

125



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO INELASTICO DE  
UN EDIFICIO A INSTRUMENTAR

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

presenta

VICTOR ROMERO ROMERO



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

MEXICO, D. F.

MAYO 1991



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

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

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

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

## INDICE

### CAPITULOS

<b>1. INTRODUCCION</b>	
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Objetivos y alcance.....	3
<b>2. DESCRIPCION DEL EDIFICIO</b>	
2.1 Ubicación y uso.....	4
2.2 Estructuración del edificio.....	4
2.3 Descripción de la cimentación.....	6
<b>3. MODELO MATEMATICO</b>	
3.1 Generalidades.....	7
3.2 Descripción de los programas de análisis.....	7
3.2.1 Programa SUPER-ETABS.....	8
3.2.2 Programa DRAIN-2D.....	9
3.3 Efecto de Interacción Suelo-Estructura.....	11
3.3.1 Interacción Suelo-Estructura según el RCDF-87.....	14
3.4 Modelo matemático elástico.....	16
3.4.1 Modelo matemático elástico incluyendo el efecto de Interacción Suelo-estructura..	18
3.5 Modelo matemático inelástico.....	24
3.5.1 Modelo matemático inelástico incluyendo el efecto de Interacción Suelo-Estructura..	28
<b>4. CORRELACION DE PROPIEDADES DINAMICAS EXPERIMENTALES Y ANALITICAS DEL EDIFICIO</b>	
4.1 Generalidades.....	31
4.2 Vibración ambiental.....	32

4.3	Características dinámicas experimentales.....	33
4.4	Características dinámicas analíticas.....	34
4.5	Comentarios.....	36
<b>5.</b>	<b>ANALISIS INELASTICO</b>	
5.1	Generalidades.....	37
5.2	Características del sismo de análisis.....	39
5.3	Consideraciones en el modelo.....	41
5.4	Análisis de la respuesta.....	42
5.4.1	Desplazamientos.....	42
5.4.2	Cortantes.....	43
5.4.3	Momentos de volteo.....	44
5.4.4	Daño.....	44
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>47</b>
	<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	<b>49</b>
	<b>REFERENCIAS.....</b>	<b>50</b>
	<b>TABLAS Y FIGURAS.....</b>	<b>53</b>

## CAPITULO 1

### INTRODUCCION

#### 1.1 Antecedentes

El estudio de los fenómenos naturales siempre esta basado en hipótesis con las que se pretende sintetizar, de alguna forma, la enorme cantidad de variables que intervienen en un fenómeno cualquiera. El grado de precisión que se logra a través de estas hipótesis solamente puede ser determinado mediante la comparación entre la idealización matemática y la comprobación experimental de dichos fenómenos.

Dentro del estudio del comportamiento de las estructuras en Ingeniería Civil, se ha observado la importancia de comparar las hipótesis y consideraciones que se plantean en un análisis teórico con los resultados experimentales obtenidos directamente de estructuras reales. Como resultado de esta comparación se ha logrado avanzar en aquellas áreas donde aún se tienen incertidumbres; tal es el caso del comportamiento de los materiales, la heterogeneidad de los mismos y la influencia del suelo en el comportamiento de la estructura.

Uno de los métodos utilizados en la comprobación experimental es la metodología denominada vibración ambiental, mediante la cual es posible conocer las propiedades dinámicas de una estructura, con las que se realiza la correlación entre la estructura real y el modelo matemático. Gracias a estos estudios se ha determinado la importancia con la que participan los diferentes tipos de elementos estructurales en la respuesta global, además de que se cuenta con parámetros para determinar la influencia que

tienen los suelos flexibles en el comportamiento de las estructuras, a lo que se ha denominado efecto de interacción suelo-estructura.

Durante la acción severa de un sismo el factor de daño en las estructuras se encuentra en función de los altos niveles de energía cinética absorbida por éstas, por lo que resulta antieconómico diseñarlas para que resistan sin daño alguno una excitación de tal magnitud. Es por eso que durante un sismo severo, todas las construcciones para que tengan un buen comportamiento e incluso para evitar el colapso, dependen de la ductilidad de sus elementos estructurales. Dentro de este comportamiento los efectos que se provocan difieren radicalmente de aquellos que se presentarían si la estructura no sufriera daño, además de que la estructura cambia sus propiedades debido al deterioro que sufre.

Una vez más surge la necesidad de conocer cuales son las características de la respuesta real que se presenta ante un sismo, para compararla con aquella que se obtiene analíticamente de un modelo matemático. Es por esto que se considera importante contar con instrumentación permanente en edificios para registrar los efectos que se producirían en una estructura durante un sismo.

## 2.2 Objetivos y alcance

En este trabajo se estudia el comportamiento de un edificio de 14 niveles sometido al sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación de SCT. Los principales objetivos de este estudio son:

1.- Se realizará la correlación de las propiedades dinámicas del edificio obtenidas experimentalmente con respecto a las del modelo matemático planteado, estudiándose la influencia que tiene para este caso el efecto de interacción suelo-estructura.

2.- Se analizará la respuesta de la estructura en relación a los efectos más importantes que se producen en la misma: desplazamientos, cortantes en la base, momentos de volteo y formación de articulaciones plásticas, con el fin de determinar la factibilidad de instrumentarlo en forma permanente.

## CAPITULO 2

### DESCRIPCION DEL EDIFICIO

#### 2.1 Ubicación y uso

La estructura se encuentra ubicada en la Av. Jalapa No. 15 en la colonia Roma, fig 1 . Presenta colindancia con casas habitación de pocos niveles de altura, tanto en los extremos longitudinales de la construcción como en la parte posterior.

El edificio fue reestructurado a raíz de los sismos de septiembre de 1985. Consta de 14 niveles, incluyendo el sótano, de los cuales los cuatro primeros son para uso de estacionamientos y los siguientes diez están ocupados por oficinas; en la azotea hay un apéndice donde se aloja la maquinaria para los elevadores.

#### 2.2 Estructuración del edificio

La propiedad se compone de dos edificios que se encuentran separados por medio de una junta constructiva de 15 cm que evita la interacción entre ambos. El edificio que se analiza es el principal, ya que el segundo es de sólo dos niveles y su uso es para estacionamientos únicamente. Es una construcción de forma rectangular en planta y de estructuración uniforme, con pocas variaciones de nivel a nivel, por lo que cumple satisfactoriamente con las condiciones de regularidad especificadas es las Normas Técnicas Complementarias para Sismo [1]. Las dimensiones en planta son de 19.6 por 32 m, como lo muestra la fig 2. Las alturas de entrepiso son de 3.15 m y un corte longitudinal del edificio se ilustra en la fig 3.



El edificio es de concreto reforzado, estructurado a base de marcos formados por columnas y losa reticular como sistema de piso. Cuenta con muros de mampostería y de concreto en una sola dirección.

La estructura esta formada por 10 marcos ortogonales, cuyos ejes se distinguen con un número en la dirección longitudinal y con una letra en la transversal. Cuenta con tres plantas tipo; la primera de ellas es la que se encuentra en la cimentación, fig 2; la segunda es de la planta baja y los estacionamientos así como el primer nivel de oficinas, fig 4; y la tercera del segundo nivel de oficinas en adelante, fig 5.

El sistema de piso en todo el edificio es de losa reticular compuesta por casetones y nervaduras, con un espesor total de 45 cm y 5 cm de capa de compresión. Las resistencias nominales de los materiales utilizados son de  $250 \text{ kg/cm}^2$  para la resistencia a la compresión del concreto y de  $6000 \text{ kg/cm}^2$  para el límite elástico del acero de refuerzo. El armado se encuentra distribuido a todo lo largo de las nervaduras, tanto en el lecho superior como en el inferior, unido por medio de estribos a cada 40 cm, como se ilustra en la fig 6.

El edificio cuenta con rampas de concreto armado que sirven de comunicación entre los niveles de estacionamientos y con pretilas en la fachada frontal de los mismos.

Este edificio fue reestructurado por los daños que sufrió durante los sismos de 1985, pero desafortunadamente no se pudo contar con los planos de dicha reestructuración, por lo que se tuvo que realizar una inspección enfocada a definir los cambios en las secciones con respecto a las de los planos originales, encontrándose como variaciones principales la presencia de muros de concreto en la dirección longitudinal

ubicados en las crujiás extremas de los marcos 1 y 4, además de que a las columnas de los marcos 2 y 3 en los ejes B,C,D y E se les aumentó la sección.

### 2.3 Descripción de la cimentación

El tipo de cimentación es característica de los edificios altos de la ciudad de México, ya que es una cimentación profunda compuesta por un cajón de 3.3 m de profundidad y pilotes de fricción repartidos uniformemente en el área de la misma. Los pilotes son de concreto armado ligados a la losa a base de dados de concreto y acero transversal, con sección triangular de 60 cm de lado y de 28 m de longitud, que trabajan conjuntamente de forma entrelazada con pilotes de sección cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, siendo un total de 54 pilotes de sección triangular y 10 de sección rectangular. El suelo es arcilloso de alta compresibilidad, con un espesor aproximado de 40 m y se clasifica dentro de la zona III según las NTC para cimentaciones [2].

## CAPITULO 3

### MODELO MATEMATICO

#### 3.1 Generalidades

El criterio de modelación es un factor al que se debe de poner especial atención, ya que el valor de los resultados de un análisis depende de las hipótesis y consideraciones que se establezcan en el modelo matemático de la estructura y de las sollicitaciones a las que sea sometida.

En la elaboración del modelo matemático deben de tomarse en cuenta aquellos elementos que desempeñan las funciones estructurales principales y eliminar aquellos elementos secundarios que no intervengan significativamente en la respuesta de la estructura. La selección de estos elementos es complicada, ya que las construcciones son sistemas complejos en los que interactúan diversos componentes que, de una u otra forma, contribuyen en la respuesta de la estructura.

#### 3.2 Descripción de los programas de análisis

La evolución de la computación ha sido de gran importancia en el desarrollo de el análisis estructural, por lo que ahora es posible realizar con rapidez y exactitud los procesos numéricos para resolver problemas matemáticos. Utilizando esta herramienta se han creado diversos programas de análisis enfocados a diferentes campos, con los que es posible estudiar una estructura desde perspectivas diferentes.

En el presente trabajo se usaron dos paquetes de análisis; uno es el programa SUPER-ETABS [3], que realiza análisis de

tipo elástico y el otro el DRAIN-2D [4], de tipo inelástico. Las características más importantes de ambos programas se explican a continuación.

### 3.2.1 Programa SUPER-ETABS

Este programa tiene la capacidad de realizar análisis estáticos y/o dinámicos, en donde la solución del problema es llevada a cabo por la idealización del edificio como un sistema de subestructuras a base de marcos y muros de cortante interconectados por diafragmas de piso, los cuales se consideran infinitamente rígidos en su plano.

El SUPER-ETABS tiene la capacidad de realizar diversos tipos de análisis, admitiendo tres grados de libertad por diafragma; obteniendo así desplazamientos y giros por nivel, cortantes de entrepiso y momentos de volteo acumulados por nivel, teniendo en cuenta los efectos P- $\Delta$ .

El programa puede considerar en el análisis los siguientes elementos:

1.- Elementos columna, para definirlos es necesario especificar sus características : el módulo de elasticidad, área axial, área de cortante asociada con fuerzas de cortante en la dirección del eje mayor o menor, y el momento de inercia, también en la dirección del eje mayor o menor (X o Y), fig 7. La zona rígida de la unión de columnas y vigas es también considerada por el programa con el fin de reducir la longitud efectiva de las columnas sobre ambos ejes.

2.- Elementos viga, para éstos es también necesario especificar datos del módulo de elasticidad, inercia a la flexión y los factores de rigidez  $k_{11}$ ,  $k_{22}$  y  $k_{12}$ , fig 8; las deformaciones por cortante son consideradas al introducir el área de cortante.

3.- Elementos muro, los cuales necesitan de propiedades tales como el módulo de elasticidad, módulo de cortante, área de la sección bruta y el área efectiva de cortante. El programa puede considerar el comportamiento del muro ya sea por deformación debida al cortante puro o por flexión, según sea el análisis que se desee. El muro de cortante puro utiliza el área de la sección transversal y no el área de cortante efectiva para calcular los valores de rigideces y esfuerzos.

4.- Elementos diagonales, o elementos de contraventeo, teniendo únicamente la transmisión de fuerza axial. Es necesario especificar en estos elementos su módulo de elasticidad y el área de la sección transversal.

### 3.2.2 Programa DRAIN-2D

Con este programa se realiza el análisis dinámico de la respuesta no lineal para estructuras planas, de cualquier configuración y sujetas a movimientos sísmicos. El programa consiste en una serie de subrutinas "base", las cuales llevan a cabo el análisis dinámico paso a paso. Las subrutinas para elementos estructurales de diferentes tipos pueden ser desarrolladas independientemente y agregadas al programa base. También han sido desarrolladas subrutinas para la orientación arbitraria de elementos tipo armadura (utilizados en este caso para idealizar la interacción) y elementos viga-columna; así como subrutinas para elementos de muros de cortante y elementos tipo conexión semirígida.

La estructura es idealizada como el ensamble de un conjunto de elementos discretos en un plano. El análisis es llevado a cabo por medio del método directo de rigideces, con los desplazamientos nodales como desconocidos. Cada nudo posee tres grados de libertad, como en un análisis típico de un marco plano. Cualquier grado de libertad puede ser

especificado para ser completamente restringido, esto significa tener desplazamiento relativo con respecto al suelo igual a cero. Alternativamente, los desplazamientos traslacionales o rotacionales de cualquier grupo de nudos pueden ser especificados para tener valores idénticos, en tal caso, el mismo número de grados de libertad es asignado a estos desplazamientos.

La masa de la estructura se supone concentrada en los nudos, así que la matriz de masas es de forma diagonal. La excitación sísmica es definida por historias de tiempo-aceleración, las cuales pueden ser diferentes tanto en la dirección horizontal como en la vertical. Todos los puntos de apoyo son considerados para moverse en fase. Las cargas estáticas deben ser aplicadas antes de las cargas dinámicas y no se permite la cedencia de los elementos bajo las primeras cargas mencionadas. Se han desarrollado subrutinas para los siguientes elementos:

1.-Barras de armadura, las cuales tienen cedencia en tensión y pandeo elástico en compresión.

2.-Elementos viga-columna, cuya sección transversal puede ser variable y reforzada, y falla a través de la formación de articulaciones plásticas en los extremos. La interacción entre fuerza axial y el momento puede ser considerada dentro del programa por medio de la introducción de los diagramas de interacción de elementos tipo acero o concreto reforzado, fig 9. Los valores de momentos de empotramiento pueden ser especificados y el efecto P- $\Delta$  es considerado en el programa al incluir una rigidez geométrica basada en la fuerza axial bajo cargas estáticas.

3.-Elementos tipo conexiones semirígidas, se introducen por medio de una relación bilineal-rotación de momento.

4.-Elementos muro de cortante, para representarse como muros de relleno. El elemento muro sólo tiene rigidez a la fuerza cortante, y puede ceder y/o fallar de manera frágil.

Como se mencionó anteriormente, el programa es limitado a estructuras de dos dimensiones, a causa de las grandes simplificaciones en escala y complejidad de los resultados. El programa no es, sin embargo, limitado para marcos de edificios o para estructuras con configuraciones geométricas particulares, puesto que puede ser aplicado al análisis de cualquier estructura que sea idealizada en dos dimensiones. Además, el programa está diseñado de manera tal que su capacidad puede ser extendida por la adición de sub-rutinas de nuevos tipos de elementos estructurales, sin modificar el programa original.

### 3.3 Efecto de Interacción Suelo-Estructura

El análisis de la respuesta de una estructura ante una excitación involucra diversas variables, que en muchas ocasiones son difíciles de evaluar, ya que influyen en el comportamiento general de muy diversas formas; el viento, la vibración ambiental, las variaciones por temperatura y la heterogeneidad de los materiales con los que está construida y sobre los que está desplantada, son algunos de los más importantes.

El análisis sísmico de estructuras se llevó a cabo durante mucho tiempo suponiendo que el movimiento que se aplica a su base o las fuerzas estáticas equivalentes que se aplican a los distintos niveles son independientes de las propiedades del subsuelo y de las características de la cimentación. Sin embargo, hoy se reconoce que ambos factores influyen en la respuesta sísmica de una estructura ya que se forma un sistema combinado entre la estructura y el suelo que la soporta, cuya respuesta puede diferir radicalmente de aquel

que considera rígida su base. A este fenómeno se le conoce como efecto de interacción suelo-estructura (ISE) y para evaluarlo pueden considerarse tres factores principales [5]:

1.- La amplitud y el contenido de frecuencias del movimiento sísmico en la superficie libre del terreno, antes de construir estructura alguna, son función de las propiedades mecánicas del subsuelo.

2.- El movimiento que experimentaría la cimentación antes de construir la estructura sería distinto al que se registraría en la superficie libre del terreno. Las diferencias consistirían, en general, en un filtrado de las componentes traslacionales y en la aparición de componentes rotacionales y torsionales.

3.- Una vez construida la estructura, las fuerzas de inercia generadas por la vibración dan lugar no sólo a esfuerzos en los distintos elementos, sino también a esfuerzos de corte, una fuerza vertical y tres momentos en la base, dos de ellos alrededor de dos ejes horizontales y un momento torsional. Si el suelo no es extremadamente rígido, los esfuerzos basales producirán deformaciones que modificarán el movimiento de la cimentación. La aceleración en la base de la estructura será, por lo tanto, diferente de la que experimentaría la cimentación por sí sola o de la que se mediría en la superficie libre del terreno sin ninguna construcción.

El suelo, como una gran masa de materiales, tiene un comportamiento que está en función de sus componentes y estratificación. Para un estrato dado se observa que el movimiento se amplifica en ciertas frecuencias,



correspondientes a las frecuencias naturales del estrato y se atenúa para altas frecuencias, debido fundamentalmente al amortiguamiento interno del suelo. Estos resultados sugieren que el movimiento sísmico en un sitio determinado debería tener la mayor parte de su energía concentrada en las frecuencias naturales del subsuelo y particularmente alrededor de la frecuencia fundamental, siempre que el contenido original de frecuencias de las ondas fuera más o menos uniforme. Esta conclusión queda verificada cualitativamente por el hecho de que sismos registrados en roca tienen una frecuencia predominante más alta que la de sismos medidos en terrenos de transición, que a su vez es mayor que la de sismos registrados en suelos blandos. Un ejemplo claro lo encontramos en el suelo blando de la ciudad de México, en donde los registros sísmicos muestran un período predominante del orden de 2 segundos (frecuencia de 0.5 Hz); en oposición, aquellos registrados en un suelo firme suelen tener períodos predominantes del orden de 0.5 segundos (Frecuencia de 2 Hz).

Por lo tanto, es indiscutible que las propiedades del subsuelo afectan la respuesta sísmica de una estructura, influenciando las características y el contenido de frecuencias del sismo, modificándolas según el tipo y forma de la cimentación y alterando el período fundamental y el amortiguamiento efectivo de la estructura.

Debido a estas consideraciones y tomando en cuenta que el edificio se encuentra construido sobre la zona III del valle de México, es muy importante evaluar el efecto que la interacción suelo-estructura provoca en el comportamiento del edificio. En este estudio el efecto de interacción se analizará, en primer término, según lo marcan las N.T.C. para sismo sección A7 y posteriormente incorporando su modelación en el programa SUPER-ETABS, a base de colocar elementos en la base del edificio que modelen las propiedades del suelo.

### 3.3.1 Interacción Suelo-Estructura según el RDF-87

El Reglamento para Construcciones en el D.F. [6], en sus N.T.C. para sismo sección A7, toma en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura de la siguiente forma.

*"Como una aproximación a los efectos de interacción suelo-estructura será válido incrementar el período fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura bajo la hipótesis de que ésta se apoya rígidamente en su base, de acuerdo con la siguiente expresión:*

$$T_1 = ( T_0^2 + T_x^2 + T_r^2 )^{1/2}$$

En donde :

$T_1$ = Período fundamental de vibración de la estructura en la dirección que se analiza, corregido por interacción con el suelo.

$T_0$ = Período fundamental que tendría la estructura si se apoyara sobre una base rígida.

$T_x$ = Período que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera trasladarse en la dirección que se analiza.

$T_r$ = Período natural que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo pudiera girar con respecto a un eje horizontal que pasa por el centroide de la superficie de desplante de la estructura y fuera perpendicular a la dirección que se analiza".

Analizando cada término:

$$T_x = 2\pi (W_o/g k_x)^{1/2}$$

Donde:

$k_x$  = Rigidez a la traslación

$W_o$  = Peso neto de la construcción

$$T_r = 2\pi (J/g k_r)^{1/2}$$

Donde:

$J$  = Momento neto de inercia del peso de la construcción

$k_r$  = Rigidez a la rotación

Para el cálculo de  $T_x$ :

$$k_x = 8GR_x$$

Donde:

$G$  = Módulo de rigidez medio

$R_x$  = Radio equivalente

$G = 2(H/T_s)^2$ ; este valor depende de las características del suelo ya que:

$H$  = Espesor del estrato del suelo

$T_s$  = Período dominante más largo del terreno

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

Donde:

$A$  = Área de la superficie neta de la cimentación

Para el cálculo de  $T_r$ :

$$J = \sum_{i=1}^n \frac{W_i I_i}{A_i g} + m_i d_i^2$$

Donde:

$n$  = Número de niveles del edificio

$d$  = Distancia del nivel considerado a la base del

edificio

$$k_r = 11GR^3$$

Donde:

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

En todas las expresiones anteriores  $g$  representa la aceleración de la gravedad,  $I$  el momento de inercia y  $m$  la masa por nivel. Las expresiones utilizadas para definir los valores de los coeficientes de rigidez  $k_x$  y  $k_r$  se presentan en la tabla 1.

Los valores de  $T_0$  son los que se obtuvieron del análisis suponiendo que el edificio se encuentra empotrado en su base. Los resultados obtenidos se analizarán en el siguiente capítulo.

### 3.4 Modelo matemático elástico

Para este análisis la estructura se idealizó mediante marcos planos formados por columnas de sección rectangular y por franjas de losa reticular que representan a las vigas de los mismos. Se definieron 8 marcos con propiedades diferentes de un total de 10, en función de la variación de sus componentes y de su geometría, fig 10.

Para idealizar las vigas se siguió el criterio del RDF-87 en sus N.T.C. para concreto sección 6.3 [7], en el que se establece que para el análisis ante fuerzas laterales sólo se considerará efectivo un ancho de losa igual a  $C_2 + 3h$ , centrado con respecto al eje de columnas, donde  $C_2$  es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección del análisis y  $h$  el espesor de la losa, fig 6. En el caso de los pretiles de concreto, debido a que en estudios que se han realizado demuestran contribuir significativamente en la rigidez de la estructura [8], se tomó en cuenta su

contribución añadiendo su sección a las vigas que los soportan y disminuyendo la longitud efectiva en las columnas, como lo muestra la fig 11.

La rigidez de las vigas es un aspecto al que se debe poner especial atención en el caso de losas reticulares, ya que su sección varía a lo largo de su longitud. Para este caso se tomó en cuenta la variación del momento de inercia debido a la participación de los capiteles en los extremos de las mismas.

Un elemento que contribuye en forma significativa en el sistema estructural del edificio es el cubo de elevadores, fig 12, ya que es de concreto armado y de dimensiones importantes. Para tomar en cuenta su contribución se idealizó como columna ancha, colocándola al centro de su sección y tomando sus extremos como zonas rígidas.

Los estacionamientos cuentan con rampas de concreto armado que se idealizaron como diagonales, a las que se asignó el área transversal de la rampa y su inercia.

Otros elementos de participación importante son los muros de concreto armado y de mampostería; los primeros ubicados en los marcos 1, 4 y A, construidos en el sótano para formar el cajón de cimentación y en los niveles superiores para dar mayor rigidez a la estructura; los segundos construidos en los marcos 1 y 4 como elementos divisorios.

Las conexiones entre vigas y columnas, por el hecho de haberse colado monolíticamente y por sus dimensiones, se consideraron como nudo rígido, idealizándose en el modelo como zonas rígidas donde la inercia es muy grande.

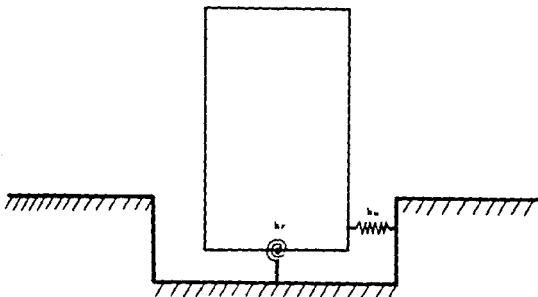
El comportamiento de los materiales, propiedades y características son factores que para el caso del concreto

están en función del nivel de esfuerzos al que se encuentre sometido; por esta razón se utilizó un valor medio, en este caso el recomendado por el Reglamento para Construcciones en el D.F., donde  $E=14000\sqrt{f'c}$  y para el acero se tomó el valor de  $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . Para la mampostería se tomó el valor de  $E= 24000 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.4.1 Modelo matemático elástico incluyendo el efecto de Interacción Suelo-Estructura

De las consideraciones que toma en cuenta el RDF-87 es posible hacer un estudio más detallado y preciso para evaluar el efecto de interacción suelo-estructura.

En este estudio se pretende modelar la influencia del suelo por medio de la incorporación de elementos en la base, que representen las propiedades mecánicas del suelo, representadas por resortes en la siguiente figura:

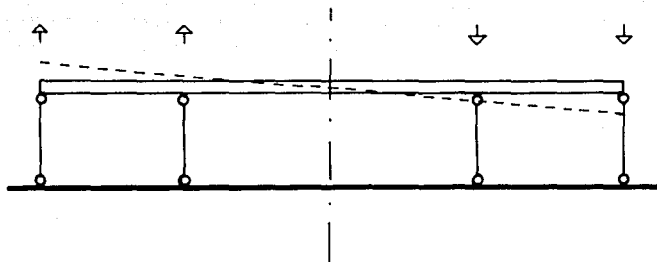


Donde  $k_r$  y  $k_x$  son las rigideces anteriormente descritas, calculadas con el reglamento.

Dentro de el programa SUPER-ETABS es posible incorporar

rigideces externas asociadas a la traslación horizontal en cada nivel; por lo que en este caso únicamente se indicó una rigidez externa en la base del edificio igual a  $k_x$ .

Para modelar la rigidez a la rotación se adicionó un piso a la estructura en la base, de altura igual a 1 m, donde las columnas representaron la rigidez del suelo de la siguiente forma:



La línea punteada representa la rotación de la base, que está en función de la rigidez axial de las columnas ; el conjunto tendrá una rigidez  $k_r$  que fue calculada anteriormente.

Este piso "ficticio" tiene las siguientes propiedades:

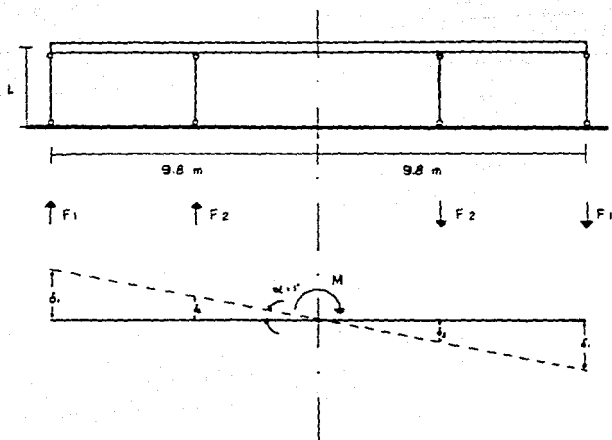
- a) Las líneas de columna se continúan con el mismo patrón que la estructura real.
- b) Las trabes de este piso así como su diafragma se consideran con una rigidez infinita, de modo que no permiten deformaciones en su plano, esto tiene la finalidad de considerar el cajón de cimentación como una estructura muy rígida que se mueve sin deformarse.
- c) Se definió, por facilidad, un módulo de elasticidad de  $1000000 \text{ t/m}^2$  para representar el material de las columnas ficticias y se decidió ubicar éstas en el perímetro de la planta, para hacer intervenir la rigidez conjunta de todos los marcos; es decir que cada marco contara, por lo menos, con dos columnas ficticias para que en la respuesta global estuviera contemplada su participación, fig 13.

Como la rigidez a la rotación está en función de la dirección de análisis, es necesario asignar dos variables a las áreas ( $A_1$ ,  $A_2$ ), para llegar a un sistema compatible, fig 13.

A continuación se presenta el cálculo de las áreas equivalentes  $A_1$  y  $A_2$  usadas en el análisis:



## Análisis en la dirección X



donde:  $F_1 = (E A_t / L) \delta_1$

de la fig 13 sabemos que  $A_t = 2A_1 + 4A_2$

sustituyendo:

$$F_1 = E(2A_1 + 4A_2) \delta_1 / L$$

de la misma forma:

$$F_2 = E(2A_1) \delta_2 / L$$

obteniendo momentos con respecto al centro geométrico:

$$M = 19.6F_1 + 8.8F_2$$

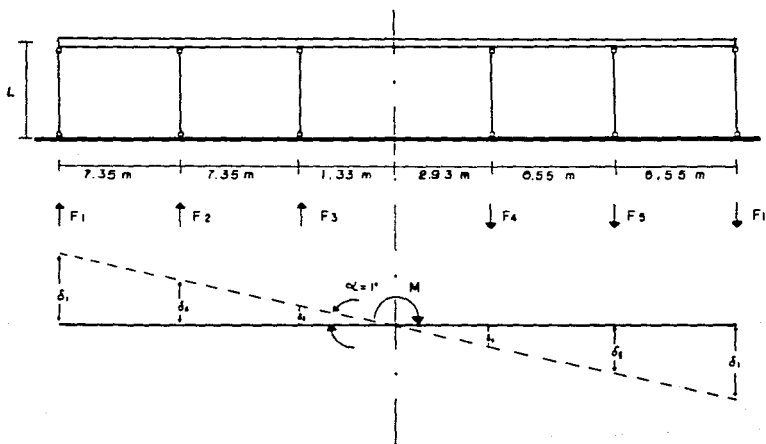
$$M = 19.6E(2A_1 + 4A_2) \delta_1 + 8.8E(2A_1) \delta_2$$

pero sabemos que:

$$M = k \cdot \alpha ; \text{ donde } \alpha \text{ (rad)}$$

igualando  $k \cdot \alpha = 19.6E(2A_1 + 4A_2) \delta_1 + 8.8E(2A_1) \delta_2 \dots \dots \dots (1)$

## Análisis en la dirección Y



donde:

$$F_1 = E(4A_1)\delta_1/L$$

$$F_2 = E(2A_2)\delta_2/L$$

$$F_3 = E(2A_2)\delta_3/L$$

$$F_4 = E(2A_2)\delta_4/L$$

$$F_5 = E(2A_2)\delta_5/L$$

obteniendo momentos con respecto al centro geométrico:

$$M = 32.05F_1 + 8.675F_2 + 1.325F_3 + 2.925F_4 + 9.475F_5$$

$$M = k_r\alpha$$

sustituyendo:

$$k_r\alpha = 32.05E(4A_1)\delta_1 + 8.675E(2A_2)\delta_2 + 1.325E(2A_2)\delta_3 + 2.925E(2A_2)\delta_4 + 9.475E(2A_2)\delta_5 \dots \dots \dots (2)$$

Resolviendo el sistema formado por las ecuaciones 1 y 2 obtenemos los valores de las áreas  $A_1$  y  $A_2$ .

$$A_1 = 0.010107 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.008766 \text{ m}^2$$

### 3.5 Modelo matemático inelástico

El nivel de esfuerzos a los que se ve sometida una estructura durante un sismo es muy grande, por lo que en numerosas ocasiones se rebasa el intervalo lineal de los materiales y se incursiona en el inelástico, cuya respuesta diferirá de la proveniente del análisis elástico.

El RDF-87 acepta como procedimiento de análisis dinámico el cálculo paso a paso de la respuesta a sismos específicos, estipulándose que podrán emplearse acelerogramas de sismos reales o simulados, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos, independientes entre sí, y que se tome en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

Un programa desarrollado especialmente para el análisis sísmico no lineal de edificios es el DRAIN-2D, cuyas características se explicaron anteriormente.

El programa permite una gran versatilidad en cuanto a las opciones que maneja para los diferentes tipos de elementos, pero por otra parte limita el análisis a estructuras en el plano únicamente.

Debido a que los estudios realizados (análisis elástico con y sin efecto de interacción suelo-estructura) han sido en tres dimensiones, el problema ahora es cómo continuar con los datos obtenidos y poder asignar las propiedades encontradas a una estructura plana que represente el comportamiento de la estructura tridimensional.

Para lograr lo anterior se procedió a seleccionar dos marcos representativos, uno por cada dirección de análisis

(longitudinal y transversal). En esta selección se tomó en cuenta el tipo de elementos constitutivos del marco y si estos elementos contribuyen de manera significativa en el comportamiento global de la estructura. Así, para la dirección longitudinal se seleccionó al marco 3, ya que contiene el cubo de elevadores y éste es importante al proporcionar rigidez a la estructura. No se seleccionaron los marcos 1 y 4 por ser demasiado rígidos, ya que están compuestos en su totalidad por paneles de concreto reforzado y mampostería.

Para la dirección transversal nuevamente se seleccionaron los marcos que involucran la participación del cubo de elevadores; estos son los marcos tipo C y D, que al ser iguales en propiedades resulta indistinto utilizar uno u otro.

El siguiente paso es modelarlos de tal forma que las propiedades dinámicas sean las mismas que tiene la estructura tridimensional. Si analizamos el comportamiento de la estructura en una dirección cualquiera podemos notar que los marcos trabajan conjuntamente, ya que están unidos por vigas y por el diafragma rígido de la losa, lo que implica que el período de todos sea el mismo, independientemente de que la rigidez sea muy diferente entre ellos ( tal es el caso de los marcos 1 y 4 con respecto a los marcos 2 y 3), por lo que, el que tengan el mismo período esta en función del porcentaje de la masa total que se asocia a cada uno. Estas observaciones nos conducen a un estudio para encontrar el porcentaje de masa que se debe asociar a cada marco que se eligió, que está en función de la rigidez con la que el marco contribuye en la estructura.

Dado que el programa no proporciona explícitamente el valor de la rigidez lateral de cada marco, se aplicó a la estructura una carga lateral y se determinó el porcentaje de

carga que toma cada marco en función del cortante total en la base; este factor es el mismo que se asignó al porcentaje de la rigidez con la que contribuye en la respuesta global.

Los resultados que se obtuvieron de este estudio fueron los siguientes:

$V_{\text{total en la base}} = 1483.51 \text{ t}$

#### Análisis en la dirección X

Marco C       $V_c = 307.68 \text{ t}$   
factor = 0.2074

#### Análisis en la dirección Y

Marco 3       $V_3 = 178.36 \text{ t}$   
factor = 0.1202

Para verificar estos valores, se analizaron de forma independiente los marcos (con la masa asignada según los factores calculados) en el SUPER-ETABS y se comprobó que efectivamente las propiedades dinámicas se mantuvieron sin variación.

La idealización matemática de la estructura para el análisis inelástico varia en algunas consideraciones respecto al modelo elástico. Los elementos de cada marco se dividieron en dos grupos; uno es el de los elementos viga-columna y otro el de los elementos tipo armadura, con los que se idealizaron las propiedades del suelo. La construcción del modelo consiste básicamente en subdividir a la estructura en varios elementos, todos ellos limitados en sus extremos por nudos que son los puntos donde se concentrará la atención en el análisis, ya que en ellos se determinarán los elementos mecánicos y en su caso los requerimientos inelásticos.

Las características más importantes que se tomaron en cuenta en la elaboración del modelo fueron las siguientes:

1.- Es posible asignar 3 grados de libertad a cada nudo (traslación en X, Y y rotaciones). En el caso de los nudos en la base de la estructura se definieron sin ningún grado de libertad, de tal forma que se considera empotrada en esa zona. Para los nudos de un mismo nivel se indicó que tienen desplazamientos iguales en la dirección X, mientras que los desplazamientos en Y y los giros son independientes para cada nudo.

2.- Las masas se concentran en los nudos de cada nivel.

3.- Se toma en cuenta la existencia de las zonas rígidas entre las uniones de viga y columna, así como entre losa y columnas.

4.- Para los elementos viga-columna se obtuvieron los diagramas de interacción, con los que se determinó su capacidad de carga [9], fig 9.

5.- Antes de aplicar las cargas dinámicas se consideró la acción de las cargas estáticas, de este análisis se obtuvieron los elementos mecánicos y se comprobó que ningún elemento fluyera ante cargas estáticas.

6.- Se toma en cuenta el efecto P-Δ.

7.- Debido a que el registro sísmico está en gales ( $\text{cm/s}^2$ ), se multiplicó éste por un factor de 0.01 transformándose así en ( $\text{m/s}^2$ ) para obtener unidades congruentes en todo el análisis.

8.- Las historias de desplazamientos se obtuvieron en

la azotea, las de cortantes y momentos de volteo en las columnas de la base. El intervalo de tiempo para el cálculo de las historias fue de 0.04 seg.

9.- Los coeficientes de amortiguamiento que afectan a la matriz de masas y de rigidez se obtuvieron en función de los dos modos principales para cada dirección.

10.-Se idealizó el efecto de interacción suelo-estructura por medio de elementos tipo armadura a los que se asignó las propiedades del suelo tanto en rotación como en traslación dentro del intervalo elástico, fig 14.

### 3.5.1 Modelo matemático inelástico incluyendo el efecto de Interacción Suelo-Estructura

La construcción de este modelo implica encontrar nuevamente valores de la rigidez a la traslación y a la rotación asociados a los marcos seleccionados, que representen el comportamiento de la estructura tridimensional calculado anteriormente.

Para lograr ésto, podemos recurrir a las siguientes observaciones:

#### Rigidez a la traslación.

De la expresión propuesta por el reglamento para el cálculo de  $T_x$  (Período de la estructura si fuera infinitamente rígida y solo se permitiera la traslación).

$$T_x = 2\pi(W_0/g K_x)^{1/2}$$



Elevando al cuadrado ambos miembros de la ecuación.

$$T_x^2 = (2\pi)^2 (m/k_x)$$

Podemos observar que la relación  $m/k_x$  es la que define el valor del período  $T_x$ ; por lo tanto, si afectamos a la masa por un factor, éste debe de afectar también a  $k_x$  para mantener el mismo valor de  $T_x$ .

Por lo tanto si el valor de la rigidez a la traslación para el análisis tridimensional fue  $k_x = 58\ 462.00\ \text{t/m}$

#### Para la dirección X

Como el factor con el que se afectó a la masa fue 0.2074  
 $k_{xx} = 12\ 125.02\ \text{t/m}$

#### Para la dirección Y

Como el valor con el que se afectó a la masa fue 0.1202  
 $k_{yy} = 7\ 027.1324\ \text{t/m}$

#### Rigidez a la rotación.

De la misma forma, para la expresión:

$$T_r = 2\pi (J/g\ k_r)^{1/2}$$

Elevando al cuadrado ambos miembros de la expresión.

$$T_r^2 = (2\pi)^2 (J_m/k_r)$$

donde  $J_m = J/g$ ; además  $J_m = (m/A) I + m d^2$

simplicando obtenemos:

$$J_m = m(I/A + d^2)$$

Sustituyendo:

$$T_r^2 = (2\pi)^2 \left[ \frac{m(I/A + d^2)}{k_r} \right]$$

Nuevamente el valor dentro del paréntesis es independiente del valor de la masa, por lo tanto para mantener el valor de  $T_r$  hay que variar el valor de  $k_r$  en la misma proporción que la masa.

Del análisis tridimensional  $k_r = 11\ 399\ 959.9$  tm/rad. Afectando este valor por sus correspondientes factores en cada dirección:

$$k_{rx} = 2\ 364\ 351.683$$
 tm/rad

$$k_{ry} = 2\ 865\ 262.525$$
 tm/rad

De la misma forma que se calcularon las áreas para el análisis tridimensional, ahora se calcularán para cada marco, únicamente tomando en cuenta los nuevos valores de  $k_x$  y  $k_r$ , y ubicando las columnas en los extremos.

## CAPITULO 4

### CORRELACION DE PROPIEDADES DINAMICAS EXPERIMENTALES Y ANALITICAS DEL EDIFICIO

#### 4.1 Generalidades

Como se ha mencionado en los anteriores capítulos, es importante verificar la validez o el grado de aproximación que se obtiene al aplicar las teorías actuales al análisis de estructuras, para poder así emitir un juicio sobre los resultados obtenidos.

La verificación experimental ha resultado un elemento muy importante, ya que permite establecer comparaciones con los resultados obtenidos analíticamente y así determinar el grado de precisión logrado en el modelo matemático.

Existe una gran variedad de metodologías que se han desarrollado para poder determinar las propiedades dinámicas de estructuras reales; todas ellas proporcionan ventajas y desventajas, dependiendo del tipo o características de la estructura y del tipo de suelo. Algunas de las más importantes son:

- a) Pruebas de vibración libre
- b) Pruebas de vibración forzada
- c) Pruebas en mesa vibradora

El tipo de prueba utilizada para la medición en este edificio fue la de "Vibración ambiental", que se encuentra clasificada dentro de las pruebas de vibración forzada y que ha sido utilizada ampliamente por las ventajas que se obtienen de ella.

## 4.2 Vibración ambiental

Es un método experimental que consiste en medir las vibraciones en la estructura producidas por solicitaciones de carácter ambiental, como lo son el tránsito de vehículos y el viento.

La estructura sometida a estas solicitaciones es excitada en todos sus modos de vibrar, por lo que con una adecuada selección de los puntos en donde se registren las vibraciones se pueden obtener las propiedades dinámicas más importantes de la estructura, como son las frecuencias naturales de vibración, configuraciones modales y los niveles de amortiguamiento [10].

El equipo necesario para efectuar estas mediciones es el siguiente:

- a) Acelerómetros de alta sensibilidad
- b) Sistemas de cables para transmitir la señal
- c) Acondicionadores de señal
- d) Filtros para evitar frecuencias nocivas
- e) Analizador de espectros de Fourier
- f) Microcomputadora

El procedimiento básicamente consiste en registrar los movimientos empleando los acelerómetros, los cuales se fijan sobre bases metálicas colocadas en los puntos de observación seleccionados. Se pueden medir dos puntos en cada prueba, donde uno es tomado como referencia y el otro se sitúa en puntos estratégicos según la prueba de que se trate. Las señales captadas por los sensores se transmiten a los acondicionadores, donde se amplifican y se filtran las frecuencias superiores a 30 Hz, con el fin de alcanzar un nivel de señal adecuado y así obtener un registro claro.

Posteriormente, la señal acondicionada se envía al analizador de espectros de dos canales, el que procesa la señal emitida por los acelerómetros mediante la transformada rápida de Fourier y permite determinar, los espectros de potencia, la función de transferencia (en fase y amplitud) y la coherencia correspondientes a las señales [11].

La adquisición de la información procesada en el analizador de espectros se efectúa con la tarjeta IEEE-488, la cual permite transferir los datos del analizador de espectros a una microcomputadora tipo PC, para almacenar los datos, analizarlos y graficarlos, fig 15.

Para la obtención de las frecuencias y las configuraciones modales en traslación, se colocan los acelerómetros cerca de los centros de rigidez de la estructura, manteniendo el de referencia en la azotea mientras que el otro se localiza en los niveles intermedios, orientados ambos en una dirección determinada. Los modos torsionales de vibración se pueden determinar al colocar dos acelerómetros en el mismo nivel en esquinas opuestas, orientándose ambos en direcciones ortogonales entre sí.

En el caso en que el efecto de interacción suelo-estructura sea significativo, se colocan puntos de medición en el terreno adyacente a la estructura y en la base de su cimentación, para definir de esta manera el filtrado o amplificación de ciertas frecuencias de la señal de excitación [12].

#### **4.3 Características dinámicas experimentales**

Los puntos de ubicación de los acelerómetros en este edificio fueron 8, colocándose uno en el terreno y 7 en la estructura. La localización de estos puntos se indica en la fig 16. Se realizaron un total de 15 pruebas diferentes

variando la posición de los sensores [11].

Con la información recabada fue posible identificar varios modos de vibrar característicos de la estructura. En la tabla 2 se presentan las frecuencias detectadas para este edificio; cuatro asociadas a la dirección transversal, dos a la longitudinal y tres a la rotacional.

En las figuras 17 y 18 se muestran los espectros obtenidos de algunas pruebas realizadas en ventanas de 0 a 5 Hz. Los espectros están bien definidos, identificándose con claridad las frecuencias naturales de vibración para los modos en cada dirección, donde se aprecian los máximos asociados a las frecuencias naturales.

#### 4.4 Características dinámicas analíticas

Una vez elaborado el modelo matemático, se determinaron las características dinámicas principales (frecuencias y configuraciones modales), considerando tanto base empotrada como flexible. Las configuraciones modales obtenidas analíticamente se muestran en las figuras 19 a 22, donde puede observarse que la diferencia significativa entre las configuraciones con base empotrada y con efecto de interacción (ISE) es una traslación en la base, pequeña para los primeros modos y muy significativa para los modos superiores.

En las figuras 20 y 22, donde está tomado en cuenta el efecto de interacción (ISE), se observa la correlación entre los puntos obtenidos analíticamente y los obtenidos experimentalmente en el nivel 3 y la azotea, puede notarse que la correlación es buena aún para los modos superiores.

En la tabla 2 están indicadas las frecuencias obtenidas tanto experimental como analíticamente para el modelo con

base empotrada y con el efecto de interacción suelo-estructura en las componentes longitudinal (L), transversal (T) y rotacional (R); comparando las frecuencias obtenidas analíticamente considerando la base empotrada con las que se encontraron experimentalmente notamos que se encuentran muy alejadas de estas últimas, lo que muestra la importancia de tomar en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura en el modelo matemático. Partiendo de estas observaciones se recurrió al RDF-87 y con los datos calculados con base empotrada se aplicaron las fórmulas propuestas para tomar en cuenta el efecto de interacción de una forma aproximada. Los resultados obtenidos de este análisis se muestran en la tabla 3, donde se observa una aproximación muy significativa con los datos de la tabla 2.

Partiendo del modelo matemático con base empotrada se adicionó un nivel en la base cuyas propiedades, como ya se explicó en el capítulo anterior, simulan el efecto de interacción. Del análisis de este modelo se obtuvieron los resultados que se muestran en la tabla 2; con resultados prácticamente iguales a los que se obtuvieron según el RDF-87, tabla 3, y por consiguiente muy parecidos a los obtenidos experimentalmente, ya que para ambas direcciones las diferencias no superan el 6% en el primer modo de vibrar.

Finalmente, del estudio en el que se plantea correlacionar las propiedades dinámicas de la estructura tridimensional con las de un solo marco en cada dirección, basado en las consideraciones expuestas en el capítulo anterior, se obtuvieron los resultados que se muestran en la tabla 4. En esta tabla observamos que los períodos entre el modelo tridimensional y el modelo en el plano son muy parecidos, por lo que se aceptan como representativos del edificio los marcos seleccionados para cada dirección con las masas asignadas según los factores calculados.

#### 4.5 Comentarios

De los resultados obtenidos en este estudio puede concluirse que el modelo matemático con efecto de interacción suelo-estructura representa satisfactoriamente las características dinámicas del edificio, al encontrarse una alta correlación entre las propiedades obtenidas de este modelo y las que se obtuvieron experimentalmente, demostrando la importancia que tiene considerar la interacción en edificios construidos sobre suelos blandos.



## CAPITULO 5

### ANALISIS INELASTICO

#### 5.1 Generalidades

Es bien conocido que cuando una estructura responde elásticamente a la excitación del suelo durante un sismo, la máxima aceleración de respuesta puede exceder varias veces la máxima aceleración del suelo, esto depende de la rigidez de la estructura y de la magnitud del amortiguamiento. Generalmente resulta antieconómico el diseñar una estructura para que responda dentro del intervalo elástico ante las grandes fuerzas de inercia inducidas por el sismo. Como resultado, el diseño sísmico por fuerzas horizontales para estructuras que deban soportar sismos severos, recomendado generalmente por los reglamentos, implica que se satisfagan los siguientes estados límite:

- a) Estado límite de servicio: implica que para sismos frecuentes de baja intensidad, no se presenten daños en los elementos estructurales y no estructurales y se reduzca al mínimo la incomodidad de los ocupantes.
- b) Estado límite de daños: implica que para sismos ocasionales y moderados, sólo se acepten daños menores en los elementos no estructurales.
- c) Estado límite de colapso: salvaguarda la estructura contra el colapso en el caso de un sismo muy poco frecuente y muy severo. Sin embargo, se aceptan daños estructurales y no estructurales siempre y cuando éstos no pongan en peligro la seguridad de los ocupantes y la de las estructuras vecinas.

La experiencia ha mostrado que estructuras diseñadas al

nivel de las fuerzas sísmicas horizontales recomendadas por los reglamentos pueden sobrevivir a un sismo mayor que el calculado. Esta anomalía aparente ha sido atribuida, entre otras razones, a la capacidad que poseen las estructuras de disipar energía por medio de deformaciones inelásticas y a los factores de sobre resistencia [13].

En una estructura donde se han formado articulaciones plásticas, la máxima deformación no debe necesariamente ser mucho mayor que aquella en la que la estructura tiene un comportamiento elástico, por lo que los códigos de diseño recomiendan que las regiones críticas de determinados miembros deben de tener suficiente ductilidad para permitir a la estructura sobrevivir cuando es sujeta a varios ciclos de carga dentro del intervalo inelástico; esto significa evitar todas las formas de falla, proporcionando una ductilidad adecuada por medio de la fluencia de sus miembros. El criterio es dar la capacidad que requiere el sistema no lineal para resistir el sismo sin que se exceda su deformación de falla, aunque se sobrepase el intervalo elástico [14]. Con este criterio se han diseñado los edificios y construcciones en general, por lo que resulta importante conocer la magnitud del daño que se espera y los mecanismos que rigen su comportamiento.

En esta parte del análisis y última de este estudio, atendiendo a las consideraciones anteriores, se analiza el comportamiento del edificio sometido al sismo de septiembre de 1985 registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) dirección E-W. De este análisis se estimarán las zonas potenciales de daño (formación de articulaciones plásticas), así como los desplazamientos, cortantes en la base y momentos de volteo que actúan sobre la estructura en ambas direcciones. Se tomará en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura, para observar la importancia que tiene en la respuesta y se compararán los

resultados que se obtengan de la misma estructura con un comportamiento elástico para determinar las diferencias entre uno y otro comportamiento.

## 5.2 Características del sismo de análisis

Un sismo es un fenómeno complejo, ya que para su generación intervienen varios factores que son difíciles de predecir. Se sabe que son producidos por la liberación repentina de una gran cantidad de energía que se acumula con el tiempo en zonas de fricción entre las placas tectónicas. La brusca caída de esfuerzos que acompaña el deslizamiento de las placas genera ondas sísmicas, que viajan alejándose de la falla con distintos ángulos de incidencia y su amplitud se va atenuando poco a poco; cuando se acercan a la superficie se reflejan, provocando un nuevo tipo de ondas con características diferentes a las que las originaron. A todo esto hay que considerar además que la velocidad y la distancia a las que se pueden transmitir dependen de las propiedades mecánicas del medio que atraviesan y puede haber amplificaciones locales de ondas de determinadas frecuencias cuando se atraviesan estratos de suelo con ciertas propiedades mecánicas. La amplitud y el contenido de frecuencias de las ondas en un sitio dado dependen, principalmente, de la magnitud del sismo, de la distancia del sitio a la zona donde se generó y de las propiedades del subsuelo local [14].

La ciudad de México se encuentra localizada cerca de la zona de fricción entre las placas de Cocos y la Norteamericana; en esta franja se registran frecuentemente la gran mayoría de los epicentros de los sismos que afectan a la ciudad, por lo que es una zona donde se han generado sismos de gran intensidad. El suelo de la ciudad de México es de diversos tipos, ya que se cuenta con áreas tanto de suelos firmes como blandos y esto hace que la excitación cambie de

características; debido a ello, los registros sísmicos son de diferentes propiedades, dependiendo del sitio donde se hayan obtenido. Esta situación representa una dificultad para el estudio del comportamiento de estructuras construidas en la ciudad, ya que se hace indispensable contar con un registro muy cercano a la ubicación del edificio.

El edificio en estudio no cuenta con acelerógrafos, por lo que no se conoce la excitación que actuó sobre él durante los sismos mencionados. Para éste análisis se utilizó el sismo de SCT debido a que el suelo de esta zona es de características similares al de Jalapa 15, ya que ambos son arcillas de alta compresibilidad (Frecuencia del suelo de 0.48 a 0.60 Hz). Esto no quiere decir que la señal sea la misma en ambos sitios, pero para los fines que se persiguen en este trabajo se juzgó conveniente utilizar esta señal sin hacerle ninguna modificación.

La señal obtenida es el acelerograma de la fig 23(a), donde está registrada la historia de aceleraciones que provocó el sismo. Las características que se pueden apreciar en él son la aceleración máxima que fue de alrededor de 170 gales y la duración de la etapa sensible, que se encuentra entre los 15 y los 45 s.

El espectro de Fourier de la señal en estudio se muestra en la fig 23(b), donde se observa un alto contenido de energía alrededor de los 0.5 Hz (Período de 2 s) y en menor intensidad entre 0.36 y 0.46 Hz (Períodos de 2.78 y 2.17 s respectivamente). Otro parámetro que es posible obtener del registro sísmico es el espectro de respuesta, fig 23(c), en él se aprecia el nivel de amplificación de la aceleración que se registra en la estructura, en función del período de la misma. Estos datos hacen suponer que las estructuras con un período fundamental cercano a los 2 s fueron las que se vieron excitadas en mayor grado y por lo tanto las que

sufrieron mayor daño.

### 5.3 Consideraciones en el modelo

De la misma forma en que las características del sismo no pueden ser anticipadas con certeza, la idealización del comportamiento de la estructura en general involucra una serie de factores de los que aún se desconoce la influencia en la magnitud y características en la respuesta; por lo que actualmente resulta imposible evaluar todos los aspectos del comportamiento, en forma completa, de una estructura cuando se le somete a una excitación sísmica.

Para la construcción del modelo a utilizar es necesario plantear una serie de hipótesis con las que se pretende cubrir de alguna forma estas limitaciones. Entre las hipótesis más importantes consideradas en este trabajo está la asociada al módulo de elasticidad, que se utilizó según lo recomienda el reglamento, debido a que representa un valor medio que se presenta en el concreto ante un nivel de esfuerzo como el que se presentarían en un sismo durante un determinado intervalo; por otra parte, en la determinación de las secciones de los elementos estructurales se definió utilizar la sección completa sin considerar una sección agrietada debido a que se supuso que la acción de las cargas estáticas contrarrestan el agrietamiento en las columnas. Se decidió utilizar la resistencia nominal de los elementos estructurales porque se consideró que esto repercutiría en un resultado más real al no contemplar los factores de reducción que se utilizan en el diseño. Al modelo histerético bilineal se asignó una pendiente positiva, posterior al punto de fluencia, igual al uno por ciento de la rigidez inicial; este valor corresponde aproximadamente a los reportados para columnas con porcentajes y cargas similares a los de este edificio [15].

Una de la hipótesis importantes dentro de este modelo es que se supone que el nivel de degradación de rigidez de todos los marcos en una misma dirección es el mismo, de tal forma que se mantiene constante durante todo el análisis la masa asociada a los marcos que se seleccionaron. Finalmente los valores de las cargas estáticas que se utilizaron fueron calculados como lo especifica el reglamento para un diseño por sismo.

#### 5.4 Análisis de la respuesta

Para determinar la respuesta del edificio ante la excitación sísmica se calcularon las magnitudes de algunos de los efectos más importantes que se producen en la estructura, como lo son los desplazamientos en la azotea, los cortantes en la base, los momentos de volteo y la formación de articulaciones plásticas. Se analizaron varios modelos para comparar su respuesta, tomando en cuenta el efecto de interacción suelo-estructura y el comportamiento inelástico del edificio.

De esta forma se analizaron para cada dirección 4 modelos diferentes:

- a) Modelo con base empotrada y comportamiento elástico
- b) Modelo con efecto de ISE y comportamiento elástico
- c) Modelo con base empotrada y comportamiento inelástico
- d) Modelo con efecto de ISE y comportamiento inelástico

##### 5.4.1 Desplazamientos

Los desplazamientos se obtuvieron en la azotea y se calcularon a cada 0.04 s, con estos datos se contruyeron las gráficas que se muestran en la fig 24 para la dirección transversal (Marco C) y en la fig 25 para la dirección longitudinal (Marco 3), en las cuales se muestran

sobrepuestas la respuesta elástica e inelástica, con el objeto de apreciar con detalle sus diferencias. Como puede observarse, la dirección que presentó un comportamiento inelástico significativo es la dirección transversal, debido a que después de los 20 s las diferencias entre la respuesta elástica e inelástica son importantes, tanto con base empotrada como con el efecto de interacción suelo-estructura. Puede observarse el nivel de abatimiento de los desplazamientos, siendo más significativo en el modelo que considera a la interacción.

La influencia que tiene el efecto de interacción suelo-estructura es muy importante, ya que aumenta los desplazamientos debido a las rotaciones que se producen en la base; así, mientras que para la base empotrada el desplazamiento máximo es de 46 cm con el efecto de interacción, éste se eleva a 62 cm en el análisis inelástico y a 121 cm el elástico. En la otra dirección se presenta un comportamiento prácticamente elástico, mostrándose una ligera variación en el modelo con efecto de interacción, después de los 40 s. Nuevamente se aprecia la amplificación de los desplazamientos provocados por el efecto de interacción, aumentando de 6 cm con base empotrada a 38 cm con interacción.

#### 5.4.2 Cortantes

Los cortantes se obtuvieron a partir del cálculo de la fuerza cortante en las bases de las columnas del sótano. Se calcularon en cada intervalo de integración a lo largo del movimiento y se graficaron de igual forma que las anteriores. En la fig 24 se encuentra representada la dirección transversal y en la fig 25 la longitudinal. Conservando el mismo patrón de respuesta que las acciones anteriormente mencionadas, es en la dirección transversal donde se presenta un comportamiento inelástico importante, además de que

nuevamente el efecto de interacción influye al exigir a la estructura un nivel de esfuerzos mucho mayor, comparado con el que se obtiene considerando la base empotrada; para la otra dirección el comportamiento es prácticamente elástico.

#### 5.4.3 Momentos de volteo

Los momentos de volteo en cada marco se obtuvieron a partir de las fuerzas axiales y momentos flexionantes del análisis inelástico en las bases de las columnas del sótano. Se calculó el momento de volteo en cada intervalo de integración y con estos valores se trazaron gráficas que describen la variación del momento de volteo con el tiempo; nuevamente se graficaron sobrepuestas las respuestas elástica e inelástica. En la fig 24 están representados los momentos de volteo para la dirección transversal, y en la fig 25 los que se presentaron en la dirección longitudinal. Observando las gráficas para la dirección transversal, notamos nuevamente que el comportamiento inelástico logra abatir la magnitud de los momentos, de una forma más significativa cuando se considera a la interacción; para la otra dirección el comportamiento es prácticamente elástico y se observa únicamente que la interacción incrementa la magnitud de los momentos de volteo hasta casi duplicar su valor.

#### 5.4.4 Daño

La formación de articulaciones plásticas determina los puntos en donde se requirió de un comportamiento dúctil para resistir los niveles de esfuerzo que se presentaron. El criterio de diseño del Reglamento se basa en obligar a que las articulaciones plásticas se formen en las vigas y no en las columnas; con este fin, en las normas para estructuras de concreto, se establece que en un nudo la suma de los momentos resistentes de diseño de las columnas que llegan a él sea igual o mayor que 1.5 veces la suma de los momentos



resistentes de diseño de las vigas que llegan al mismo. Del resultado del análisis inelástico se observó que para este caso el edificio cumple con esta consideración, ya que como puede observarse en las figuras 26 y 27, donde están indicados los puntos en los que se formaron articulaciones plásticas, éstas se presentaron en su gran mayoría en las vigas y muy pocas en las columnas, por lo que no se encontró ningún mecanismo de falla.

Para la dirección longitudinal, fig 27, se observó que considerando la base empotrada la formación de articulaciones plásticas es mínima y que con el efecto de interacción suelo-estructura se incrementan sustancialmente. Sin embargo, los efectos como los desplazamientos, cortantes y momentos de volteo, permanecieron prácticamente dentro del rango elástico aún considerando el efecto de interacción; ésto se debió a que los esfuerzos actuantes se encontraron en el límite entre el rango elástico y el inelástico, por lo que a pesar de haber incursionado dentro del intervalo inelástico, el nivel de disipación de energía es bajo.

Para la dirección transversal, fig 26, el número de articulaciones plásticas fue mucho mayor; tanto en base empotrada como con efecto de interacción suelo-estructura el daño que se presentó fué muy grande, afectando un gran número de vigas y algunas columnas, principalmente el cubo de elevadores, aunque en ningún momento se presentó un mecanismo de falla. En este caso, la formación de articulaciones plásticas fue determinante para abatir el nivel de esfuerzos que se hubieran requerido si la estructura se hubiese comportado elásticamente, como puede apreciarse en las gráficas que representan el comportamiento elástico, donde las magnitudes son mucho mayores que las inelásticas.

Para la dirección transversal la frecuencia obtenida en el análisis elástico fue de 0.46 Hz; si observamos el espectro

de Fourier del sismo utilizado, que se muestra en la fig 23(b), notaremos que ésta frecuencia se encuentra muy cercana a los picos que definen las frecuencias predominantes en el sismo, principalmente a la de 0.5 Hz y a la de 0.44 Hz; de la misma forma en el espectro de Respuesta de la fig 23(c) observamos que al tener esta dirección un período de 2.17 s se encuentra dentro del intervalo de mayor amplificación de la aceleración, por lo que es de esperar que los niveles de energía que actuaron sobre éste marco hayan sido muy grandes. Para esta dirección el nivel de abatimiento fue significativo, sobre todo cuando se considera el efecto de interacción suelo-estructura; de esta forma se evitó un daño mayor e inclusive el colapso del edificio.

Para la dirección longitudinal se observa que la frecuencia calculada de 0.716 Hz esta muy alejada del intervalo de mayor amplitud en el espectro de Fourier, lo mismo que en el espectro de respuesta, por lo que esta dirección se comportó prácticamente dentro del intervalo elástico y por consiguiente disipó muy poca energía asociada al comportamiento histerético de los elementos.

## CAPITULO 6

### CONCLUSIONES

Del resultado de los análisis elástico e inelástico del edificio, en los que se determinó su comportamiento tanto para niveles pequeños de esfuerzo como para un sismo de magnitud importante, se llega a las siguientes conclusiones:

1.- El análisis de vibración ambiental es un elemento muy importante en el desarrollo de los estudios encaminados a comprender el comportamiento elástico de las estructuras, ya que proporciona los elementos indispensables para determinar las características y propiedades dinámicas de estructuras reales, y con ello poder correlacionar los modelos matemáticos que se construyan de las mismas. Para este caso resultado muy importante ya que se logró calibrar el modelo con el que se realizó el análisis inelástico.

2.- El efecto de interacción suelo-estructura es un aspecto que tiene una influencia muy importante en las estructuras, sobre todo en aquellas contruidas sobre terrenos blandos, como lo es el edificio estudiado, ya que modificó significativamente tanto las propiedades dinámicas como la magnitud de los efectos producidos en la respuesta, al encontrarse una diferencia significativa con el modelo que considera a la base empotrada.

3.- De la misma forma en que se han observado las ventajas que proporciona el método de vibración ambiental, se hace indispensable contar con registros que permitan evaluar el comportamiento de una estructura durante y después de un evento sísmico. El edificio que se analizó en este trabajo reúne ciertas características deseables, lo que lo hace representativo de un buen número de construcciones, además de

que los resultados obtenidos del análisis demuestran que la estructura presenta un comportamiento interesante, al contar con propiedades que hacen que la respuesta se presente tanto en el intervalo elástico como en el no lineal y que los niveles de esfuerzos y desplazamientos sean grandes; estas observaciones hacen de este edificio una estructura idónea para instrumentarse de forma permanente, ya que los registros que se obtengan pueden servir para comprender el comportamiento del mismo edificio y de estructuras similares.

4.- Es importante mencionar la necesidad de ampliar más los estudios sobre estructuras reales con análisis inelásticos, para comprender mejor el comportamiento no lineal y mejorar el diseño de estructuras, a fin de impedir el colapso o el deterioro que sufren algunas estructuras cuando actúa un sismo de gran magnitud.

## AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a la Universidad Nacional Autónoma de México la oportunidad que me brindó de culminar mis estudios profesionales en Ingeniería Civil, así como al Instituto de Ingeniería el ofrecerme todo el apoyo necesario para realizar este trabajo de tesis.

Una mención muy especial a mi Director y amigo el M.I. Ricardo González Alcorta de quien he aprendido mucho, tanto profesional como personalmente, a quien agradezco el haberme permitido desarrollar este trabajo que se logró gracias a su apoyo y asesoramiento académico. También quiero agradecer a todos mis amigos de la facultad y del Instituto de Ingeniería por su apoyo y ayuda durante el desarrollo del mismo.

Finalmente quiero agradecer al Dr. David Muriá Vila sus comentarios y aportes a mi trabajo, así como su apoyo técnico y material que me brindó.

## REFERENCIAS

- [1] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, D.F. (5 de noviembre de 1987).
- [2] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México, D.F. (12 de noviembre de 1987).
- [3] Mainson B. y Neuss C.  
"SUPER-ETABS: An enhanced version of the ETABS program". Reporte de la National Science Foundation. J.B. Bouwkamp Inc. Enero 1983.
- [4] Kanaan A. y Powell G.  
"DRAIN-2D: General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures". Reporte UCB/ERC/73-6. Universidad de California en Berkeley, USA, abril 1973.
- [5] Roesset José M.  
"Efectos del suelo en la respuesta sísmica de estructuras". XII Curso internacional de ingeniería sísmica. Diseño sísmico de estructuras especiales. Agosto, 1986.
- [6] "Reglamento de construcciones para el Distrito Federal". Diario Oficial de la Federación. México, D.F. (3 de julio, 1987).

- [7] "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto". Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal. México D.F. (26 de noviembre, 1987).
- [8] **González Alcorta R.**  
"Cinemática del movimiento de edificios de la ciudad de México". Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras). DEPTI, junio 1989.
- [9] **Robles F.-V. F., González Cuevas O.**  
"Aspectos fundamentales del concreto reforzado".  
Ed. Limusa.
- [10] **Muriá Vila D., González Alcorta R.**  
"Propiedades dinámicas del edificio instrumentado con acelerógrafos del Instituto Mexicano del Petroleo". Proyecto 0718. Instituto de Ingeniería de la UNAM. Noviembre de 1990.
- [11] **Muriá Vila D.**  
"Determinación de la cinemática de cuatro edificios que se instrumentarán con acelerógrafos". Proyecto 0718. Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- [12] **Panayotis Carydis, M.EERI, and Harris P. Mouzakis**  
"Small Amplitude Vibration Measurements of Buildings Undamaged, Damaged, and Repaired After Earthquakes". Earthquake Spectra, Vol.2 No.3, 1986.
- [13] **Robert Park, M.EERI**  
"Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames". Earthquake Spectra, Vol.2 No.3, 1986.

[14] **Meli Piralla R.**

**"Diseño estructural".**

**Ed. Limusa.**

[15] **Park R. y Paulay T.**

**"Estructuras de Concreto Reforzado".**

**Ed. Limusa.**



En zona de transición

Profundidad de desplante (1)	K <sub>x</sub>	K <sub>r</sub> (2)	K <sub>v</sub> LOSA	K <sub>v</sub> ZAPATA
≤ 1 m	11GR <sub>x</sub>	7GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	20GR <sub>x</sub>	12GR <sub>x</sub>
≥ 3 m	18GR <sub>x</sub>	11GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	28GR <sub>x</sub>	20GR <sub>x</sub>

En zona de lago

Profundidad de desplante	K <sub>x</sub>	K <sub>r</sub>			K <sub>v</sub>
		SOBRE EL TERRENO	SOBRE PILOTES DE FRICCION (3)	SOBRE PILOTES DE PUNTA (4)	
≤ 1 m	7GR <sub>x</sub>	6GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	7GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	6GR <sub>r</sub> <sup>3</sup> + $\frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	12GR <sub>x</sub>
≥ 3 m	8GR <sub>x</sub>	9GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	11GR <sub>r</sub> <sup>3</sup>	9GR <sub>r</sub> <sup>3</sup> + $\frac{1}{1/43GR_r^3 + 1/K_p}$	16GR <sub>x</sub>

1. Para profundidades de desplante intermedias entre 1 y 3 m interpólese entre los valores de la tabla
2. Para estructuras cimentadas sobre pilotes o pilas en la zona de transición supóngase K<sub>r</sub> infinita
3. Si estos son capaces de resistir por adherencia con el suelo circundante al menos la mitad del peso bruto de la construcción incluyendo el de sus cimientos. En caso contrario, interpólese linealmente entre los valores consignados en la tabla
4. K<sub>p</sub> se calculará teniendo en cuenta los pilotes de punta que contribuyan a resistir el momento de volteo, calculando la rigidez de estos elementos ante fuerza axial como si su punta no se desplazara verticalmente

Tabla 1 Valores de los coeficientes de rigidez K<sub>x</sub>, K<sub>v</sub> y K<sub>r</sub> propuestos por el reglamento de construcciones del Distrito Federal (RDF-87)

MODELOS	COMPONENTE	MODOS			
		1	2	3	4
Frecuencias obtenidas de forma experimen- tal	T	0.48	1.60	2.84	4.2-4.32
	L	0.76	2.88	-----	-----
	R	0.80	2.56-2.68	4.52	-----
Frecuencias obtenidas consideran- do empotra- do en su base al e- dificio	T	0.676	2.147	4.067	6.306
	L	1.483	5.139	10.14	15.557
	R	1.330	4.475	8.506	-----
Frecuencias obtenidas consideran- do la ISE	T	0.459	1.781	3.149	4.593
	L	0.716	2.442	6.531	11.078
	R	-----	-----	-----	-----

Tabla 2 Frecuencias obtenidas experimental y analíticamente, en Hz

MODELO	FRECUENCIAS [Hz]	
	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL
RCDF-87	0.465	0.706
I S E (S-ETABS)	0.459	0.716

Tabla 3 Comparación entre frecuencias obtenidas según el RDF-87 y las encontradas analíticamente considerando el efecto de Interacción ( ISE )

MODELO	PERIODOS [S]	
	TRANSVERSAL	LONGITUDINAL
EMPOTRADO 3-D	1.479	0.674
EMPOTRADO PLANO	1.493	0.659
I S E 3-D	2.177	1.396
I S E PLANO	2.175	1.364

Tabla 4 Comparación entre los periodos obtenidos del modelo tridimensional y del modelo en el plano ( un marco seleccionado en cada dirección )

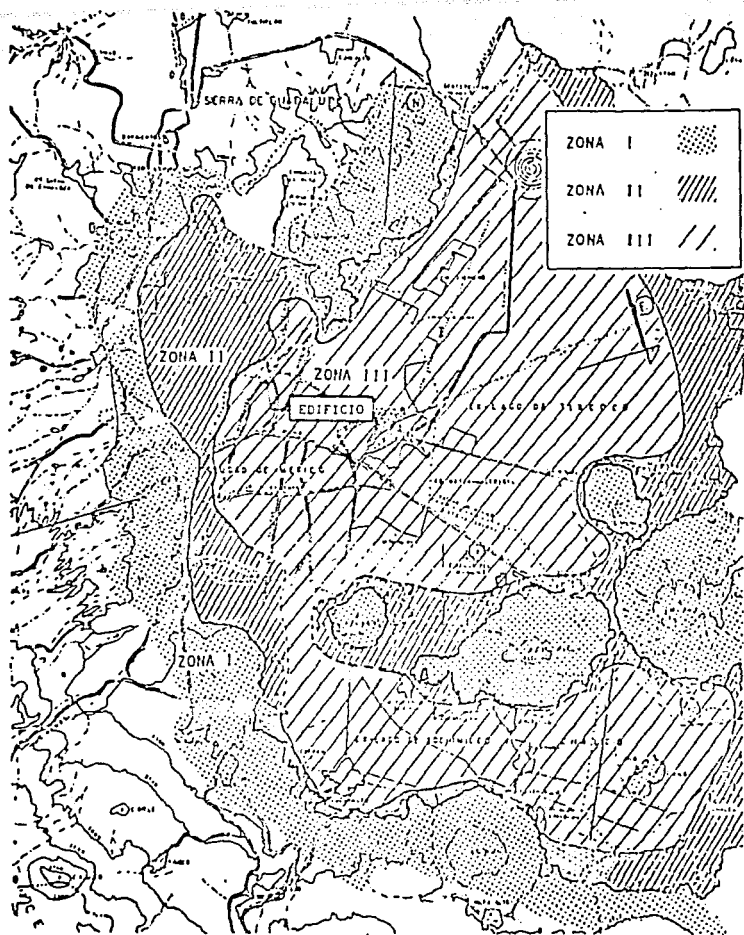


Figura 1 Ubicación del edificio

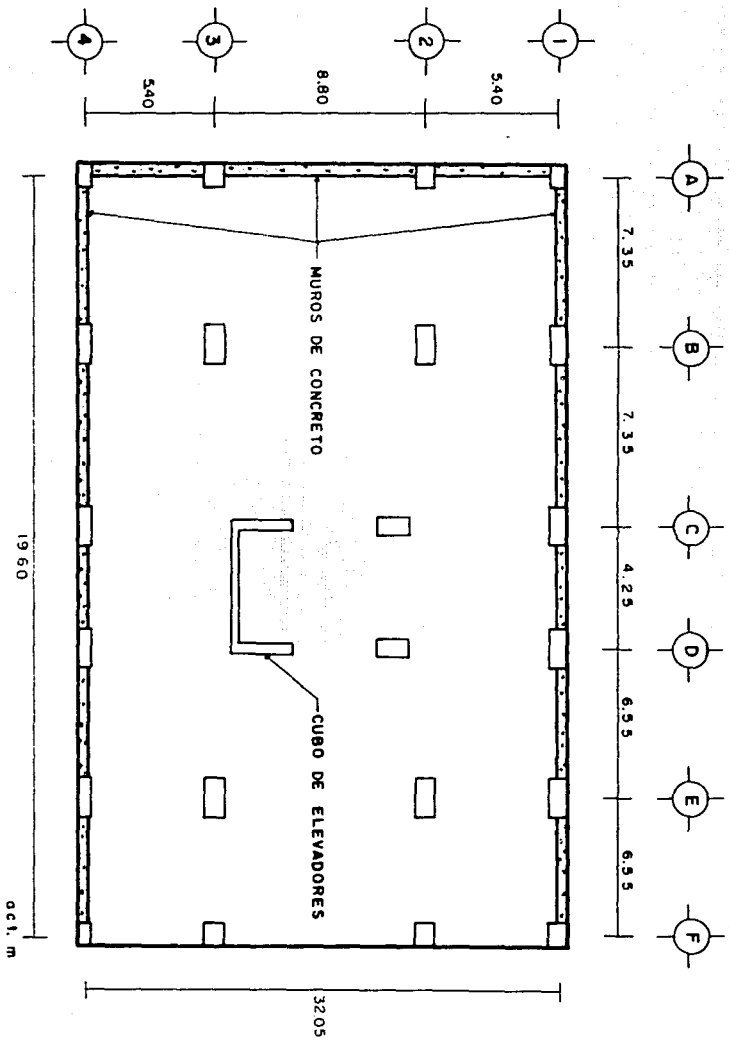


Figura 2 Planta de cimentación

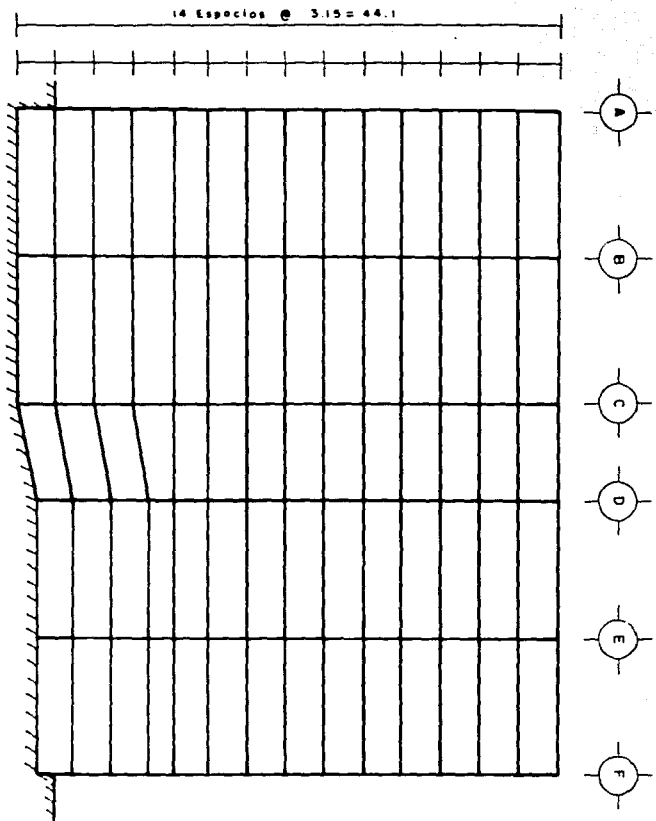


Figura 3 Corte longitudinal del edificio

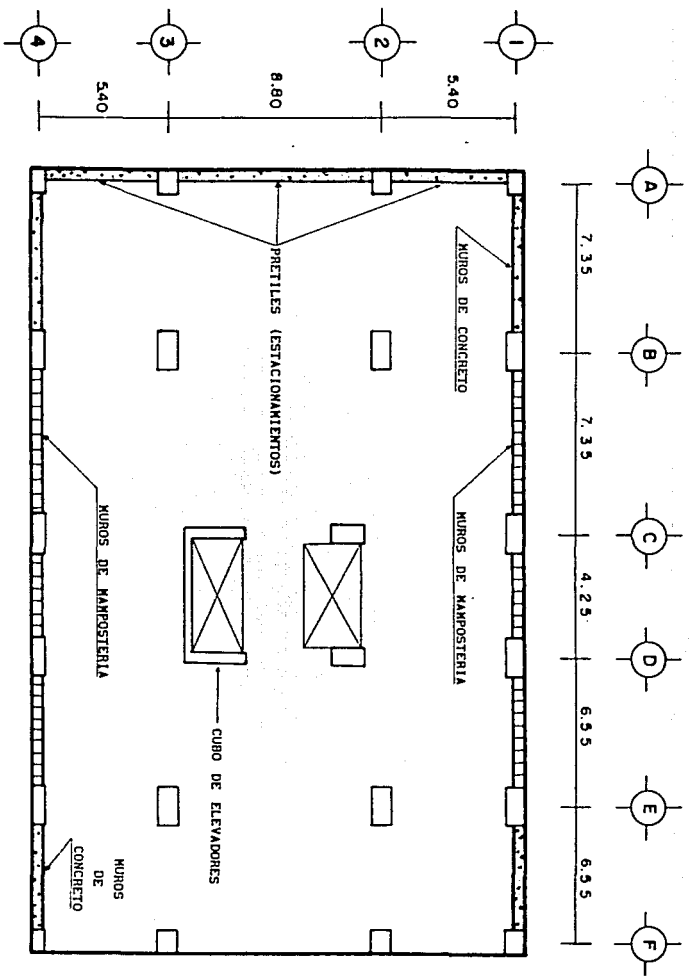


Figura 4 Planta de estacionamientos

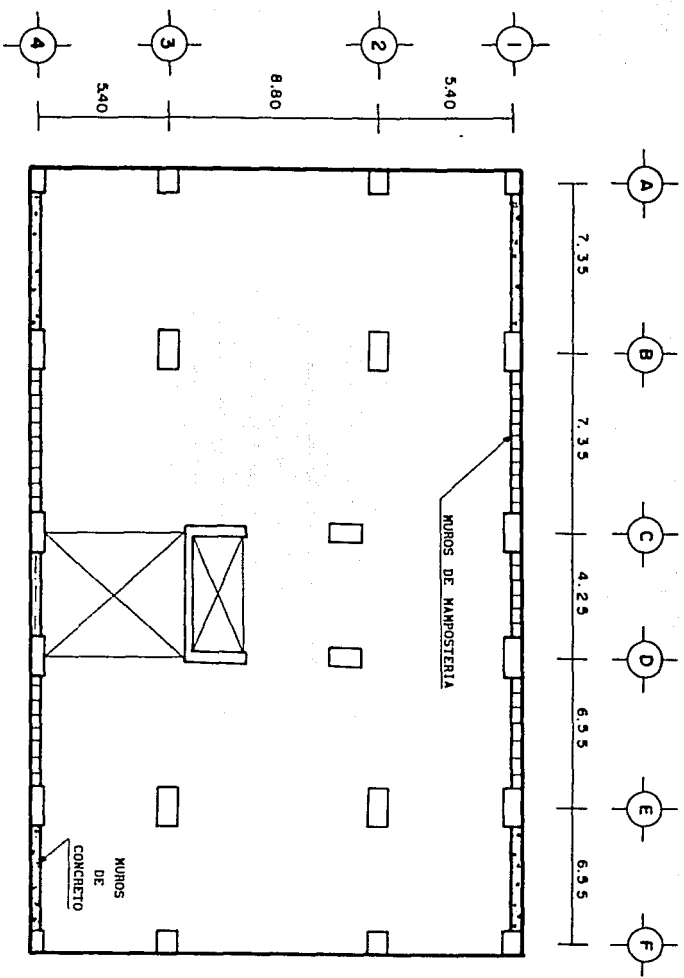


Figura 5 Planta de oficinas



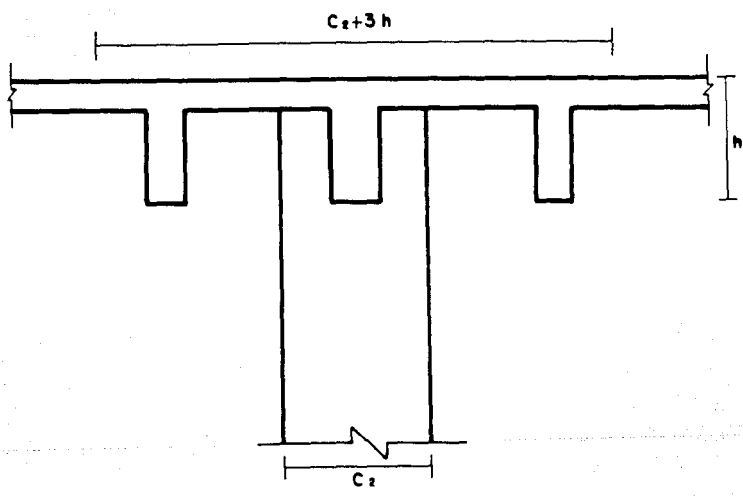
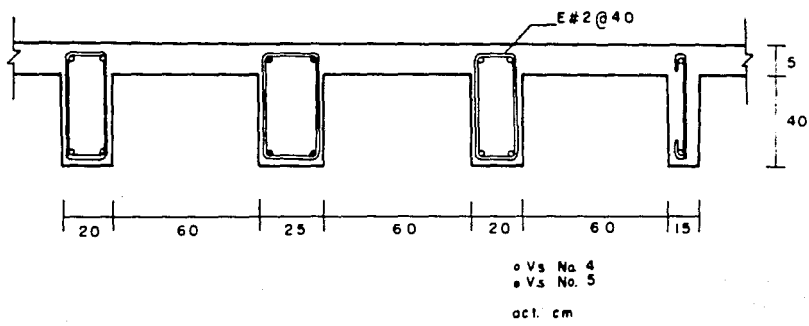


Figura 6 Corte de la losa y sección efectiva de las vigas según el RDF-87

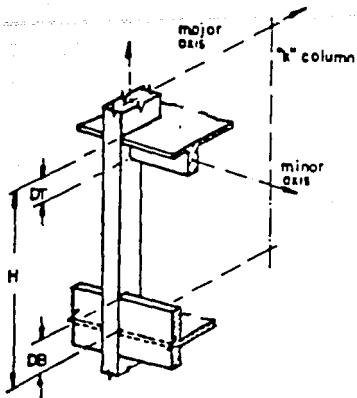


Figura 7 Ejes de columnas para Super-Etabs

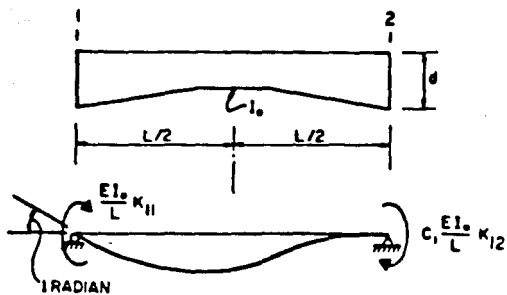


Figura 8 Factores de rigidez en vigas

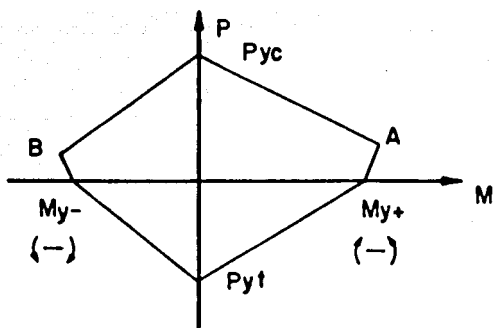
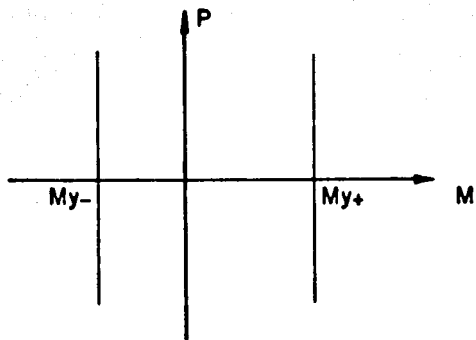


Figura 9 Diagramas de interacción para elementos viga-columna.

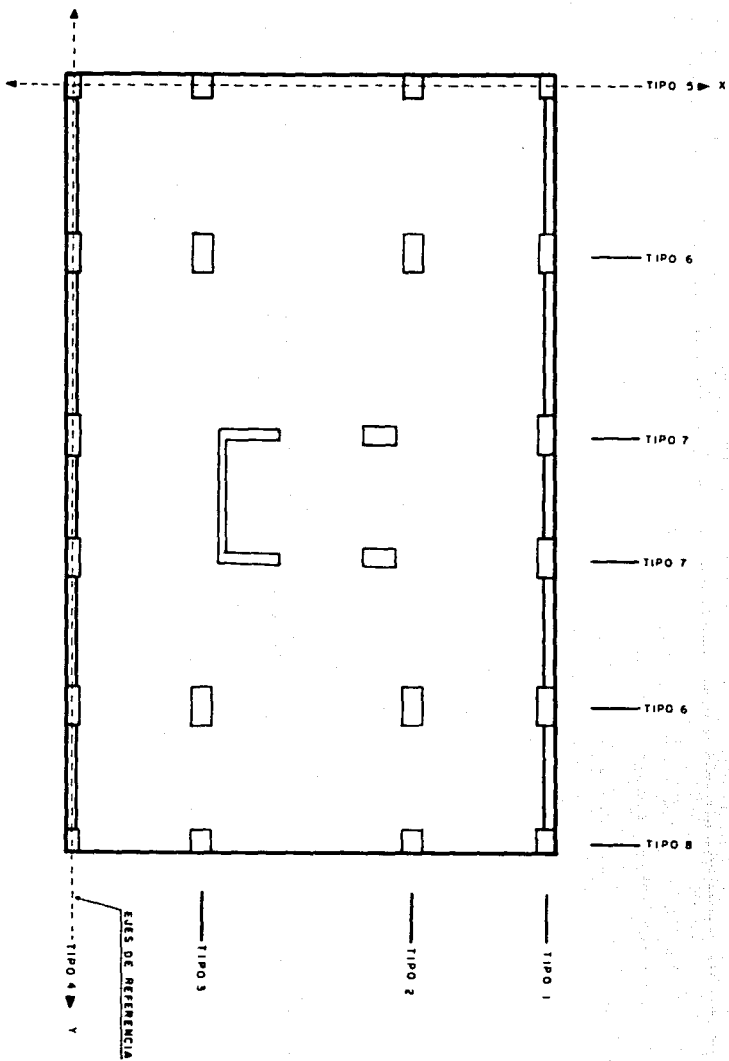


Figura 10 Clasificación de los marcos para el análisis en SUPER-ETABS.

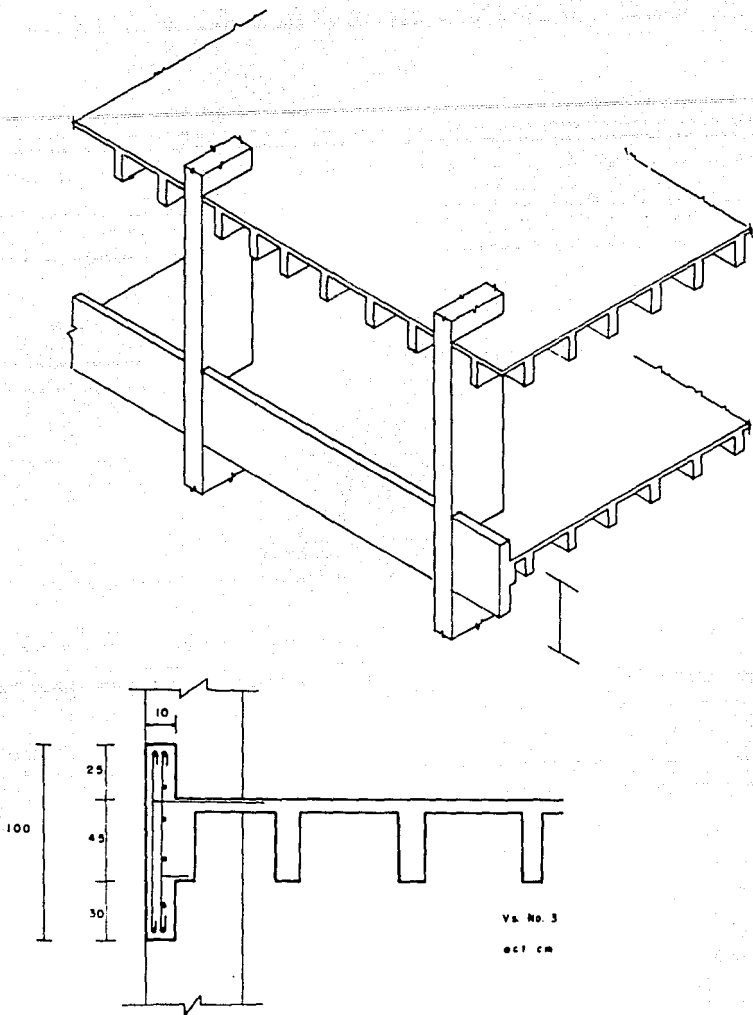


Figura 11 Geometría de los pretilas

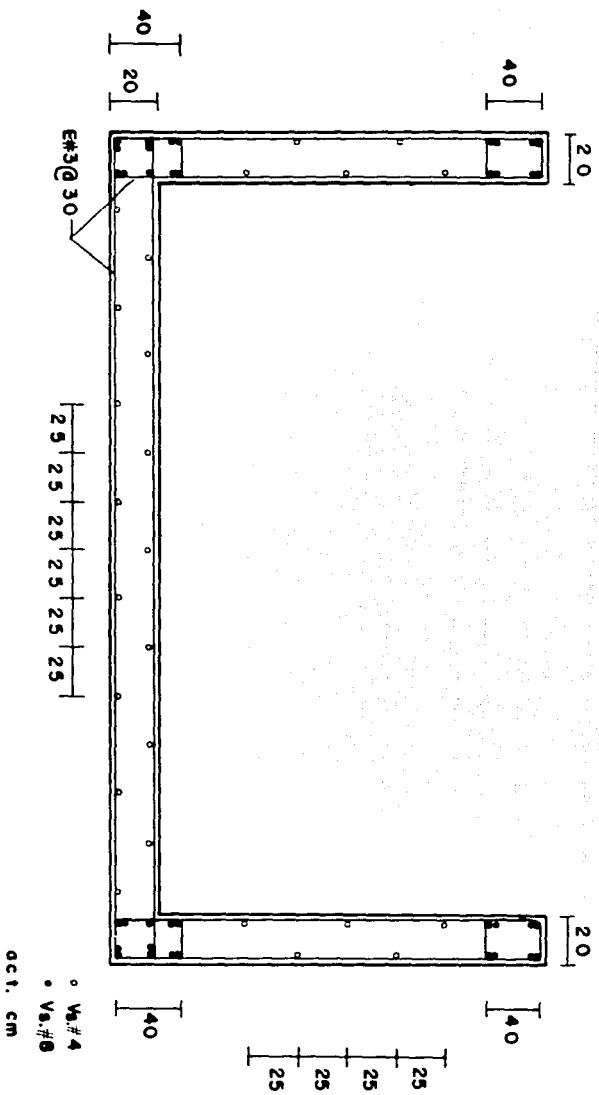


Figura 12 Sección y armado para el cubo de elevadores

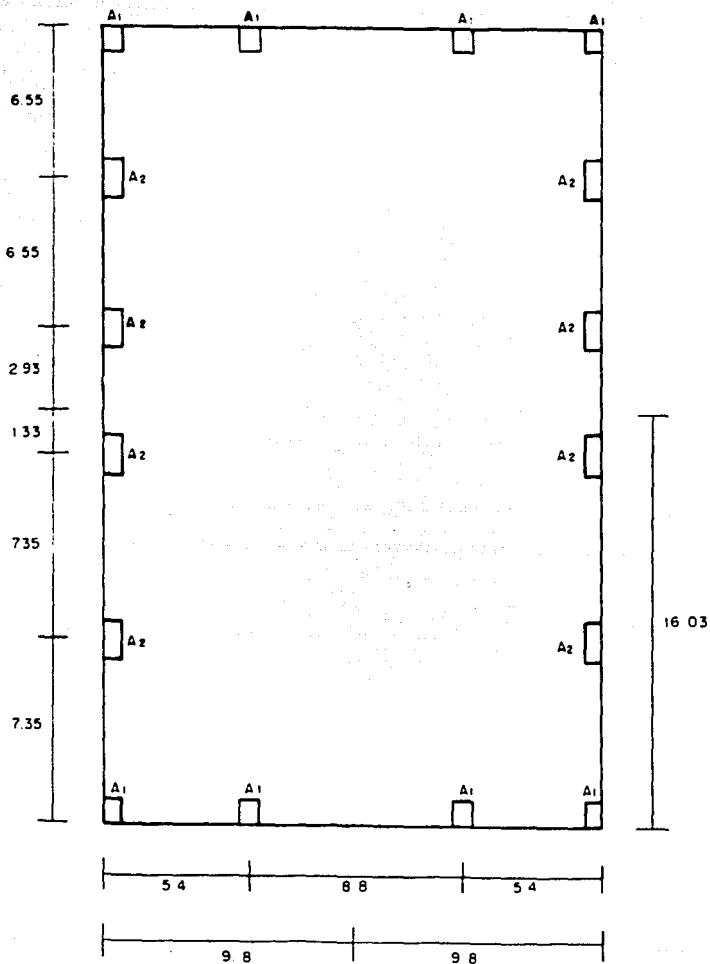
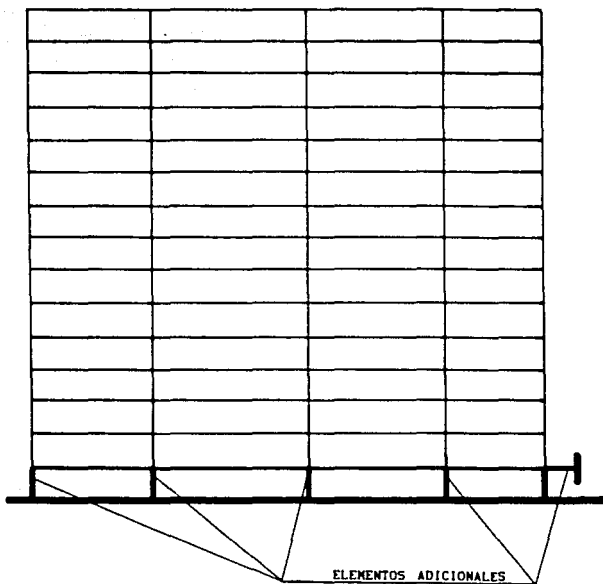
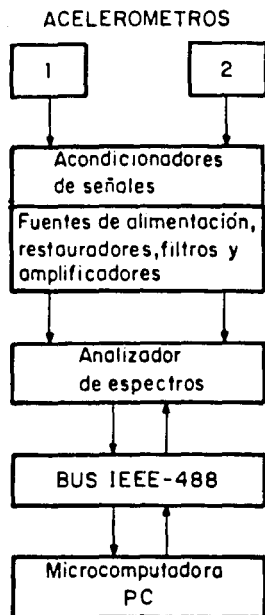


Figura 13 Distribución en planta de las áreas utilizadas para modelar el efecto de interacción (ISE)



**Figura 14** Corte longitudinal donde se muestra la adición del piso ficticio





**Figura 15** Esquema que muestra secuencialmente el procedimiento de la vibración ambiental

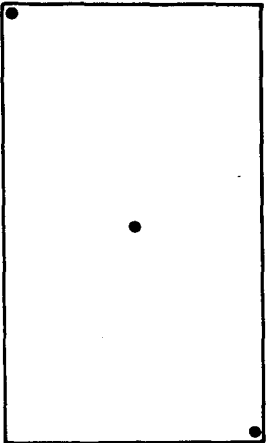
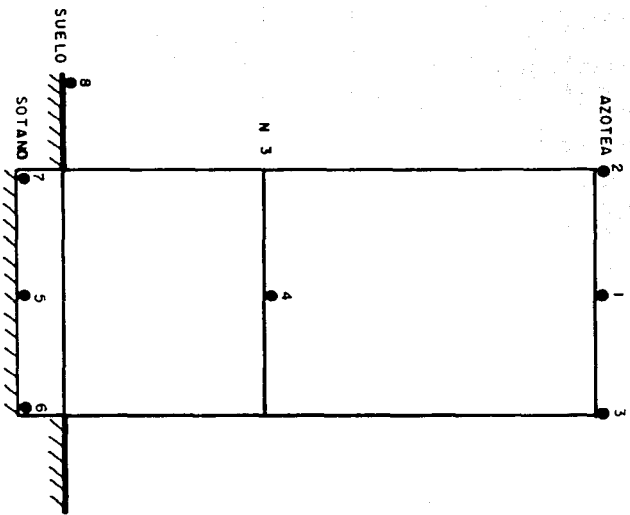
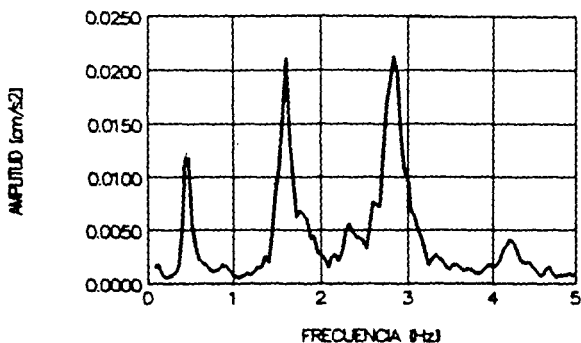


Figura 16 Corte que muestra la ubicación de los acelerómetros

# JALAPA 15

PRUEBA:01 N12 (T)



# JALAPA 15

PRUEBA:01 N4 (T)

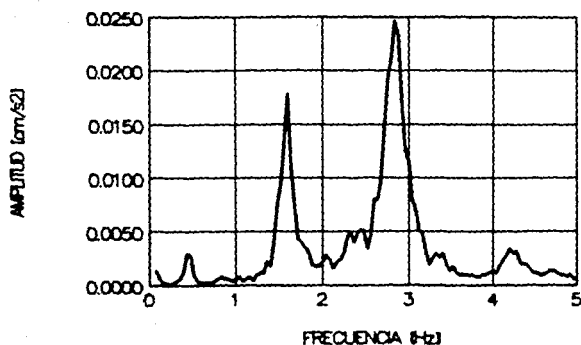
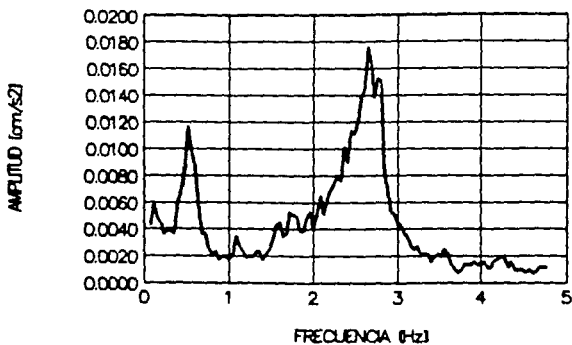


Figura 17 Espectros de Fourier para la dirección transversal.

# JALAPA 15

PRUEBA:02 N12 (L)



# JALAPA 15

PRUEBA:02 N4 (L)

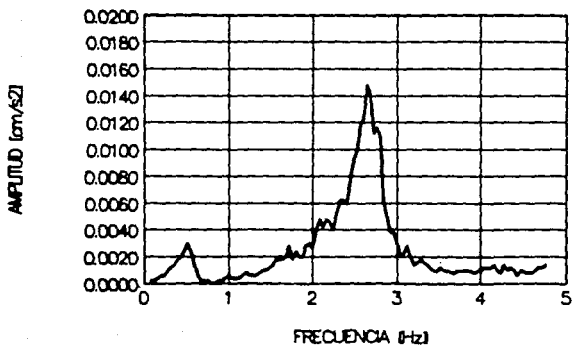


Figura 18 Espectros de Fourier para la dirección longitudinal.

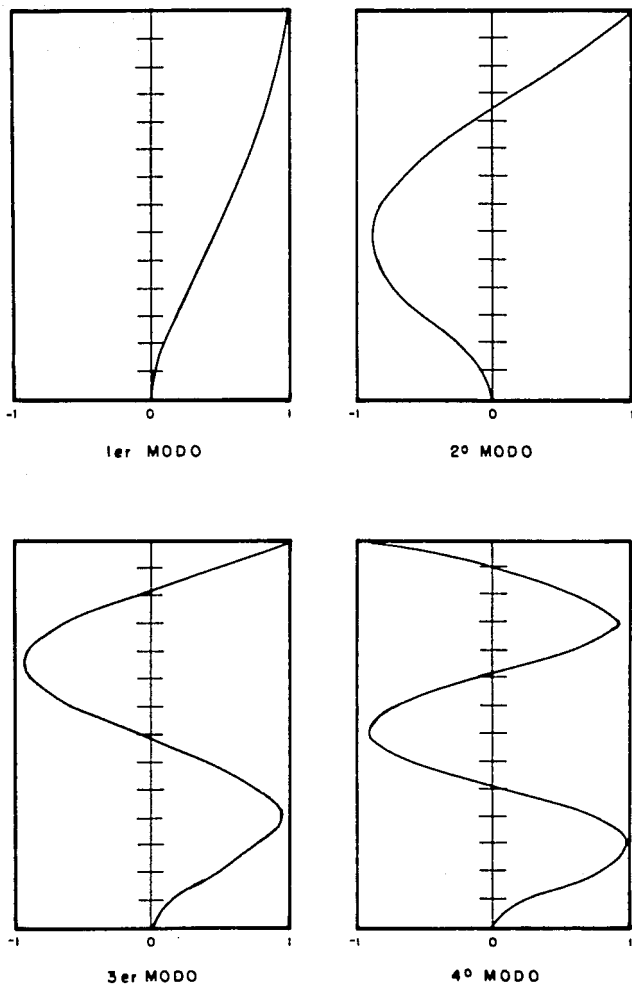
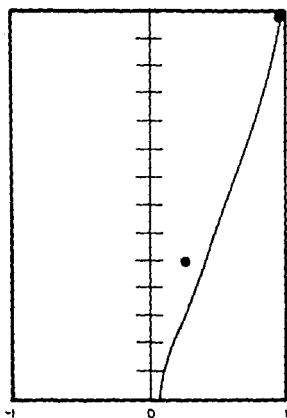
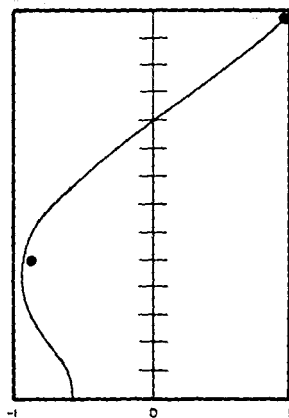


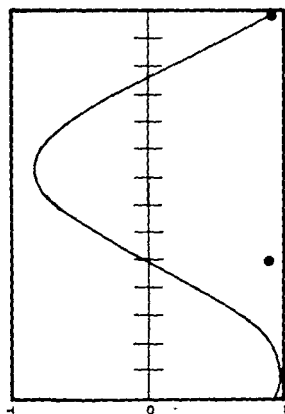
Figura 19 Configuraciones modales considerando base empotrada en la dirección transversal



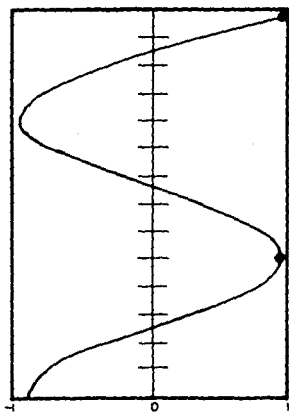
1er MODO



2º MODO



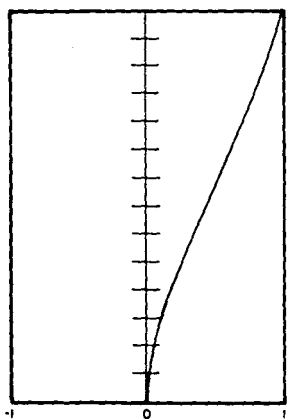
3er MODO



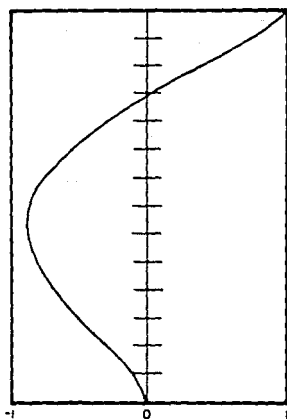
4º MODO

● VALORES EXPERIMENTALES

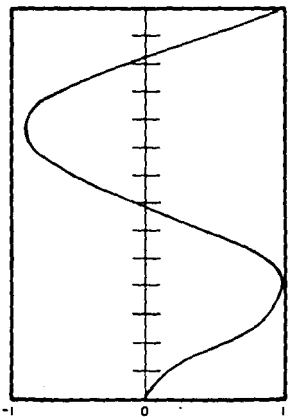
Figura 20 Configuraciones modales considerando el efecto de interacción suelo-estructura en la dirección transversal.



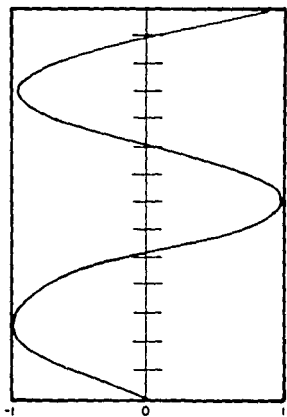
1er MODO



2º MODO



3er MODO



4º MODO

Figura 21 Configuraciones modales considerando base empotrada en la dirección longitudinal.

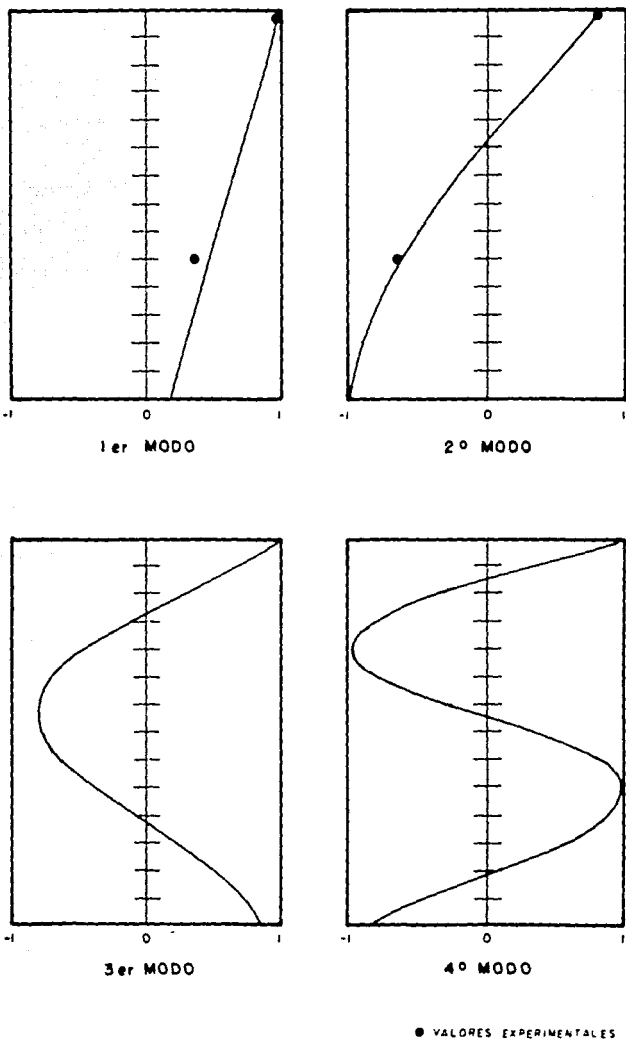
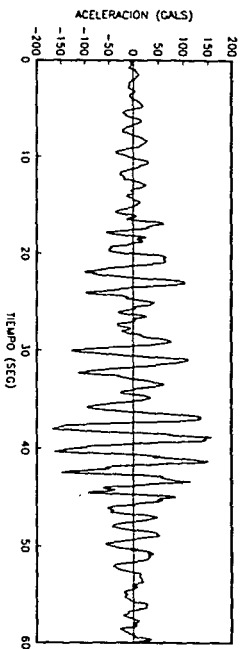


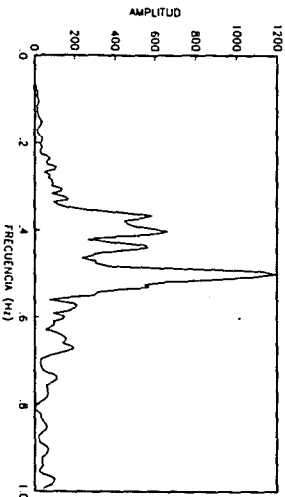
Figura 22 Configuraciones modales considerando el efecto de interacción suelo-estructura en la dirección longitudinal.



### a) ACELEROGRAMA SCT



### b) ESPECTRO DE FOURIER



### c) ESPECTRO DE RESPUESTA

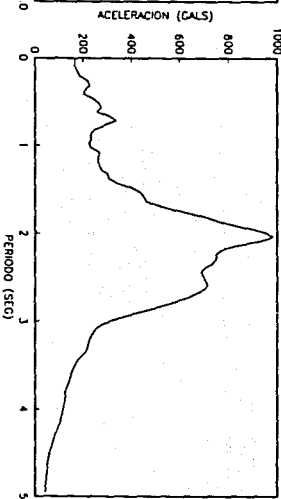
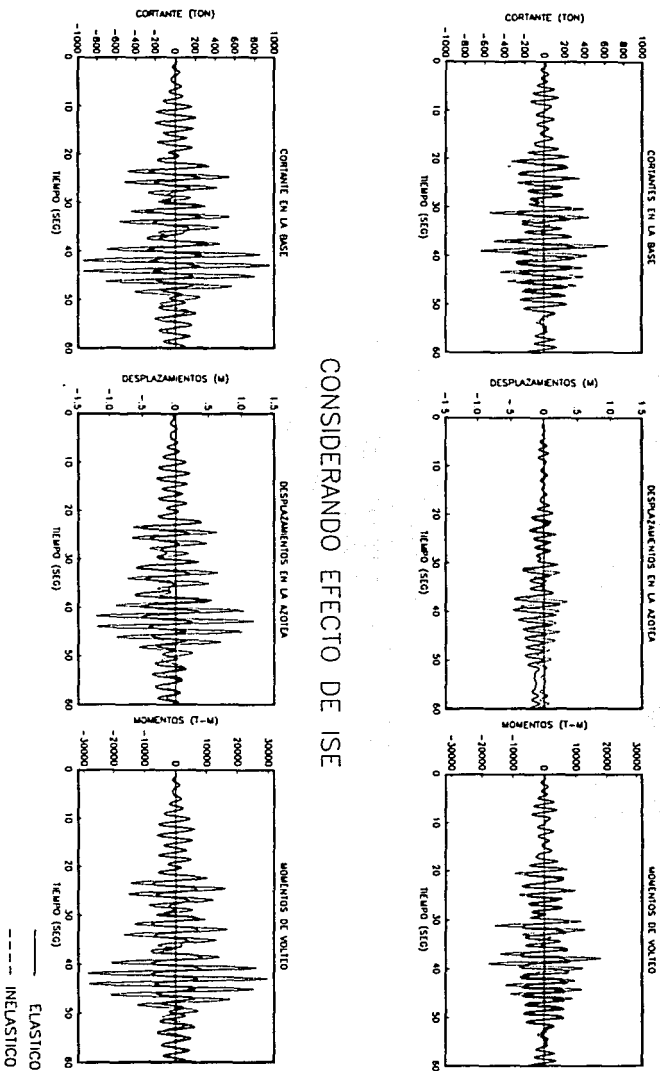


Figura 23 (a) Acelerograma del sismo registrado en septiembre de 1985 en la estación de SCT.  
(b) Espectro de Fourier para el sismo de SCT.  
(c) Espectro de Respuesta para el sismo de SCT.

## CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA



## CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

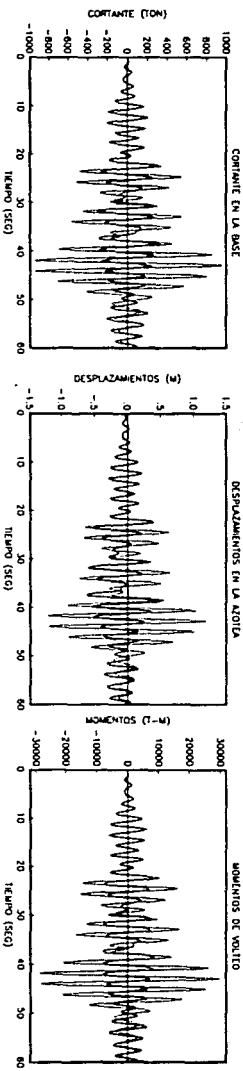
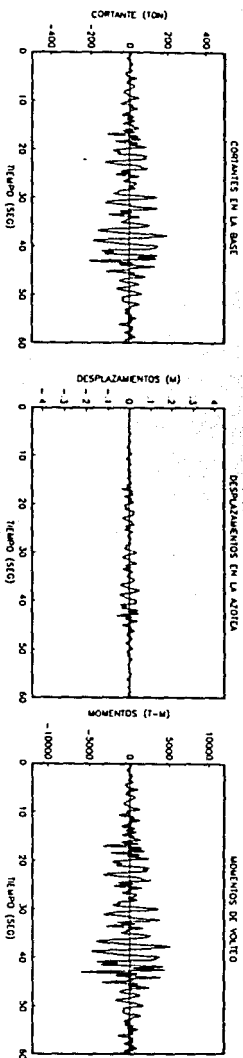


Figura 24 Gráficas de los resultados obtenidos del análisis inelástico para la dirección transversal (Marco C)

## CONSIDERANDO BASE EMPOTRADA



## CONSIDERANDO EFECTO DE ISE

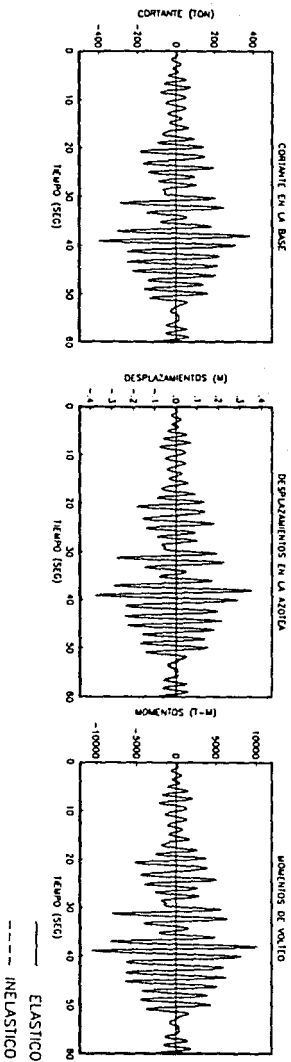


Figura 25 Gráficas de los resultados obtenidos del análisis inelástico para la dirección longitudinal (Marco 3).

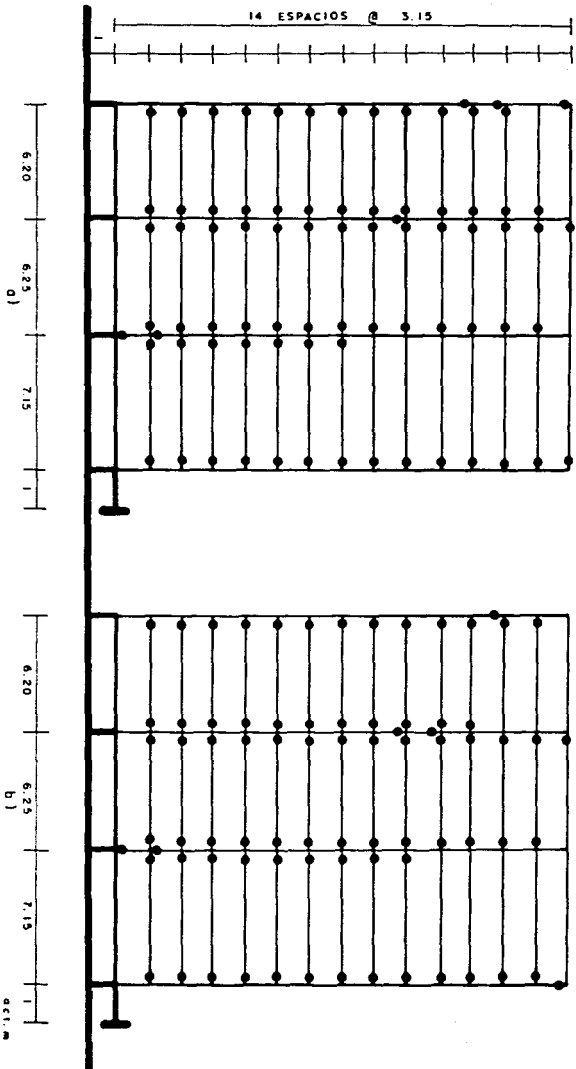


Figura 26 Formación de articulaciones plásticas en la dirección transversal. (a) Con base empotrada (b) Con efecto de interacción suelo-estructura.

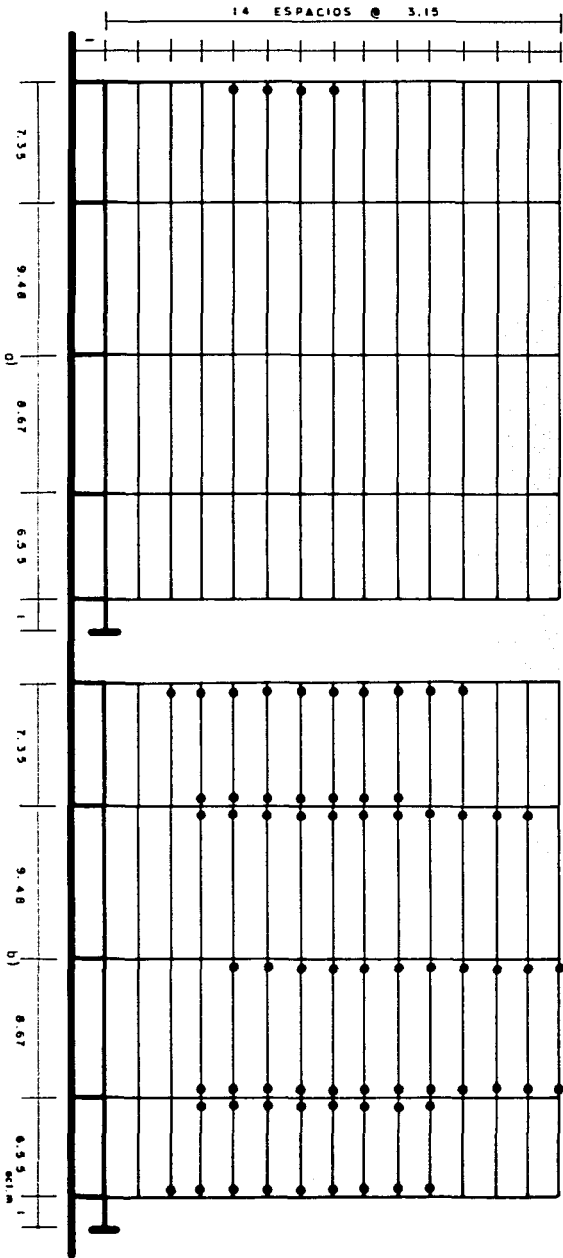


Figura 27 Formación de articulaciones plásticas en la dirección longitudinal. (a) Con base empotrada (b) Con efecto de interacción suelo-estructura.