 se resume el cálculo de la carga muerta sobre el cuarto nivel:

Elemento	W unitario (Ton)	Cantidad	W (Ton)
Columna tipo I	2.70	18 inf + 4 sup = 22	59.4
Columna tipo II	0.852	14 sup	11.93
Trabe de borde	22.67	2	45.34
Trabe "doble T"	6.273	22	138.00
Muro	69.33	1	69.33
Firme	79.76	1	79.76
			<b>403.76</b>

*Tabla 5.8 Carga muerta sobre el cuarto nivel*

**5to Nivel**

A partir de este nivel la estructuración se mantiene constante, para el caso de las columnas se tienen 4 del tipo I y las restantes 14 son del tipo II.

*Columna tipo I:*

$$W = \text{Area} \times \text{Altura} \times Pe = (40)(190)(296)(2.4 \times 10^{-6}) = 5.40 \text{ Ton}$$

*Columna tipo II:*

$$W = \text{Area} \times \text{Altura} \times Pe = (40)(60)(296)(2.4 \times 10^{-6}) = 1.71 \text{ Ton}$$

En la tabla 5.9 se resume el cálculo de la carga muerta sobre el quinto nivel:

Elemento	W unitario (Ton)	Cantidad	W (Ton)
Columna tipo I	5.40	4	21.60
Columna tipo II	1.71	14	23.94
Trabe de borde	22.67	2	45.34
Trabe "doble T"	6.273	22	138.00
Muro	69.33	1	69.33
Firme	79.76	1	79.76
			<b>377.97</b>

*Tabla 5.9 Carga muerta sobre el quinto nivel*

**6to Nivel**

La carga muerta es exactamente igual a la del quinto nivel = 377.97 Ton

**7o Nivel**

Es el último nivel o nivel de azotea. La disposición de columnas es la misma utilizada para el quinto y sexto piso.

*Columna tipo I:*

$$W = \text{Area} \times \text{Altura} \times \text{Pe} = (40)(190)(148)(2.4 \times 10^{-6}) = 2.70 \text{ Ton}$$

*Columna tipo II:*

$$W = \text{Area} \times \text{Altura} \times \text{Pe} = (40)(60)(148)(2.4 \times 10^{-6}) = 0.852 \text{ Ton}$$

En la tabla 5.10 se resume el cálculo de la carga muerta sobre el séptimo nivel:

Elemento	W unitario (Ton)	Cantidad	W (Ton)
Columna tipo I	2.70	4	10.80
Columna tipo II	0.852	14	11.93
Trabe de borde	22.67	2	45.34
Trabe "doble T"	6.273	22	138.00
Muro	69.33	1	69.33
Firme	79.76	1	79.76
			<b>355.16</b>

*Tabla 5.10 Carga muerta sobre el séptimo nivel*

**5.3.2 Incremento a las cargas muertas.**

El reglamento especifica que se deben incrementar las cargas muertas a razón de 20 kg / m<sup>2</sup> debido a las variaciones en el peso que pudieran existir por colocar un firme de mortero sobre el sistema de piso.

Para los niveles 1 y 2:

$$\Delta W = (20 \text{ kg / m}^2)(55.4 \text{ m})(17.80 \text{ m}) = 19722 \text{ kg} = 19.722 \text{ Ton}$$

Para los niveles 3 al 7:

$$\Delta W = (20 \text{ kg / m}^2)(55.4 \text{ m})(12 \text{ m}) = 13296 \text{ kg} = 13.296 \text{ Ton}$$

**5.3.3 Cargas vivas**

Son las debidas al uso ocupacional al que se destine el edificio. Para nuestro caso, que es un edificio destinado para oficinas, el reglamento estipula que la carga viva gravitacional que se debe emplear para realizar un análisis sísmico es la carga viva instantánea que será de 180 kg / m<sup>2</sup>, para los niveles 1 al 6, y de 20 kg / m<sup>2</sup> para el nivel 7 o nivel de azotea.

Para los niveles 1 y 2:

$$C. \text{ viva} = (180 \text{ kg / m}^2)(55.4 \text{ m})(17.80 \text{ m}) = 177501 \text{ kg} = 177.50 \text{ Ton}$$

Para los niveles 3 al 6:

$$C. \text{ viva} = (180 \text{ kg / m}^2)(55.4 \text{ m})(12 \text{ m}) = 119664 \text{ kg} = 119.66 \text{ Ton}$$

Para el nivel 7:

$$C. \text{ viva} = (20 \text{ kg / m}^2)(55.4 \text{ m})(12 \text{ m}) = 13296 \text{ kg} = 13.296 \text{ Ton}$$

**5.3.4 Resumen de cargas muertas y cargas vivas**

A continuación se presentan las tablas 5.11 y 5.12 a manera de resumen de todas las cargas gravitatorias que actúan sobre los cuerpos 1 y 2 respectivamente.

Nivel	Carga Muerta (Ton)	Carga Muerta Adicional (ton)	Carga Muerta Total (Ton)	Carga Viva (Ton)	Total (Ton)
1	563.492	19.722	583.214	177.500	760.714
2	429.630	13.296	442.926	119.660	562.586
3	403.760	13.296	417.056	119.660	536.716
4	377.970	13.296	391.266	119.660	510.926
5	377.970	13.296	391.266	119.660	510.926
6	355.160	13.296	368.456	13.296	381.752

*Tabla 5.11 Cargas gravitatorias totales actuantes sobre el cuerpo 1*

**5.3.5 Masa traslacional y masa rotacional**

Dos importantes variables para el análisis sísmico dinámico que se llevará a cabo en las estructuras, son la masa traslacional y la masa rotacional que se tengan por cada nivel o piso que componen a los cuerpos 1 o 2. Las masas rotacionales y traslacionales se enlistan a continuación, junto con las expresiones para calcularlas.

Nivel	Carga Muerta (Ton)	Carga muerta Adicional (ton)	Carga muerta Total (Ton)	Carga Viva (Ton)	Total (Ton)
1	624.584	19.722	644.306	177.500	821.806
2	563.492	19.722	583.214	177.500	760.714
3	429.630	13.296	442.926	119.660	562.586
4	403.760	13.296	417.056	119.660	536.716
5	377.970	13.296	391.266	119.660	510.926
6	377.970	13.296	391.266	119.660	510.926
7	355.160	13.296	368.456	13.296	381.752

Tabla 5.12 Cargas gravitatorias totales actuantes sobre el cuerpo 2

La masa traslacional se calcula según la expresión:

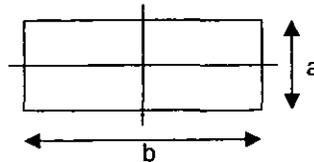
$$m_t = \frac{W_i}{g}$$

Donde:

- $m_t$  = Masa traslacional
- $W_i$  = Peso de cada nivel
- $g$  = Aceleración de la gravedad

La masa rotacional se calcula con la siguiente expresión:

$$m_r = m_t \left[ \frac{a^2 + b^2}{12} \right]$$



Donde:

- $m_r$  = Masa rotacional
- $m_t$  = Masa traslacional
- $a$  = Lado menor del piso o nivel
- $b$  = Lado mayor del piso o nivel

A manera de resumen se presentan en la tablas 5.13 y 5.14, los valores de masa traslacional y masa rotacional para cada uno de los niveles que componen el cuerpo 1 y el cuerpo 2, respectivamente.

Nivel	W (Ton)	$m_t$ (Ton-seg <sup>2</sup> /cm)	$m_r$ (Ton-cm-seg <sup>2</sup> )
1	760.714	0.775	2,188,054.370
2	562.586	0.573	1,535,574.951
3	536.716	0.547	1,464,952.948
4	510.926	0.521	1,394,569.305
5	510.926	0.521	1,349,569.305
6	381.752	0.389	1,041,989.684

Tabla 5.13 Masas traslacionales y rotacionales por nivel para el cuerpo 1

Nivel	W (Ton)	$m_t$ (Ton-seg <sup>2</sup> /cm)	$m_r$ (Ton-cm-seg <sup>2</sup> )
1	821.806	0.873	2,363,774.309
2	760.714	0.775	2,188,054.370
3	562.586	0.573	1,535,574.951
4	536.716	0.547	1,464,952.948
5	510.926	0.521	1,394,569.305
6	510.926	0.521	1,349,569.305
7	381.752	0.389	1,041,989.684

Tabla 5.14 Masas traslacionales y rotacionales por nivel para el cuerpo 2

#### 5.4 CALCULO DE RIGIDECES DEL SUELO PARA CONSIDERAR INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

El cálculo de las rigideces del suelo de desplante del edificio, se basó en las recomendaciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RCDF.

Si consideramos que la estructura esta ubicada en la zona II, del Valle de México, y transmite las descargas a la cimentación mediante un cajón de concreto, de la tabla 4.1 podremos obtener la rigidez del suelo en la dirección de "X", "Y" y "Z". Al respecto, la profundidad de desplante considerada es de 3 m. Con base en lo anterior tenemos:

$$G = 2(10/1)^2 = 200T/m^2 = 0.02T/cm^2$$

$$R_x = (9,861,200/\pi)^{1/2} = 1,771.699$$

$$R_y = (9,861,200/\pi)^{1/2} = 1,771.699$$

$$K_x = 16(0.02)(1,771.699) = 566.944$$

$$K_y = 16(0.02)(1,771.699) = 566.944$$

$$K_c = 29(0.02)(1,771.699) = 1027.585$$

Donde:

- G = Modulo de rigidez al cortante del suelo
- $K_x$  = Rigidez del suelo en la dirección de los ejes principales
- $K_v$  = Rigidez vertical del suelo
- A = Area de la base de cimentación

## 5.5 CRITERIOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO CONSIDERADOS

Debido a que el edificio se encuentra en una zona de transición entre las zonas I y II que estipula el RCDF en sus normas técnicas complementarias, se tomará la condición más desfavorable para el análisis, es decir, se considerará que la estructura se encuentra desplantada en la zona II o zona de transición. Por otro lado, aún y cuando el sistema *COCONAL* esta formado por dos cuerpos, el análisis se enfocará al que se ha denominado como cuerpo número 2, debido a que ambos cuerpos son geoméricamente similares, sin embargo, este último cuenta con siete niveles, uno más que el cuerpo número 1. Para los fines de este trabajo se considera que estas son las condiciones más desfavorables para efectos de análisis sísmico.

Para estudiar el comportamiento de este edificio se realizó un análisis sísmico dinámico modal espectral. Dadas las características estructurales del inmueble se consideró un factor de comportamiento sísmico Q de 2. Además, debido a que no se cumplen las condiciones de regularidad que marca el RCDF, el factor de comportamiento sísmico Q seleccionado, se afectó por un coeficiente de 0.8, quedando finalmente un  $Q' = 1.6$ .

Una vez definido el factor de comportamiento sísmico, se calculó el espectro de diseño que dicta el RCDF para la zona II, el cual se muestra en la fig. 5.15. Este espectro ya considera la reducción de sus ordenadas por efecto de  $Q'$ .

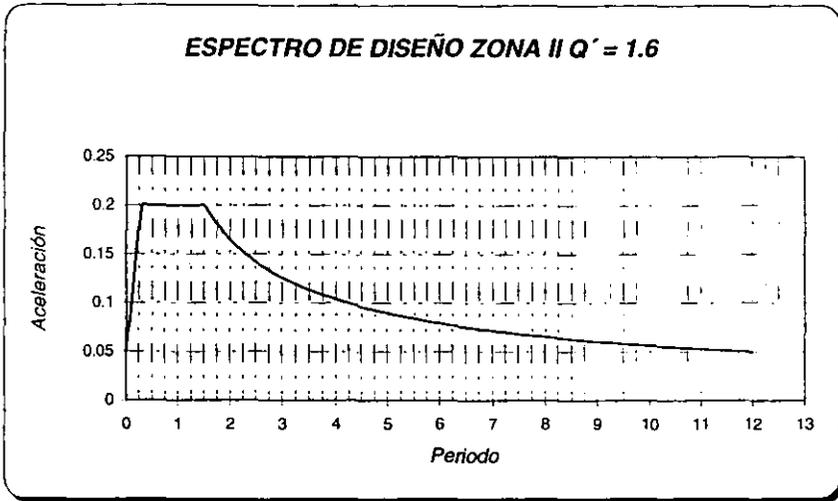


Figura 5.16 Espectro de diseño para la zona II, afectado por  $Q' = 1.6$

## 5.6 MODELOS ESTRUCTURALES ESTUDIADOS

Para los fines de este trabajo, se desarrollaron cuatro modelos estructurales que nos permitirán estudiar el comportamiento sísmico del cuerpo 2 del conjunto de edificios de la COCONAL. Las variantes estructurales incluyen el modelado del diafragma de piso rígido y flexible, así mismo, se estudian condiciones de empotramiento perfecto en la base del edificio y de base flexible. Con base en lo anterior, se han identificado cuatro diferentes modelos estructurales, los cuales se describen a continuación:

- Modelo 1.* Edificio con diafragma de piso rígido, empotrado en su base.
- Modelo 2.* Edificio con diafragma de piso flexible, empotrado en su base.
- Modelo 3.* Edificio con diafragma de piso rígido, considerando interacción suelo-estructura.
- Modelo 4.* Edificio con diafragma de piso flexible, considerando interacción suelo-estructura.

### 5.6.1 Modelo 1

Para modelar el diafragma rígido se concentró toda la masa en un nodo maestro localizado en el centroide geométrico, esclavizando los grados de libertad de todas las columnas a los grados de libertad del nodo maestro del nivel correspondiente. Es decir, el comportamiento de los niveles fue estudiado en función de tres grados de libertad (dos desplazamientos en el plano paralelos a los ejes X y Y y una rotación con respecto a un eje perpendicular al plano, eje Z).

El empotramiento en la base de la estructura se logró nuevamente esclavizando las columnas a un nodo maestro ubicado en el nivel de desplante, con la diferencia que a este nodo no se le asocia masa alguna, y sus desplazamientos lineales y angulares están restringidos.

### **5.6.2 Modelo 2**

Para modelar el diafragma flexible se consideraron tres nodos maestros por nivel, distribuidos simétricamente en la planta del edificio, es decir, un nodo central y un nodo en cada extremo de la planta. La masa se distribuyó de tal forma que los nodos y sus masas traslaciones respectivas proporcionaran una correcta inercia rotacional total con respecto al centroide del nivel.

Se esclavizaron las columnas identificadas con los números 1, 2, 3, 14, 15 y 16 al nodo maestro número 1; las columnas 7 y 20 al nodo maestro 2; las columnas 11, 12, 13, 24, 25 y 26 al nodo 3; las columnas 4, 5, 6, 17, 18 y 19 a la viga de piso número A y las columnas 8, 9, 10, 21, 22, 23 a la viga de piso B. En la figura 5.16 se muestra la planta la localización de las columnas.

El empotramiento en la base de la estructura se logró igual que para el modelo 1.

### **5.6.3 Modelo 3**

Para modelar el diafragma rígido se procedió de manera análoga al modelo 1, es decir, se concentró toda la masa en un nodo maestro localizado en el centroide geométrico, por cada nivel, se esclavizaron los grados de libertad de todas las columnas restringiéndolas a los grados de libertad del nodo maestro del nivel (desplazamientos en el plano paralelos a los ejes X y Y, y rotación con respecto a un eje perpendicular al plano, eje Z).

Para considerar la interacción suelo-estructura se esclavizaron todas las columnas que llegan a la cimentación a un nodo maestro localizado en el centroide, pero a diferencia de lo considerado en los modelos 1 y 2, ahora se asignaron rigideces lineales para los desplazamientos traslacionales en dirección de los ejes X, Y y Z, al igual que rigideces angulares para las rotaciones con respecto a los ejes X, Y y Z. En el apartado 5.4 se calcularon los valores respectivos de estas rigideces.

Se realizó el análisis sísmico modal espectral para conocer periodos, desplazamientos y elementos mecánicos.

#### **5.6.4 Modelo 4**

La idealización de este modelo comprende simultáneamente las dos variantes estructurales que se han mencionado en los modelos anteriores, y cuyos efectos dentro del análisis sísmicos se pretenden estudiar para realizar las comparaciones de interés.

La esclavización de los grados de libertad de las columnas se realizó de la misma manera que para el modelo 2, sin embargo en lo que respecta al modelado de la cimentación, se procedió considerando rigideces lineales y angulares tal como se describió en el modelo 3, ya que en ambos modelos se involucra la interacción de la estructura con el suelo.

**CAPITULO 6****ANÁLISIS DE RESULTADOS****6.1 INTRODUCCION**

En éste capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis del edificio estudiado considerando diferentes modelos estructurales que nos permitan identificar el comportamiento más desfavorable. Las variantes estructurales incluyen el modelado del diafragma de piso rígido y flexible, así mismo, se estudian condiciones de empotramiento perfecto en la base del edificio y de base flexible. Con base en lo anterior, se han identificado cuatro diferentes modelos estructurales, los cuales se describen a continuación:

*Modelo 1.* Edificio con diafragma de piso rígido, empotrado en su base.

*Modelo 2.* Edificio con diafragma de piso flexible, empotrado en su base.

*Modelo 3.* Edificio con diafragma de piso rígido, considerando interacción suelo-estructura.

*Modelo 4.* Edificio con diafragma de piso flexible, considerando interacción suelo-estructura.

Dadas las características estructurales del edificio, para los fines de éste trabajo, se analizan y se comparan los siguientes resultados:

1. Periodo fundamental de vibración de la estructura en cada caso.
2. Desplazamientos máximos de azotea y de entrepiso.
3. Elementos mecánicos en las columnas adyacentes a los muros cabeceros y columnas centrales, ambas correspondientes al primer entrepiso.

Una de las características estructurales más importantes que gobiernan el comportamiento de un edificio, es el periodo fundamental. Para estructuras modeladas considerando diafragma de piso infinitamente rígido, éste parámetro puede variar de un modelo a otro en función de las condiciones de empotramiento en su base. En términos generales, es claro que el periodo fundamental incrementa cuando se considera la flexibilidad en la base de la estructura, la cual depende del tipo de suelo sobre el cual se desplante el edificio.

El periodo fundamental puede sufrir modificaciones adicionales cuando se considera la flexibilidad de los sistemas de piso, dependiendo de la rigidez que éste tenga para evitar la flexión en su plano. Esta capacidad o rigidez de un sistema de piso, esta asociada tanto a condiciones de regularidad geométrica como a las propiedades y resistencia de los elementos y materiales que lo forman.

Para nuestro caso el sistema de piso del edificio estudiado esta formado por vigas "doble T" prefabricadas, simplemente apoyadas y confinadas mediante un firme de concreto y una viga portante colocada perimetralmente.

Para la revisión de los desplazamientos se tomó como base lo establecido en el RCDF, es decir, se compararon los desplazamientos obtenidos contra  $0.012 H$ , ya que para nuestro caso el edificio no presenta elementos no estructurales ligados a la estructura principal.

Un parámetro importante en el análisis comparativo de los modelos son los elementos mecánicos, debido a que los resultados que arrojan son representativos del comportamiento de los modelos en cuestión, permitiendo encontrar diferencias significativas entre ellos en cuanto a magnitud y ubicación de los elementos mas esforzados. Se hace especial énfasis en las columnas del primer entrespiso, ya que en éste se presentan los máximos elementos mecánicos.

Así mismo, se observó que las columnas más desfavorables fueron las adyacentes a los muros de concreto y aquellas localizadas en el centro de la planta. Por lo anterior y dada la cantidad tan grande de resultados, sólo se comparan los elementos mecánicos correspondientes a estas columnas. La distribución en planta de las columnas, así como su nomenclatura se muestran en la figura 6.1. Como puede observarse las columnas 3, 11, 16 y 24 son columnas localizadas adyacentes a los muros, sin embargo estructuralmente éstas están desligadas de ellos, únicamente se encuentran unidos mediante la losa de cimentación.

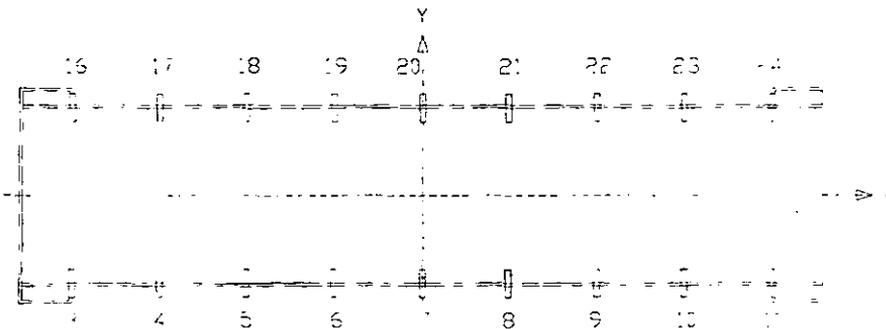


Fig. 6.1 Distribución y nomenclatura de columnas en planta

## 6.2 COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO DE DIAFRAGMA FLEXIBLE Y EL MODELO DE DIAFRAGMA RÍGIDO, CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

### 6.2.1 Período fundamental

En la tabla 6.1 se presentan los resultados obtenidos de los periodos fundamentales, para los modelos 3 y 4 correspondientes al modelo de piso rígido y flexible respectivamente. Estos modelos consideran interacción suelo-estructura.

Modelo	Período (seg.)
3	0.6034
4	0.6069

*Tabla 6.1 Periodos obtenidos para los modelos 3 y 4*

Como se puede apreciar, el valor de ambos periodos es muy similar, teniendo un valor ligeramente mayor en el modelo de diafragma flexible, lo cual podría llevar a pensar que los desplazamientos en ambos modelos pudieran ser similares, sin embargo como se discutirá en el análisis de desplazamientos, esto no fue así.

### 6.2.2 Desplazamientos

Uno de los resultados de mayor interés en cuanto a desplazamiento, es el del nivel de azotea para ambos modelos. Para el modelo de diafragma flexible (modelo 4), se calcularon los desplazamientos de tres nodos maestros, mientras que para el modelo rígido el de un solo nodo maestro. Los resultados obtenidos del análisis se presentan en las tablas 6.2. y 6.3. En ellas se calcula y verifica que la relación existente entre desplazamiento máximo de azotea y la altura total de la estructura "H", afectado por el factor de comportamiento sísmico "Q", no exceda el valor máximo permisible que estipula el RCDF.

Nodo	$dX^*Q$	$dX^*Q/H$	$dY^*Q$	$dY^*Q/H$
1	4.640	0.0022398	1.9802	0.0009557
2	4.674	0.0022560	2.8678	0.0013841
3	4.645	0.0022418	1.9790	0.0009553

*Tabla 6.2 Desplazamientos (cm) de azotea para el modelo 4*

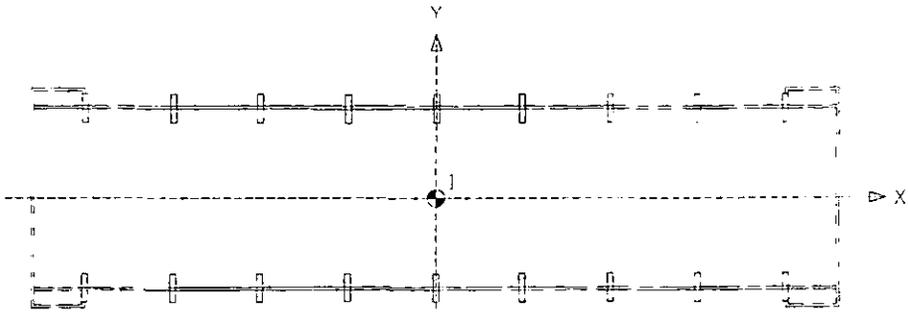
Nodo	$dX^*Q$	$dX^*Q/H$	$dY^*Q$	$dY^*Q/H$
1	4.64	0.00224	1.9379	.00094

*Tabla 6.3 Desplazamientos (cm) de azotea para el modelo 3*

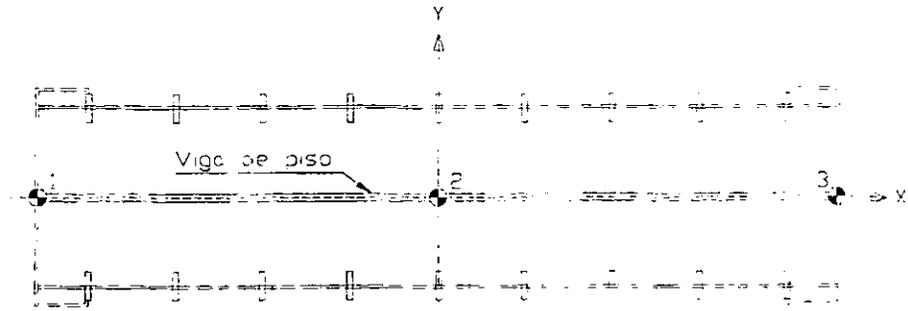
Como puede observarse, para ambos modelos los desplazamientos en dirección del eje "X" fueron similares para ambos modelos, sin embargo en dirección del eje

“Y”, que es la dirección crítica del análisis, los desplazamientos fueron mayores en el nodo 2 del diafragma flexible, en comparación con los nodos maestros 1 y 3 de este mismo modelo, los cuales son parecidos entre ellos, así mismo estos desplazamientos del nodo 2 fueron mayores que los del nodo maestro del modelo de diafragma rígido. Lo cual hace evidente la existencia del fenómeno de flexibilidad de piso en plantas alargadas. En las figuras 6.2 y 6.3 se muestra la ubicación de los nodos maestros de piso para el modelo de diafragma rígido y el modelo de diafragma flexible.

Así mismo se evaluaron los desplazamientos de todos los entrepisos, y se verificó que la relación de desplazamientos relativos entre alturas de entrepiso no excediera el valor máximo permisible de  $0.012 H$  que estipula el RCDF, afectado por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ . Las tablas 6.4 y 6.5 muestran los resultados obtenidos en ambos modelos.



**Fig. 6.2** Nodo maestro de piso del modelo de diafragma rígido



**Fig. 6.3** Nodos maestros de piso del modelo de diafragma flexible

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

ENTREPISO	NODO	DX (N) cm	DX (N-1) cm	DY (N) cm	DY (N-1) cm	H cm	DIST. X	(DIST X) x Q	DIST. Y	(DIST Y) x Q
7 Y 6	1	2.9009	2.5842	1.2112	1.1621	296	0.00107	0.00171	0.00017	0.00027
6 Y 5	1	2.5842	2.2397	1.1621	1.1151	296	0.00116	0.00186	0.00016	0.00025
5 Y 4	1	2.2397	1.8789	1.1151	1.0644	296	0.00122	0.00195	0.00017	0.00027
4 Y 3	1	1.8789	1.5299	1.0644	1.0050	296	0.00118	0.00189	0.00020	0.00032
3 Y 2	1	1.5299	1.1952	1.0050	0.9360	296	0.00113	0.00181	0.00023	0.00037
2 Y 1	1	1.1952	0.9026	0.9360	0.8536	296	0.00099	0.00158	0.00028	0.00045
1 Y 0	1	0.9026	0.0000	0.8536	0.0000	296	0.00305	0.00488	0.00288	0.00461

*Tabla 6.4 Desplazamientos relativos del modelo 3*

ENTREPISO	NODOS	DX (N) cm	DX (N-1) cm	DY (N) cm	DY (N-1) cm	H cm	DIST. X	(DIST X) x Q	DIST. Y	(DIST Y) x Q
7 Y 6	1	2.9005	2.5824	1.2376	1.1727	296	0.00107	0.00172	0.00022	0.00035
	2	2.9215	2.6447	1.7924	1.6801	296	0.00094	0.00150	0.00038	0.00061
	3	2.9031	2.5831	1.2371	1.1727	296	0.00108	0.00173	0.00022	0.00035
6 Y 5	1	2.5824	2.2382	1.1727	1.1113	296	0.00116	0.00186	0.00021	0.00033
	2	2.6447	2.2944	1.6801	1.5315	296	0.00118	0.00189	0.00050	0.00080
	3	2.5831	2.2382	1.1727	1.1116	296	0.00117	0.00186	0.00021	0.00033
5 Y 4	1	2.2382	1.8793	1.1113	1.0466	296	0.00121	0.00194	0.00022	0.00035
	2	2.2944	1.9061	1.5315	1.3534	296	0.00131	0.00210	0.00060	0.00096
	3	2.2382	1.8781	1.1116	1.0467	296	0.00122	0.00195	0.00022	0.00035
4 Y 3	1	1.8793	1.5279	1.0466	0.9790	296	0.00119	0.00190	0.00023	0.00037
	2	1.9061	1.5721	1.3534	1.1640	296	0.00113	0.00181	0.00064	0.00102
	3	1.8781	1.5274	1.0467	0.9789	296	0.00118	0.00190	0.00023	0.00037
3 Y 2	1	1.5279	1.1942	0.9790	0.9097	296	0.00113	0.00180	0.00023	0.00037
	2	1.5721	1.2263	1.1640	0.9792	296	0.00117	0.00187	0.00062	0.00100
	3	1.5274	1.1939	0.9789	0.9097	296	0.00113	0.00180	0.00023	0.00037
2 Y 1	1	1.1942	0.9024	0.9097	0.8322	296	0.00099	0.00158	0.00026	0.00042
	2	1.2263	0.9156	0.9792	0.8233	296	0.00105	0.00168	0.00053	0.00084
	3	1.1939	0.9022	0.9097	0.8322	296	0.00099	0.00158	0.00026	0.00042
1 Y 0	1	0.9024	0.0000	0.8322	0.0000	296	0.00305	0.00488	0.00281	0.00450
	2	0.9156	0.0000	0.8233	0.0000	296	0.00309	0.00495	0.00278	0.00445
	3	0.9022	0.0000	0.8322	0.0000	296	0.00305	0.00488	0.00281	0.00450

*Tabla 6.5 Desplazamientos relativos del modelo 4*

Donde:

- DX (N) = Desplazamiento en X del nivel superior (cm)
- DX (N-1) = Desplazamiento en X del nivel inferior inmediato (cm)
- H = Altura de entrepiso (cm)
- DIST. X =  $(DX(N) - DX(N-1))/H$
- (DIST X) x Q =  $((DX(N) - DX(N-1))/H) \cdot Q$

Se utiliza la misma nomenclatura de variables para los resultados en el eje Y

De las tablas de resultados puede observarse que para ambos modelos, todos los desplazamientos de entrepiso cumplen con lo estipulado en el RCDF.

**6.2.3 Elementos mecánicos**

Dada la distribución en planta de las columnas, y los elementos mecánicos que se presentaron se observó que las columnas más representativas del comportamiento sísmico de ambos modelos fueron las columnas, 3,11,16 y 24 que corresponden a columnas ubicadas en los extremos, pero desligadas de los muros y la 7 y 20 que son columnas centrales, ver figura 6.1.

En las tablas 6.6 y 6.7 se presentan los elementos mecánicos para las columnas antes mencionadas, se da la información de momentos torsionantes, momentos flexionantes, cortantes y cargas axiales, para los modelos 3 y 4.

COL. #	M <sub>ZZ</sub>	M <sub>XX</sub>		FUERZA AXIAL	M <sub>YY</sub>		FUERZA CORTANTE	
		M <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>		M <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>	V <sub>Y</sub>	V <sub>X</sub>
		T-CM	T-CM		T-CM	T-CM	T	T
3	18.70	5760.70	10704.00	330.47	1179.60	2109.50	46.85	11.10
7	0.02	4546.40	9284.80	1.49	986.56	2113.20	16.22	10.46
11	18.72	5746.60	10702.00	331.92	1177.20	2105.70	46.81	11.08
16	18.70	5761.70	10703.00	332.06	1178.30	2107.30	46.84	11.09
20	0.02	4546.40	9284.80	1.49	986.51	2113.20	16.22	10.46
24	18.72	5761.60	10702.00	332.14	1179.10	2107.90	46.84	11.09

*Tabla 6.6 Elementos mecánicos del modelo 4*

COL. #	M <sub>ZZ</sub>	M <sub>XX</sub>		FUERZA AXIAL	M <sub>YY</sub>		FUERZA CORTANTE	
		M <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>		M <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>	V <sub>Y</sub>	V <sub>X</sub>
		T-CM	T-CM		T-CM	T-CM	T	T
3	0.0055	5665.20	8956.50	334.13	1170.70	2110.10	40.30	11.08
7	0.0055	471.03	8721.20	0.77	930.49	1995.60	27.90	9.88
11	0.0055	5673.00	8955.80	335.53	1171.50	2110.50	40.32	11.08
16	0.0055	5679.50	8956.20	335.69	1171.60	2110.60	40.33	11.08
20	0.0055	471.03	8721.20	0.77	930.49	1995.60	27.90	9.88
24	0.0055	5677.20	8955.90	335.83	1171.70	2110.60	40.33	11.08

*Tabla 6.7 Elementos mecánicos del modelo 3*

Donde:

- M<sub>ZZ</sub> = Momento torsionante
- M<sub>XX</sub> = Momento flexionante respecto al eje X
- M<sub>YY</sub> = Momento flexionante respecto al eje Y
- M<sub>A</sub> = Momento en el extremo inferior
- M<sub>B</sub> = Momento en el extremo superior
- V<sub>X</sub> = Cortante en el eje X
- V<sub>Y</sub> = Cortante en el eje Y

A continuación se comenta lo observado en los resultados obtenidos en ambos modelos:

### a) Momento Torsionante

- En el modelo 4, el momento torsionante máximo se presentó en las columnas 3, 11, 16 y 24 con un valor de 18.7 T-cm, y los mínimos se presentaron en las columnas 7 y 20 con un valor de 0.023 T-cm. Se observa una simetría en los momentos torsionantes con respecto a un eje que pasa por las columnas 7 y 20, paralelo al eje Y.
- Con respecto al modelo 3, los momentos torsionantes se presentaron iguales en todas sus columnas y tienen un valor de 0.00546 T-cm.
- De los modelos anteriormente analizados, se observa que la relación existente entre los momentos torsionantes es la siguiente, en el modelo 4 se presentó un momento torsionante mínimo de 0.023 T-cm, que es aproximadamente 4 veces mayor respecto al del modelo 3 cuyo valor es de 0.00546 T-cm. Comparando el momento máximo del modelo 4 de 18.7 T-cm, con el modelo 3 de 0.00546 T-cm, es evidente que se cometería un grave error al diseñar la columna bajo la hipótesis de diafragma rígido, siendo que el momento que pudiera presentarse tiene una magnitud importante.

### b) Momento flexionante

Dado que la dirección en la cual los desplazamientos resultaron mayores fue la dirección paralela al eje Y, se decidió analizar los momentos flexionantes de las columnas con respecto a su eje mayor X, en su extremo superior. Se eligió analizar los momentos superiores dado que por la condición de empotramiento con la cimentación de los extremos inferiores de las columnas, estos no revelan valores relevantes.

- Para el modelo 4, los mayores valores de momento se presentaron en las columnas 3, 11, 16 y 24, (5760 T-cm), esto es debido a la cercanía de estas columnas con los muros rigidizantes cabeceros, disminuyendo drásticamente en las columnas inmediatas; posteriormente el valor de los momentos aumenta paulatinamente conforme se aproximan a las columnas centrales de la estructura, teniendo un valor máximo relativo en las columnas 7 y 20 (4550 T-cm). A pesar de que las columnas 3, 11, 16 y 24 tienen los mayores momentos flexionantes (un 26.6% mayores que en las columnas centrales), su desplazamiento en la dirección del eje Y es menor debido a que se encuentran adyacentes a las zonas de mayor rigidez de la estructura.

- Para el modelo 3, se conserva la tendencia de valores máximos en las columnas adyacentes a los muros, columnas 3,11, 16 y 24, (con un valor de 5670 T-cm); mientras que para las columnas restantes el momento fue de 471 T-cm.
- En ambos modelos el momento flexionante máximo se presentó en las columnas 3, 11, 16 y 24, con valores parecidos. Resulta de mayor interés los valores que se presentaron en las columnas 7 y 20 de los dos modelos, donde el modelo 4 presenta un valor aproximadamente 10 veces mayor en comparación con el modelo 3, lo cual denota la importancia de modelar estructuras considerando la flexibilidad de piso. Todas las columnas restantes del modelo 4 rebasaron en por lo menos 5 veces el valor de las columnas respectivas del modelo 3.

### c) Fuerza cortante

En base a la misma consideración que se describió en el análisis de momentos flexionantes, se tomaron en cuenta los cortantes en dirección del eje Y dado que los desplazamientos resultaron mayores en esa dirección. Así mismo los mayores valores de cortante son consecuencia de los mayores valores de momentos flexionantes.

- Para el modelo de diafragma flexible, el máximo valor de cortante se presentó en las columnas 3,11,16 y 24 (46.8 ton), debido a su proximidad con los muros cabeceros de cortante, en el resto de las columnas se presentó una fuerza cortante de magnitud similar (en promedio 17 ton).
- Para el modelo de diafragma rígido, igualmente se presentaron los máximos valores en las cuatro columnas adyacentes a los muros (40.3 ton) y en el resto de las columnas se presentaron magnitudes idénticas (27.9 ton).
- Comparando los valores máximos de cortante de ambos modelos, se tiene que los valores del modelo flexible superan en un 16% los valores del modelo rígido, en las columnas 3,11,16 y 24, mientras que en las columnas centrales de la estructura los valores de cortante del modelo 3, superaran por 72 % los valores obtenidos del modelo 4 para las mismas columnas.

De los análisis realizados, resulta evidente que, para estructuras de planta alargada, es incorrecto realizar un análisis bajo la hipótesis de diafragma rígido, aun cuando la diferencia en desplazamientos no es muy significativa, los elementos mecánicos si se ven seriamente afectados.

**6.3 COMPARACIÓN ENTRE MODELOS CON DIAFRAGMA FLEXIBLE, UNO EMPOTRADO EN SU BASE Y EL OTRO CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

**6.3.1 Periodo fundamental**

En la tabla 6.8 se presentan los resultados obtenidos de los periodos fundamentales, para los modelos 2 y 4 correspondientes al modelo empotrado en su base y con interacción suelo-estructura respectivamente, ambos con sistema de piso flexible.

Modelo	Periodo (seg.)
2	0.4356
4	0.6069

*Tabla 6.8 Periodos obtenidos para los modelos 2 y 4*

De la tabla 6.8 se observa que el periodo fundamental del modelo 4 (interacción suelo estructura), supera en un 39.3% el periodo fundamental del modelo 2 (empotrado en su base), lo que representa que la interacción del suelo con la estructura si impacta en la respuesta estructural del edificio.

**6.3.2 Desplazamientos**

Como se mencionó en el capítulo 6.2.2, un resultado de interés en cuanto a desplazamiento es el del nivel de azotea para ambos modelos. Por lo tanto se calcularon los desplazamientos de tres nodos maestros, y los resultados obtenidos del análisis se presentan en las tablas 6.2. y 6.9. En ellas se calcula y verifica que la relación existente entre desplazamiento máximo de azotea y la altura total de la estructura "H", afectado por el factor de comportamiento sísmico "Q", no exceda el valor máximo permisible que estipula el RCDF.

Nodo	$dX \cdot Q$	$dX \cdot Q/H$	$dY \cdot Q$	$dY \cdot Q/H$
1	2.427	0.001171	0.5140	0.000248
2	2.478	0.001196	1.3917	0.000672
3	2.430	0.001173	0.5130	0.000248

*Tabla 6.9 Desplazamientos (cm) de azotea para el modelo 2*

Se observa que los desplazamientos en el eje X del modelo 4 que considera interacción suelo estructura, son aproximadamente mayores en un 90 % que los desplazamientos del modelo 2, empotrado en su base. Comparando los desplazamientos dirección de Y, se tiene que estos son aproximadamente 4 veces mayores en el modelo 4 con respecto al modelo 2, esto se presenta en los nodos maestros 1 y 3; para el desplazamiento del nodo 2 (nodo central) el desplazamiento del modelo 4 es 2 veces mayor al desplazamiento obtenido en el modelo 2. Se verificó que la relación entre el desplazamiento máximo de azotea

## ANÁLISIS DE RESULTADOS

entre la altura total de la estructura, afectada por el factor de comportamiento sísmico Q, no excedió el valor de 0.012 estipulado en el RCDF.

De igual forma como en el inciso 6.2.2 se calcularon y verificaron los desplazamientos relativos de entrepiso y se comprobó que no excedieran el valor que estipula el RCDF.

La tabla 6.10 muestra los resultados obtenidos para el modelo 2. Los resultados para el modelo 4 se muestran en la tabla 6.5.

ENTREPISO	NODOS	DX (N) cm	DX (N-1) cm	DY (N) cm	DY (N-1) cm	H cm	DIST. X	(DIST X) x Q	DIST. Y	(DIST Y) x Q
7 Y 6	1	1.5168	1.2930	0.3212	0.2664	296	0.00076	0.00121	0.00019	0.00030
	2	1.5490	1.3546	0.8698	0.7506	296	0.00066	0.00105	0.00040	0.00064
	3	1.5188	1.2935	0.3208	0.2667	296	0.00076	0.00122	0.00018	0.00029
6 Y 5	1	1.2930	1.0473	0.2664	0.2162	296	0.00083	0.00133	0.00017	0.00027
	2	1.3546	1.0995	0.7506	0.5875	296	0.00086	0.00138	0.00055	0.00088
	3	1.2935	1.0473	0.2667	0.2164	296	0.00083	0.00133	0.00017	0.00027
5 Y 4	1	1.0473	0.7902	0.2162	0.1654	296	0.00087	0.00139	0.00017	0.00027
	2	1.0995	0.8159	0.5875	0.4127	296	0.00096	0.00153	0.00059	0.00094
	3	1.0473	0.7894	0.2164	0.1650	296	0.00087	0.00139	0.00017	0.00028
4 Y 3	1	0.7902	0.5417	0.1654	0.1151	296	0.00084	0.00134	0.00017	0.00027
	2	0.8159	0.5753	0.4127	0.2677	296	0.00081	0.00130	0.00049	0.00078
	3	0.7894	0.5413	0.1650	0.1151	296	0.00084	0.00134	0.00017	0.00027
3 Y 2	1	0.5417	0.3116	0.1151	0.0685	296	0.00078	0.00124	0.00016	0.00025
	2	0.5753	0.3311	0.2677	0.1373	296	0.00083	0.00132	0.00044	0.00070
	3	0.5413	0.3113	0.1151	0.0685	296	0.00078	0.00124	0.00016	0.00025
2 Y 1	1	0.3116	0.1184	0.0685	0.0268	296	0.00065	0.00104	0.00014	0.00023
	2	0.3311	0.1248	0.1373	0.0400	296	0.00070	0.00112	0.00033	0.00053
	3	0.3113	0.1183	0.0685	0.0268	296	0.00065	0.00104	0.00014	0.00023
1 Y 0	1	0.1184	0.0000	0.0268	0.0000	296	0.00040	0.00064	0.00009	0.00014
	2	0.1248	0.0000	0.0400	0.0000	296	0.00042	0.00067	0.00014	0.00022
	3	0.1183	0.0000	0.0268	0.0000	296	0.00040	0.00064	0.00009	0.00014

**Tabla 6.10** Desplazamientos relativos del modelo 2

### 6.3.3 Elementos mecánicos

Se observó que las columnas más representativas del comportamiento sísmico de ambos modelos fueron las columnas, 3,11,16 y 24 que son columnas ubicadas en los extremos, y las columnas 7 y 20 que son columnas centrales.

COL. #	M <sub>ZZ</sub>	M <sub>XX</sub>		FUERZA AXIAL	M <sub>YY</sub>		FUERZA CORTANTE	
		M <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>		M <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>	V <sub>Y</sub>	V <sub>X</sub>
		T-CM	T-CM		T-CM	T-CM	T	T
3	7.99	4256.50	3850.60	299.32	660.62	1215.70	20.72	6.33
7	0.04	3307.40	4862.30	1.20	486.53	1177.80	6.14	5.61
11	7.96	4235.90	3849.00	300.16	658.52	1213.00	20.62	6.32
16	7.99	4244.40	3846.60	300.27	659.24	1214.10	20.63	6.32
20	0.04	3307.40	4862.30	1.20	486.48	1177.70	6.14	5.61
24	7.96	4247.10	3850.50	300.29	659.71	1214.40	20.68	6.33

*Tabla 6.11 Elementos mecánicos del modelo 2*

a) Momento torsionante.

- En ambos modelos los mayores valores de momento se presentaron en las columnas 3,11,16 y 24. Los mínimos valores se presentaron en columnas centrales 7 y 20.
- La magnitud del momento en todas las columnas del modelo 4 es aproximadamente el doble de los valores de momento en las columnas del modelo 2.

b) Momento flexionante

Dado que la dirección en la cual los desplazamientos resultaron mayores fue la dirección paralela al eje Y, entonces se analizaron los momentos flexionantes de las columnas con respecto a su eje mayor X, en su extremo superior.

- Los valores máximos se presentaron en las columnas que se encuentran próximas a los muros cabecera (3,11,16 y 24); sin embargo los valores de las columnas 7 y 20 fueron otros valores máximos relativos, de mayor interés por el tipo de desplazamiento que interesa.
- Comparando ambos modelos se tiene que las columnas centrales del modelo 4 (interacción suelo-estructura) son mayores en un 38% que las del modelo 2 (empotramiento en la base).

c) Fuerza cortante

Para éste análisis nuevamente se tomaron en cuenta los cortantes en dirección del eje Y dado que los desplazamientos resultaron mayores en esa dirección.

- Los valores máximos se presentaron en las columnas 3,11,16 y 24, para ambos casos.
- Se observa que para todas las columnas los valores de fuerza cortante en el modelo 4 fueron aproximadamente 2.5 veces mayores a los del modelo 2.

**6.4 COMPARACIÓN ENTRE EL MODELO DE DIAFRAGMA FLEXIBLE CONSIDERANDO INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA Y EL MODELO DE DIAFRAGMA RÍGIDO, CON EMPOTRAMIENTO EN SU BASE**

Mediante la comparación del modelo de diafragma flexible que considera interacción suelo-estructura y el modelo de diafragma rígido empotrado en su base, se pretende evaluar el comportamiento estructural del edificio involucrando las dos variables críticas en cuanto al modelado estructural propuestas para fines de este trabajo.

**6.4.1 Periodo fundamental**

En la tabla 6.12 se presentan los resultados obtenidos de los periodos fundamentales, para los modelos 1 y 4 correspondientes al modelo de diafragma rígido empotrado en su base y al modelo de diafragma flexible con interacción suelo-estructura respectivamente.

Modelo	Periodo (seg.)
1	0.4307
4	0.6069

*Tabla 6.12 Periodos obtenidos para los modelos 1 y 4*

El periodo fundamental del modelo 4, es mayor en un 41% el periodo fundamental del modelo 2 (empotrado en su base), lo que representa que el diafragma flexible y la interacción del suelo con la estructura si impactan en la respuesta estructural del edificio.

**6.4.2 Desplazamientos**

Se calcularon los desplazamientos de azotea para cada modelo, los resultados obtenidos del análisis se presentan en las tablas 6.2. y 6.13. En ellas se calcula y verifica que la relación existente entre desplazamiento máximo de azotea y la altura total de la estructura "H", afectado por el factor de comportamiento sísmico "Q", no exceda el valor máximo permisible que estipula el RCDF.

Nodo	$dX \cdot Q$	$dX \cdot Q / H$	$dY \cdot Q$	$dY \cdot Q / H$
1	2.428	0.0012	0.4051	0.0002

*Tabla 6.13 Desplazamientos (cm) de azotea para el modelo 1*

Comparando las tablas 6.2 y 6.13 se tiene que el desplazamiento en X del modelo 4 es aproximadamente el doble que en el modelo 1, respecto a los desplazamientos en Y, el desplazamiento del nodo central en el modelo 4 fue 7 veces mayor que el desplazamiento del nodo maestro del modelo 1. Tal diferencia

en desplazamientos muestra la diferencia que existe entre considerar o no diafragma flexible e interacción suelo estructura.

Se calcularon y evaluaron los desplazamientos relativos de entrepiso y se observo que ninguno excedió el valor máximo permisible de 0.012 H que dicta el reglamento. En la tabla 6.14 se muestran los valores para el modelo 1.

ENTREPISO	NODO	DX (N) cm	DX (N-1) cm	DY (N) cm	DY (N-1) cm	H cm	DIST. X	(DIST X) x Q	DIST. Y	(DIST Y) x Q
7 Y 6	1	1.5175	1.2943	0.2532	0.2147	296	0.00075	0.00121	0.00013	0.00021
6 Y 5	1	1.2943	1.0481	0.2147	0.1785	296	0.00083	0.00133	0.00012	0.00020
5 Y 4	1	1.0481	0.7896	0.1785	0.1402	296	0.00087	0.00140	0.00013	0.00021
4 Y 3	1	0.7896	0.5426	0.1402	0.0995	296	0.00083	0.00134	0.00014	0.00022
3 Y 2	1	0.5426	0.3116	0.0995	0.0586	296	0.00078	0.00125	0.00014	0.00022
2 Y 1	1	0.3116	0.1183	0.0586	0.0211	296	0.00065	0.00104	0.00013	0.00020
1 Y 0	1	0.1183	0.0000	0.0211	0.0000	296	0.00040	0.00064	0.00007	0.00011

*Tabla 6.14 Desplazamientos relativos del modelo 1*

**6.4.3 Elementos mecánicos**

A continuación se analizaran los valores de los elementos mecánicos en las columnas 3, 7, 11, 16, 20 y 24 que como se ha observado en los análisis anteriores, son las columnas más representativas para el estudio comparativo de modelos, que en este caso son los modelos que contemplan las dos variantes estructurales importantes en este trabajo, que son la flexibilidad de piso y la interacción suelo estructura.

COL. #	M <sub>ZZ</sub>	M <sub>XX</sub>		FUERZA AXIAL	M <sub>YY</sub>		FUERZA CORTANTE	
		M <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>		M <sub>B</sub>	M <sub>A</sub>	V <sub>Y</sub>	V <sub>X</sub>
		T-CM	T-CM		T	T-CM	T-CM	T
3	0.0107	4226.40	2895.90	300.02	657.36	1212.10	18.90	6.31
7	0.0107	862.40	2703.60	0.48	462.26	1118.70	6.29	5.34
11	0.0107	4224.40	2895.70	300.81	657.40	1212.10	18.89	6.31
16	0.0107	4226.00	2894.10	300.96	657.41	1212.20	18.88	6.31
20	0.0107	862.40	2703.60	0.48	462.31	1118.80	6.29	5.34
24	0.0107	4225.00	2895.40	300.98	657.43	1212.20	18.89	6.31

*Tabla 6.15 Elementos mecánicos del modelo 1*

a) Momento torsionante.

- Los valores de momento en el modelo 1 podrían considerarse en dado caso como nulos con un valor de 0.0107 T-cm, sin embargo comparándolos con los del modelo 4 se obtuvieron momentos máximos de 18.72 T-cm. Se considera la diferencia bastante significativa.

b) Momento flexionante

- En el modelo 4 los máximos valores se presentaron en las columnas 3,11,16 y 24 (5761.7 T-cm) y en las columnas 7 y 20 (4546.4 T-cm).
- En el modelo 1 los momentos máximos se presentaron en las mismas columnas mencionadas, con un valor de 4226.4 T-cm, en tanto que en las columnas centrales 7 y 20 se obtuvo un momento de 862.4 T-cm.
- Se puede apreciar que en cuanto a las columnas más esforzadas los valores del modelo 4 superan por un 36% a las del modelo 1, sin embargo para las columnas 7 y 20 la diferencia se hace mucho más notable pues los valores del modelo 4 son 5 veces mayores que los del modelo 1.

c) Fuerza cortante

Los valores máximos de cortante se presentaron nuevamente en las columnas adyacentes al os muros. El valor máximo obtenido en el modelo 4 fue aproximadamente de 2.5 veces el valor de fuerza cortante para las mismas columnas en el modelo 1.

## **CAPITULO 7**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

La flexibilidad de piso en estructuras con características geométricas irregulares o que no satisfacen las condiciones de regularidad que establece el RCDF, es un efecto que no puede despreciarse, ya que el comportamiento esperado utilizando métodos tradicionales de análisis (hipótesis de diafragma rígido en los niveles) puede ser muy diferente al comportamiento real de una estructura.

Afortunadamente todas las edificaciones poseen en menor o mayor grado, niveles de sobrerresistencia que, muchas veces, ayudan a soportar sollicitaciones o condiciones de carga más severas que las estimadas en su diseño original.

Si observamos los resultados obtenidos del análisis de los modelos que consideran y no la flexibilidad de piso, podemos concluir que el período fundamental calculado, no refleja de manera directa la diferencia en los comportamientos experimentados. Al respecto se pudo observar que para el modelo con diafragma de piso flexible, se presentan desplazamientos importantes en los nudos maestros centrales de sus niveles. Para el caso de base empotrada, estos desplazamientos fueron superiores en más de 3 veces respecto al modelo con diafragma de piso rígido. Para el caso de base flexible, los desplazamientos rebasaron en un 50% a los de diafragma rígido.

De los resultados obtenidos se encontró que es importante el efecto de interacción suelo-estructura, ya que incrementa notablemente el periodo fundamental de vibrar y los desplazamientos de los niveles. Al respecto, el periodo para los modelos con base rígida, incrementó un 40% aproximadamente, cuando se consideró base flexible

Para el caso particular de los edificios de la COCONAL, los análisis realizados indican que cumplen satisfactoriamente con los requisitos de seguridad estructural establecidos en el RCDF.

El correcto modelado de las propiedades de los sistemas de piso de un edificio cuando se considera la flexibilidad de los mismos, es un problema que requiere especial atención, ya que el comportamiento sísmico depende fuertemente de estas características.

Aún y cuando el efecto de flexibilidad de piso es un problema de flexión en un plano, que depende principalmente de las características geométricas de la planta del edificio, existen en el mercado diversos sistemas de piso que no son capaces de transmitir adecuadamente las fuerzas sísmicas a los elementos estructurales del entepiso, lo cual hace más crítico el problema. Con base en lo anterior podemos decir que el problema de flexibilidad de piso tiene que considerar estos dos aspectos: la irregularidad geométrica y la capacidad del sistema de piso para

## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

transmitir las fuerzas sísmicas. Por lo tanto, la calidad de las propiedades del sistema de piso, será fundamental para reproducir adecuadamente el comportamiento de una estructura.

Es importante comentar que el buen juicio y criterio ingenieril es parte importante del modelado de una estructura y aunque la mayoría de las edificaciones pueden estudiarse considerando que sus niveles se comportan como un diafragma infinitamente rígido, existen muchas otras en las cuales no será válida esta hipótesis. Incluso, si la capacidad del sistema de piso es pobre, podemos caer en el extremo de tener que considerar un modelo estructural en tres dimensiones (con seis grados de libertad por nudo).

---

## BIBLIOGRAFÍA

1. COMBAT (Comprehensive Building Analysis Tool), 1983, Computech Engineering Services, Inc., Berkeley, California, U.S.A.
2. Luis Arnal Simón, Max Betancourt Suárez, 1998, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", 3ra. Edición, Ed. Trillas, México.
3. Oscar González Cuevas, Francisco Robles Fernández, 1995, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Ed. Limusa, México.
4. Roberto Meli Piralla, 1985, "Diseño Estructural", Ed. Limusa, México.
5. Enrique Bazán, Roberto Meli, 1985, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Ed. Limusa, México.
6. Javier Cesín Farah, 1990, "Modelo Simplificado de Análisis Considerando la Interacción Suelo-Estructura", Tesis de Maestría (Estructuras), División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM., México.
7. Helio González Priego, 2000, "Comparación de la Respuesta Sísmica Inelástica de Edificios de Estructura Metálica de 7 y 17 Niveles Diseñados en las Zonas de Transición y Compresible del D.F.", Tesis de Maestría (Estructuras), División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
8. Le-Wu Lu, Ti Huang, Professors of Civil Engineering, Masayoshi Nakashima, 1984, "Effect of Diaphragm Flexibility on Seismic Response of Building Structures", Eighth World Conference on Earthquake Engineering. Vol. 4, San Francisco California, U.S.A.
9. Dr. Martin R. Button, Trevor E. Kelly, Dr Lindsay R. Jones, 1984., "The Influence of Diaphragm Flexibility on the Seismic Response of Buildings". Eighth World Conference on Earthquake Engineering. Vol. 4, San Francisco California, U.S.A.
10. CONVEX, "Casetones de fibra de vidrio de caras convexas", Elementos Construcción y Desarrollos, S.A. de C.V., México.
11. IMSA, "Losacero sección 4", Industrias Monterrey, S.A. de C.V., México
12. DEACERO, "Armadura para losas de vigueta y bovedilla", México.
13. SEPSA, "Losa T, Losa TT, Losa extruida", Servicios y Elementos Presforzados, S.A. de C.V., México.