

24  
108



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**Universidad Nacional Autónoma de México**

**FACULTAD DE INGENIERIA.**

**División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica**

**RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE TRES EDIFICIOS  
DAÑADOS EN LOS SISMOS DE 1985**

**T E S I S**

*Que para obtener el título de:*

**INGENIERO CIVIL**

*presenta*

**TOMAS ALBERTO SANCHEZ PEREZ**



MEXICO, D.F.

DIC. DE 1989.

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **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.

RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE TRES EDIFICIOS  
DAÑADOS EN LOS SISMOS DE 1985

I N D I C E

Capítulo:	página:
I INTRODUCCION.	
1.1 Antecedentes.....	5
1.2 Objetivos y alcance.....	6
II DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS Y DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO.	
2.1 Edificio STC.	
2.1.1 Descripción general.....	8
2.1.2 Descripción de daños.....	9
2.2 Edificio Izazaga.	
2.2.1 Descripción general.....	10
2.2.2 Descripción de daños.....	11
2.3 Edificio Xochicalco.	
2.3.1 Descripción general, estado original.....	12
2.3.2 Descripción de daños.....	15
2.3.3 Reforzamiento del edificio, descripción general...	15
III CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO.	
3.1 Consideraciones preliminares.....	17
3.2 Métodos de análisis sísmico.....	17
3.3 Respuestas de interés.....	19
3.4 Interacción suelo-estructura.	
3.4.1 Antecedentes.....	20
3.4.2 Interacción suelo-estructura en base al RDF-87....	21
3.4.3 Incorporación de los efectos de la interacción en los análisis.....	22
IV ANALISIS ESTATICO Y DINAMICO MODAL ESPECTRAL.	
4.1 Análisis sísmico estático.....	24
4.2 Análisis sísmico dinámico modal espectral.....	27
4.3 Análisis sísmico tridimensional.....	30
4.4 Programa de cómputo SUPER-ETABS.....	30

V	ANALISIS SISMICO DINAMICO INELASTICO PASO A PASO.	
5.1	Generalidades.....	32
5.2	Programa de cómputo DRAIN-2D	
5.2.1	Conceptos generales.....	32
5.2.2	Criterios de fluencia y tipos de elementos.....	33
5.2.3	Parámetros adicionales en el DRAIN-2D.....	34
5.3	Demandas de comportamiento inelástico.....	35
VI	ANALISIS SISMICO ESTATICO INELASTICO.	
6.1	Consideraciones generales.....	37
6.2	Programa de cómputo ULARC	
6.2.1	Idealización de la estructura.....	38
6.2.2	Método de análisis no lineal.....	39
6.2.3	Aplicaciones.....	39
VII	COMPARACIONES DE LAS RESPUESTAS ANALITICAS Y DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO.	
7.1	Edificio STC. Dirección longitudinal.	
7.1.1	Análisis elásticos	
7.1.1a	Periodos de vibración.....	41
7.1.1b	Deformaciones angulares de entrepiso.....	42
7.1.1c	Cortantes de entrepiso.....	42
7.1.2	Análisis inelásticos estático y dinámico	
7.1.2a	Resultados de los análisis inelásticos.....	44
7.1.3	Comparación de respuestas elásticas e inelásticas.	48
7.2	Edificio STC. Dirección transversal.	
7.2.1	Análisis elásticos	
7.2.1a	Periodos de vibración.....	50
7.2.1b	Deformaciones angulares de entrepiso.....	51
7.2.1c	Cortantes de entrepiso.....	51
7.2.1d	Desplazamientos horizontales máximos.....	51
7.2.1e	Momentos de volteo.....	52
7.2.2	Comportamiento de muros de cortante	
7.2.2a	Coefficientes sísmicos resistentes.....	53
7.2.3	Comportamiento de vigas de acoplamiento.....	54
7.2.4	Análisis inelástico.....	54
7.3	Edificio Izazaga.	
7.3.1	Resultados de los análisis elásticos.	

7.3.1a	Periodos de vibración.....	56
7.3.1b	Deformaciones angulares de entrepiso.....	57
7.3.1c	Cortantes de entrepiso.....	58
7.3.1d	Desplazamientos estáticos y dinámicos.....	58
7.3.1e	Evaluación de la resistencia.....	59
7.3.2	Resultados de los análisis inelásticos	
7.3.2a	Desplazamientos horizontales máximos.....	59
7.3.2b	Patrón de daños analítico y real, envolventes de fuerzas cortantes.....	60
7.3.2c	Demandas de ductilidad.....	61
7.3.3	Comparación de respuestas elásticas e inelásticas. Influencia de la interacción suelo-estructura	
7.3.3a	Desplazamientos horizontales máximos.....	61
7.3.3b	Cortantes de entrepiso y momentos de volteo.....	62
7.4	Edificio Xochicalco.	
7.4.1	Resultados de los análisis elásticos.	
7.4.1a	Periodos de vibración.....	64
7.4.1b	Deformaciones angulares de entrepiso.....	65
7.4.1c	Cortantes de entrepiso.....	66
7.4.2	Resultados de los análisis inelásticos.	
7.4.2a	Historias de desplazamientos.....	67
7.4.2b	Configuración analítica y real de daños.....	67
7.4.2c	Envolventes de fuerzas cortantes en el edificio modificado.....	68
7.4.3	Comparación de desplazamientos elásticos e inelás- ticos. Influencia del efecto P- $\Delta$ .....	69
VIII	CONCLUSIONES.	
8.1	Conclusiones.....	70
8.2	Bibliografía.....	75
APENDICE A-1.	.....	77

## I. INTRODUCCION

### 1.1 ANTECEDENTES.

La República Mexicana está situada en una de las zonas sísmicas más activas del mundo; la mayoría de los sismos de gran magnitud que ocurren en el país se deben a la subducción de la placa de Cocos por debajo de la Norteamericana. La línea de subducción dista pocos kilómetros de las costas de Chiapas, Oaxaca, Guerrero y Michoacán y cerca de estas costas es donde se han localizado la mayoría de los epicentros.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 con una magnitud en la escala de Richter de 8.1, tuvo su epicentro en las costas de Michoacán y fue sentido con intensidades muy altas en algunas partes del Valle de México. La evidencia del tamaño del temblor son un gran número de edificios afectados con diferentes niveles de daño que van desde el no estructural hasta el colapso total.

Los daños más severos de edificios se concentraron en una zona limitada por el subsuelo del viejo lago en la cual se tienen depósitos profundos de arcilla altamente deformable con características dinámicas de vibración tales que amplifican las ondas sísmicas que entran al Valle y de esta manera se produce en el suelo un movimiento con periodos dominantes del orden de los 2 segundos. Además de las características casi armónicas del movimiento, resultó también importante su larga duración.

La mayor parte de edificios dañados tenían de 5 a 15 niveles. Muchos edificios con daño severo o colapso eran de concreto reforzado con sistema estructural a base de losa plana aligerada o sistemas de piso consistentes de losa y trabes coladas monolíticamente. Los modos de falla que predominaron fueron por cortante y flexocompresión en columnas, presentándose un deterioro progresivo de la resistencia del concreto ante el gran número de repeticiones de carga y dando lugar algunas veces a la pérdida de capacidad de las columnas para soportar cargas verticales. También hubo fallas por cortante de vigas y losas aligeradas, y fallas en las conexiones losa plana - columna por punzonamiento.

En general el comportamiento de construcciones a base de muros de mampostería fué aceptable. Respecto a las estructuras de acero tuvieron

daños menores. Los problemas en cimentaciones fueron por efecto de movimientos excesivos en la base (rotaciones), asentamientos importantes e incluso volteo.

En la zona del lago son característicos los periodos largos del suelo lo que origina que se tenga una respuesta estructural muy diferente a la que se tendría en terreno firme donde los periodos dominantes son cortos. Tales características hacen que sean más sensibles en su respuesta ciertas estructuras con propiedades dinámicas similares a las del terreno y que en muchas ocasiones excursionen en el rango inelástico.

Los criterios actuales de diseño sísmico reconocen que la estructura entra en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, tomando en cuenta que en el diseño se proporcione, mediante el cuidado de armados y detalles estructurales, la capacidad necesaria para disipar la energía inducida por el sismo de manera uniforme sin que se presenten daños irreparables, fallas frágiles, ni que se llegue al colapso.

Por último, cabe aclarar que el carácter dinámico y accidental de la acción sísmica, junto con el elevado costo que implica hacer que ante un sismo de gran intensidad la respuesta de una estructura se mantenga dentro de niveles de comportamiento que no impliquen daño alguno (comportamiento elástico), hacen que se trate de aprovechar el trabajo de la estructura para deformaciones inelásticas. Por ello las propiedades inelásticas de los materiales y elementos estructurales, y en particular la ductilidad adquieren una importancia fundamental en el diseño sismorresistente y justifican el estudio y análisis de la respuesta inelástica de estructuras sometidas a sismo.

## 1.2 OBJETIVOS Y ALCANCE.

En el presente trabajo se analiza la respuesta sísmica inelástica de 3 edificios que durante los sismos de 1985 sufrieron diferentes niveles de daño, a fin de poder explicar el comportamiento observado y comparar cuantitativamente con las respuestas elásticas que tradicionalmente se realizan en las estructuras. Ambos tipos de análisis, elásticos e inelásticos, se hacen con y sin la influencia de la interacción suelo-estructura en base al RDF-87, lo que permitirá obtener conclusiones sobre el problema de la interacción al comparar respuestas estáticas y

dinámicas con y sin dicho efecto.

Los tres edificios en cuestión forman parte de un grupo de estructuras que han sido objeto de estudio en proyectos de investigación a cargo del Instituto de Ingeniería. Para tal efecto debieron reunir características como las siguientes:

- Son estructuras de concreto reforzado representativas de un buen número de las construcciones de la Cd. de México y además de estructuración poco compleja.
- Cuentan con planos estructurales completos, y la información recabada es detallada y confiable.
- Se buscó que su respuesta ante el sismo de 1985 no se viera afectada por daños previos, choques con edificios adyacentes, etc.
- En los edificios se realizó un levantamiento de daños en sitio y se les determinó su periodo natural por vibración ambiental, posteriormente a la fecha de los sismos de 1985.

Debido a que la interpretación del comportamiento observado se hará mediante análisis de modelos, esto permitirá evaluar la capacidad de los métodos de análisis sísmico usados actualmente (estáticos, dinámicos, elásticos e inelásticos), y de este modo predecir con detalle el comportamiento observado de dichas estructuras.

Uno de los tres edificios analizados ya ha sido reforzado y se cuenta con los planos estructurales de dicho proyecto de reforzamiento, por tal motivo es de interés conocer su respuesta debido a su nueva condición. Esto ofrece la oportunidad de evaluar la eficiencia de los distintos procesos de refuerzo y restructuración al comparar con los requerimientos de los últimos reglamentos, así como poder llevar a cabo un seguimiento de su comportamiento ante eventos sísmicos futuros. De esta manera se busca comprobar si las condiciones de refuerzo, para este caso en particular, alcanzan la seguridad, ante sismo, prevista por las Normas de Emergencia (que se tomaron de base para este proyecto) y el reglamento actual de construcciones (RDF-87).

## II. DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS Y DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO

### 2.1. EDIFICIO STC

#### 2.1.1. DESCRIPCION GENERAL.

El edificio STC destinado a oficinas del Centro Administrativo del Sistema de Transporte Colectivo cuenta con las siguientes características:

Es un edificio de 10 niveles + 1 sótano + 2 niveles para cuartos de máquinas que ocupan un área parcial sobre la azotea. Se construyó entre 1970 y 1971 apoyándose su diseño en el RDF-66. En dicho proyecto se consideró a la estructura como del grupo "A", tomando por ello un factor de seguridad adicional de 1.3 respecto a las del grupo "B". La planta es rectangular con 4 claros de 9m cada uno en la dirección longitudinal (E-W) y 3 claros de 6m en la dirección transversal (N-S), ver foto 1 y figura 2.1.

En la dirección larga se tienen 4 ejes a base de marcos, las columnas son rectangulares y están orientadas con su dimensión mayor paralela a dicha dirección. Los dos ejes exteriores de la dirección transversal son a base de sistema muro de cortante-marco, en tanto que los 3 adicionales son únicamente marcos. La altura de planta baja es de 4.95m y en los entrepisos restantes de 3.75m aproximadamente. Sobre el eje 1 hay traveses a medio nivel, entre los ejes C y D, debido a la ubicación de los baños.

El sistema de piso es de traveses y losas coladas monolíticamente; el espesor de la losa es de 10cm y se tiene una relación de dimensión larga a corta de la planta de 2. La cimentación es semicompensada con un cajón de 3m de profundidad; cuenta además con una retícula de contratraveses y 87 pilotes de fricción de 22m de longitud con sección transversal octagonal (ver figuras 2.2 y 2.3).

El concreto es nominalmente de  $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$  y el acero es de  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ , aunque en algunos elementos estructurales había también acero de alta resistencia, tipo "tor". Los armados de columnas (tabla 2.1) muestran diseños conservadores para las especificaciones del RDF-66. Los porcentajes de acero longitudinal varían de 1 a 4.5% de la sección transversal. El refuerzo transversal es bastante bueno para proporcionar resistencia al

cortante así como para dar un confinamiento adecuado. Se tienen estribos de 2 y 3 series del #3, #4 y #5. En los nudos el refuerzo transversal muestra detalles y ejecución muy cuidadosa.

En cuanto a cambios de rigidez y resistencia en las columnas, las exteriores son de 90 x 50cm sin cambiar en toda la altura; las interiores comienzan de 90 x 50cm y disminuyen en la dimensión mayor 10cm cada 2 niveles, quedando a partir del entrepiso 6-7 de 60 x 50cm. El acero longitudinal y transversal tiende a cambiar prácticamente cada dos niveles.

Los 4 muros de cortante ubicados en los ejes de cabecera presentan armados sustanciosos tanto a nivel del alma como en los patines de los extremos. El espesor de éstos varía desde los 40cm hasta los 25cm, con parrillas en dos lechos y varillas del #4. En las vigas el acero longitudinal y transversal parece adecuado aunque no en cantidades tan generosas como ocurre en las columnas. Todas las vigas, excepto las de medios niveles de la crujía C-D en el eje 1, son de 90 x 40cm, incluyendo el espesor de la losa.

### 2.1.2 DESCRIPCION DE DAÑOS.

La mayor parte de los daños se concentra entre la planta baja y el nivel 6, sobre la dirección longitudinal. Se encuentra evidencia de articulaciones plásticas en extremos de vigas de los marcos en esta misma dirección.

En las trabes el daño generalizado consiste en desprendimientos del concreto en el lecho inferior a paño con la columna, con exposición del acero y algunas veces pandeo del mismo (ver fotografías 2, 3 y 4). El daño en columnas consiste en algunas grietas diagonales en los entrepisos 3-4 y 5-6 sobre las caras de mayores esfuerzos de la dirección E-W, en la que el trabajo es esencialmente con marcos sin la ayuda de los muros de cortante. Hay indicios de articulaciones en las bases de las columnas a nivel del piso de P.B. presentándose en las columnas de esquina donde comienzan los muros de cortante (foto 5).

Se identificaron daños importantes en las trabes de medio nivel sobre la crujía C-D del eje 1; en los casos extremos estuvieron a punto de desprenderse de las columnas en que se apoyaban. En la dirección corta, dirección que cuenta con 4 muros de cortante, no se aprecian daños debidos al sismo. Así mismo no hubo indicios de daños debidos a hundimientos

diferenciales, desplomes, problemas de columnas cortas, planta baja flexible, torsiones, etc.

Las características de diseño que presenta este edificio, dirección longitudinal, son tales que su rigidez lateral y resistencia, así como sus mecanismos para disipar la gran cantidad de energía que le transmitiera el sismo, lo llevaron a comportarse de acuerdo al modelo de columna fuerte - viga débil que implícitamente señala el reglamento.

## 2.2 EDIFICIO IZAZAGA.

### 2.2.1 DESCRIPCION GENERAL.

Es un edificio destinado a comercio y talleres de costura; sus plantas son casi rectangulares contando con 5 claros en la dirección larga, los exteriores de 8.3m y los interiores de 8.9m. La dirección transversal sólo tiene 3 claros de 6m cada uno. El edificio consta de 11 niveles, un sótano y 2 niveles para cuartos de servicio ocupando un área parcial sobre la azotea (foto 6 y figuras 2.4 a 2.6).

El edificio se construyó en 1971 y su diseño original se apoyó en el RDF-66. El sistema de piso es a base de losa plana aligerada con espesor de 40cm y zona maciza muy pequeña en la dirección transversal. Se tiene una relación máxima de dimensión larga a corta de 2.5. En cuanto al sistema estructural, en ambas direcciones, es a base de marcos con columnas y vigas equivalentes según un ancho con que participa la losa plana. La cimentación es semicompensada con un cajón, retícula de contratrabes, sótano de 2.5m de profundidad y 104 pilotes de punta de 32m de longitud con sección cuadrada de 35cm por lado (figs 2.7 y 2.8).

Los 2 ejes exteriores longitudinales tienen columnas cuadradas y las restantes son circulares (ver tabla 2.2). La primera planta, sobre el nivel de calle, no cuenta con los tableros de la crujía 5-6 por lo que la dimensión de las columnas del eje 6 en dicha planta cuentan con doble altura (5m). El resto de las alturas de entrepiso es constante de 2.5m.

El concreto es de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  en cimentación y  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  en la estructura; el acero de refuerzo tiene un  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . los armados de columnas (tabla 2.2) muestran diseños nada conservadores para las

especificaciones del RDF-66. Los porcentajes de acero varían de 1.5 a 2.1% de la sección transversal; este acero está uniformemente distribuido. En todas las columnas circulares el refuerzo transversal consiste en E#4 @25cm en la parte intermedia y @ 12.5cm en los extremos; en las cuadradas se tienen 2E#4 @25cm, E#3 y 2.5 @25cm y a la mitad en los extremos. En general el refuerzo transversal proporciona buen confinamiento.

En cuanto a cambios de rigidez y resistencia en las columnas, después de los 3 primeros entrepisos las dimensiones presentan una reducción importante; las columnas cuadradas disminuyen 15cm en ambas direcciones y las circulares, con diámetros de 100 y 80cm disminuyen a 85 y 70cm, respectivamente.

Estos valores no cambian en los cuatro entrepisos siguientes, habiendo en el entrepiso 6-7 una nueva reducción de 15cm pero sólo en las secciones cuadradas. En las columnas circulares exteriores se tiene una disminución de 15cm en el diámetro y las exteriores terminan sin variar. Respecto al refuerzo longitudinal, los cambios de resistencia ocurren de manera similar a lo observado en las dimensiones. El refuerzo transversal de las columnas circulares no varía en toda la altura; en columnas cuadradas se muestran cambios según varían las dimensiones.

Los planos estructurales muestran que sobre los ejes exteriores había muros de mampostería desligados. Pero en la etapa de levantamiento de daños ya no se encontraron, pues ya habían sido demolidos. Esto indica que de haber existido dichos muros, posiblemente eran de muy mala resistencia y se hayan destruido durante el sismo al no haber estado correctamente protegidos contra el volteo como lo señala el proyecto original.

El armado de la losa plana aligerada a nivel de las conexiones no parece muy adecuado (ver figuras 2.9 y 2.10). Se cuenta con armado especial dentro de la franja C2 + 3h, pero en la dirección transversal la zona maciza resulta sumamente pequeña; no se observa que pase sobre la columna una cantidad suficiente de refuerzo a lo largo de la nervadura principal. El refuerzo transversal de las nervaduras resulta muy espaciado.

### 2.2.2 DESCRIPCIÓN DE DAÑOS.

Los daños en el sistema de piso se concentran entre los niveles 2 a 9 y los de las columnas entre los entrepisos 3-4 a 8-9 siendo más acentuados en la

dirección corta y exhibiéndose mediante grietas inclinadas predominando esto en columnas de marcos intermedios. En esta misma dirección, las losas muestran severo agrietamiento por cortante en las nervaduras inmediatamente fuera de la pequeña zona maciza disponible en dicha dirección.

En la dirección larga las grietas en columnas son horizontales y verticales con cierta inclinación, posiblemente por escaso recubrimiento de los estribos además de la presencia de niveles altos de carga axial y cortante. En el sistema de piso, dirección longitudinal, el agrietamiento no es tan acentuado ya que en esta dirección la dimensión de las zonas macizas alrededor de las columnas es bastante grande.

Los entrepisos con máximos daños fueron el 2-3 y 3-4 para la dirección larga y corta respectivamente. Se observa un aplastamiento local generalizado del concreto en el perímetro losa-columna, así como principios de formación de líneas de fluencia por momento negativo en la dirección corta y de pandeo en el refuerzo longitudinal de las varillas del lecho inferior de la losa.

No se detectaron problemas por hundimientos diferenciales, desplomes, columna corta, planta baja flexible, torsiones, etc; sin embargo, en cuanto a la ubicación en elevación de los daños principales, sobre todo en columnas, si parece haber cierta dependencia con respecto a los cambios bruscos de rigidez y resistencia que la estructura presenta como resultado de su diseño original. Las características de diseño que muestra el edificio tales como regularidad, simetría, marcos (equivalentes) en ambas direcciones, entre otras, lo hacen atractivo para su análisis, incluyendo varios tipos de comportamiento y podría dar pautas mas firmes sobre la resistencia sismorresistente que debería proporcionarse a construcciones con sistema de piso a base de losa plana aligerada.

## **2.3 EDIFICIO XOCHICALCO.**

### **2.3.1 DESCRIPCION GENERAL, ESTADO ORIGINAL.**

Edificio de condominios para uso habitacional (foto 7), cuenta con 8 niveles + 2 niveles para cuartos de servicio que ocupan un área parcial sobre la azotea. Su planta tipo es irregular (rectangular con cubos de luz en la zona central y en esquina sur-poniente). En la dirección transversal

(N-S) tiene 2 claros de 5.10 y 6.20m; la dirección longitudinal (E-W) cuenta con 6 claros de dimensión variable y longitud total de 28.5m.

Las columnas son rectangulares y están orientadas con dimensión mayor hacia la dirección larga del edificio; la fecha probable de construcción fue 1979 y el reglamento del proyecto original es el RDF-76.

Los ejes de colindancia (dirección E-W) tienen muros de tabique tipo diafragma en todos los niveles, incluyendo planta baja. Las 2 direcciones cuentan con alta densidad de muros divisorios. La planta baja de la dirección corta, por necesidades de estacionamiento, prácticamente no tiene muros de mampostería. La orientación de las columnas y la escasez de muros en P.B. sobre la dirección corta se combinaron para dar lugar a un primer piso flexible (figuras 2.11 y 2.12).

El sistema de piso es de losa plana aligerada con un espesor de 33cm; alrededor de las columnas existe una pequeña zona maciza. En ambas direcciones se cuenta con nervaduras principales de hasta 60cm de ancho, el resto de las nervaduras son de 10cm. En la azotea los cuartos de servicio están estructurados con losas macizas de concreto y muros de carga desplantados sobre la losa reticular sin coincidir con los ejes de columnas.

La relación de dimensión longitudinal máxima a dimensión transversal es del orden de 2.5. Sobre el eje 1, entre ejes C-D, hay una trabe de liga en todos los niveles. En el eje 2, entre los mismos ejes, no hay continuidad en la losa que va de una hilera de columnas a la otra.

El sistema estructural para ambas direcciones es a base de marcos "equivalentes" con la ayuda de algunos muros de tabique. La participación de los muros de mampostería de los ejes 1 y 4 en todos los niveles contribuyeron de manera importante a rigidizar dicha dirección (figura 2.13).

En contraste, la dirección transversal cuenta con gran densidad de muros divisorios en los entresijos arriba de la planta baja; pero este primer entresijo resultó excesivamente flexible ante la casi total suspensión de dichos elementos rigidizantes (figura 2.14). Debido a que el edificio presenta varias irregularidades en planta, la estructuración no es del todo satisfactoria ante posibles problemas de torsión.

La cimentación es semicompensada con un cajón de 2m de profundidad. Se tiene una retícula de contratrabes de 20cm de ancho y 31 pilotes de fricción de 17m de longitud y 60cm de diámetro. La losa de cimentación tiene un espesor de 20cm y la de P.B. de 10cm. La altura de entrepiso es constante, de 2.5m aproximadamente y el edificio tiene una relación altura total a dimensión corta del orden de 2.3 .

Según planos del proyecto original, la resistencia nominal del concreto es de  $250 \text{ kg/cm}^2$ , sin embargo los resultados obtenidos en base a extracción de corazones en columnas muestran alta variabilidad, por lo que para fines de análisis se tomó  $170 \text{ kg/cm}^2$ .

Los armados de columnas (ver tabla 2.3) no son muy adecuados para el RDF-76 y su orientación tampoco es muy favorable. El acero longitudinal está uniformemente distribuido con porcentajes que van del 1.5 al 5%. El refuerzo transversal consta de E#2, #2.5 y #3 con separaciones en tramos intermedios que cambian de 15 a 20cm; en los extremos la separación se reduce a la mitad. Sólo las columnas tipo C-6 cuentan con paquetes de varillas colocados en las esquinas; en éstas el confinamiento del núcleo proporcionado por los estribos disponibles no resulta satisfactorio.

En cuanto a cambios de rigidez y resistencia de las columnas, la dimensión grande tiene reducciones de 5 a 10cm cada 2 y hasta 4 niveles, la resistencia a flexocompresión varía cada 1 y 2 entrepisos; el refuerzo transversal varía relativamente poco con la altura.

Es muy factible que los principales factores que propiciaron que el nivel de daños se concentrara en el primer piso y que la dirección corta resultara más crítica fueron la orientación desfavorable de columnas, uso de paquetes de varillas con poco confinamiento disponible de algunas columnas, y cambio importante de rigidez lateral en la dirección corta por suspender los muros de mampostería a nivel de planta baja. Aunado a lo anterior, considérese la mala resistencia al cortante de dichos muros de mampostería, lo que vino a ser desfavorable en muchos de ellos al haber trabajado ante el sismo como posiblemente no estaba previsto en el diseño del proyecto original.

El refuerzo de la losa plana aligerada a nivel de las conexiones con las columnas parece adecuado. Se cuenta con armado adicional al de las

nervaduras en ambos lechos (superior e inferior) y ambas direcciones (figuras 2.15 y 2.16). El acero longitudinal y transversal de las nervaduras principales presenta diseños razonables. Por el contrario, las nervaduras secundarias tienen poco acero, sobre todo del tipo transversal ya que solo constan de E#2.5 @ 70cm.

### 2.3.2 DESCRIPCION DE DAÑOS.

Los máximos daños se presentan en la dirección N-S ó dirección transversal; el daño más grave es en la planta baja y se distribuye en los pisos superiores. Los daños importantes en columnas se ubican en los tres primeros entresijos; los modos de falla parecen ser debido a efectos combinados de cortante y flexocompresión sobre la dimensión corta de su sección transversal.

Las columnas del cubo de luz interior y la de esquina 1-A, a nivel de planta baja, son las que resultaron más seriamente dañadas (foto 8). La falla de los muros de mampostería en la dirección N-S resultó extraordinariamente importante, sufrieron grandes agrietamientos y en algunos casos destrucción casi total (fotos 9 y 10). Los muros de la dirección longitudinal no presentan daños. No se observaron problemas de torsión, columna corta, de apéndices, etc. El edificio presenta un ligero desplome hacia la dirección poniente que resulta poco significativo.

### 2.3.3 REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO, DESCRIPCION GENERAL.

El proyecto de reforzamiento del edificio está basado en las Normas de Emergencia para el D.F. que se expidieron poco tiempo después del sismo de 1985. De los planos estructurales de dicho proyecto se cuenta con la información suficiente para conocer a detalle las acciones de refuerzo y restructuración llevadas a cabo.

Estas acciones consisten principalmente en formar cuatro marcos con vigas de gran peralte y columnas, y reforzar las columnas adicionales; para ello se incorporó traveses de reforzamiento en la dirección transversal del edificio, se reforzaron los muros de mampostería y se repusieron los muros agrietados, pero ahora desligados.

Hubo dos criterios de reforzamiento de columnas: el primero consistió en utilizar acero de refuerzo con un  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  y concreto de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  para incrementar el armado y la sección de las columnas originales. En promedio, los aumentos de dimensiones en todos los niveles fueron de 35cm en la dimensión mayor y de 10cm en la menor. El segundo criterio consistió en reforzar sólo 4 de las columnas del primer entrepiso utilizando estructura metálica a base de placas, ángulos y perfiles de acero A-36. Los procesos de fijación y anclaje en losa están muy bien detallados en ambos criterios.

Respecto a las trabes de los cuatro nuevos marcos que se colocaron en la dirección transversal, éstas se incluyeron en todos los niveles, y tienen una sección transversal de 115 x 25cm permaneciendo constante, no así los armados de refuerzo longitudinal que varían cada 2 y 3 niveles. El refuerzo transversal consiste en E#3 @30cm en el tramo central y @20cm en los extremos. En este caso también se tienen detalles de fijación de la trabe a la losa aligerada muy elaborados así como detalles de anclaje con columnas similares.

En los muros de mampostería de colindancia que corren a lo largo de los ejes 1 y 4, dirección longitudinal, el proceso consistió en reforzar con malla de acero 6x6-6/6" en la cara interior del muro, fijándola adecuadamente a éste y a la losa; posteriormente se recubrió la malla con mortero cemento-arena 1:2 con un espesor de 4cm.

Los muros no estructurales que se repusieron, se desligaron de la losa y columnas por medio de una junta de material compresible de celotex de 2.5cm, siguiendo los criterios especificados en planos. Los muros con daños menores se repararon localmente.

Con la nueva condición del edificio descrita en este punto, y con toda la información de que se dispone resulta de interés analizar cual es ahora su respuesta sísmica y compararla con la que mostraba la estructura antes del reforzamiento. Por ello se somete este edificio a los mismos análisis que para el estado original (elásticos, inelásticos, estáticos y dinámicos). Así también podrá evaluarse la seguridad que se alcanza con el proceso de refuerzo con la resistencia y rigidez exigida por la Normas en que se basó el proyecto.

### III. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO

#### 3.1 CONSIDERACIONES PRELIMINARES.

Por medio del análisis estructural y en particular del análisis sísmico se busca determinar la respuesta de una estructura dada; esto es, los efectos que las acciones de diseño (gravitacionales y accidentales por sismo) le producen al edificio.

Para los fines de este estudio, la obtención de la respuesta sísmica de tres estructuras reales resulta de gran interés debido a que se cuenta con la evidencia real de sus respuestas ante el sismo de 1985; por lo tanto los resultados obtenidos de los análisis utilizando modelos de cada edificio, podrán tener una base de comparación en cuanto a daños y comportamiento observado.

Cabe aclarar que los análisis se aplican a modelos matemáticos de la estructura, de aquí que por muy precisa que sea la solución analítica, sus resultados sólo serán indicativos de la respuesta de la estructura real en la medida en que el modelo analizado represente fielmente sus propiedades y características dinámicas.

#### 3.2 METODOS DE ANALISIS SISMICO.

Respecto a los métodos de análisis sísmico existen diversos procedimientos para evaluar las sollicitaciones que un sismo introduce en la estructura; estos métodos varían en cuanto a su nivel de refinamiento, y van desde la consideración del efecto de una serie de fuerzas estáticas equivalentes (análisis estático), hasta los análisis dinámicos ante movimientos de la base de la estructura, representativos de los que el suelo experimenta durante un sismo, ya sea utilizando un espectro de respuesta y/o un acelerograma para un análisis paso a paso.

Así, podemos hacer una primera clasificación de los métodos de análisis sísmico como:

- Análisis Estáticos. Se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente a la acción sísmica,

mediante una distribución triangular, por ejemplo.

- Análisis Dinámicos. Estos toman en cuenta las características dinámicas de la estructura y del terreno, y se basan en técnicas de espectro ó registros de aceleraciones para tomar en cuenta los efectos sísmicos.

A su vez estos métodos pueden ser de dos tipos: Elásticos e Inelásticos. Los primeros consideran que ante las fuerzas laterales representativas del sismo la estructura se comportará elásticamente; esto es, hay proporcionalidad entre fuerza y desplazamiento. Así tenemos que los métodos estático y dinámico modal espectral aceptados por el reglamento son del tipo elástico.

Cabe comentar que para el análisis dinámico modal espectral, el mismo reglamento permite hacer reducciones en las ordenadas del espectro con el fin de tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura; esto no implica que el análisis deje de ser elástico puesto que se parte de un espectro original que es "elástico" al que sólo se le ha reducido por un factor "Q".

Por su parte un análisis inelástico (estático o dinámico) se basa en que ante la acción sísmica, los materiales que componen los diferentes elementos estructurales tienen un comportamiento que es lineal hasta cierto nivel de solicitaciones, pero cuando se rebasa este nivel se llegará al comportamiento inelástico, lo que ocurre cuando estos elementos tengan deformaciones varias veces superiores a la de fluencia.

El comportamiento inelástico de sistemas de varios grados de libertad como es un edificio, depende de la resistencia y ductilidad de cada uno de los componentes del sistema; de manera que al pasar una sección transversal cualquiera al intervalo inelástico, tiene lugar una redistribución de fuerzas y momentos en el resto del sistema. Por lo tanto puede decirse que si bien los métodos de análisis inelásticos para estructuras de concreto resultan ser más realistas, son también más complejos.

El análisis de la respuesta paso a paso (aceptado también por el reglamento) es un ejemplo de este tipo de análisis inelástico y toma en cuenta los criterios de comportamiento no lineal expuestos anteriormente.

En la actualidad existe una gran variedad de programas de cómputo para el análisis sísmico de estructuras, sus ventajas son evidentes. Para el

desarrollo de este trabajo se han utilizado sólo algunos de ellos entre los que podemos mencionar el SUPER-ETABS, DRAIN-2D, ULARC. En los capítulos siguientes se hace una exposición detallada de cada uno de los métodos de análisis sísmico a que fueron sometidos los edificios en estudio; una vez expuesto el método de análisis se describe el programa de cómputo utilizado junto con las principales consideraciones e idealizaciones que hace de la estructura.

Cabe aclarar que además del tipo de no-linealidad mencionada anteriormente, también se pueden tener problemas no lineales geométricos (efectos P- $\Delta$ ), los cuales implícitamente se tomaron en cuenta también en los análisis desarrollados en este trabajo.

### 3.3 RESPUESTAS DE INTERES.

De los análisis sísmicos realizados interesa conocer principalmente las respuestas a nivel de periodos de vibración, deformaciones angulares de entrepiso, y cortantes de entrepiso en cuanto a análisis estático y dinámico modal espectral se refiere.

Respecto a los periodos de vibración, éstos dan una idea del nivel de degradación que ha sufrido la rigidez lateral del edificio a raíz del daño, valiéndose de la medición de periodos fundamentales en ambas direcciones y compararlos con los obtenidos analíticamente; también sirven los periodos para entender que tan importante resulta en un instante dado el problema de la interacción suelo-estructura, en cuanto a rotación de la base se refiere.

La deformación angular de entrepiso, definida como el cociente del desplazamiento relativo en dos pisos sucesivos entre la altura de entrepiso, es considerada como el índice mas importante para la determinación de la magnitud de los posibles daños ante sismo. De aquí que los criterios de diseño sísmico especifican que se limiten los desplazamientos laterales de la estructura con el fin de evitar daños de los elementos estructurales y no estructurales ante temblores moderados.

De los análisis inelásticos es de interés conocer las historias en el tiempo de desplazamientos máximos, fuerzas cortantes y momentos flexionantes, coeficientes sísmicos y demandas máximas de ductilidad local

para ciertos elementos de interés; así como la secuencia de aparición de articulaciones plásticas, entre otros aspectos, para poder llevar a cabo una comparación cualitativa (más no cuantitativa, a raíz de la ausencia de información medida durante un sismo dado) con el comportamiento observado.

### 3.4 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

#### 3.4.1 ANTECEDENTES.

Generalmente el análisis sísmico de edificios se lleva a cabo considerando que las características de la excitación en la base de los mismos son iguales a las que tendría el terreno en el mismo sitio si el edificio no existiera; esto es, se supone que el edificio está desplantado sobre un terreno de cimentación indeformable.

Esta suposición deja de ser válida cuando la rigidez relativa del terreno con respecto a la de la estructura es baja, lo que da lugar a que los efectos de la interacción suelo-estructura tengan importancia. Tal es el caso de un gran número de edificios cimentados en zona II y III de la Ciudad de México.

Los efectos del fenómeno de la interacción modifican la respuesta de la estructura, principalmente en los siguientes aspectos:

- Hay una reducción en la rigidez efectiva de la estructura debido al giro que la deformación del suelo permite a la base del edificio, dando lugar a un aumento de su periodo modificando el modo de vibrar del edificio. Esto lleva a que la ordenada espectral para un periodo de vibración dado que corresponde a la estructura sea distinta de la que se tendría si no se considerara la interacción.
- El giro en cuestión causa por otra parte, que el desplazamiento total de la estructura sea mayor que el determinado considerando la cimentación empotrada. Esto influye en los efectos de segundo orden (efectos P-delta) y en la separación entre edificios adyacentes para evitar su choque.
- El sistema suelo-estructura posee una mayor capacidad para disipar energía a la que normalmente se considera en los análisis, ya que en adición al amortiguamiento de la estructura, se tiene un amortiguamiento

geométrico o por radiación, asociado con las ondas que se propagan de la cimentación hacia el suelo que la rodea, mas uno de tipo histerético, consecuencia de las propiedades intrínsecas de los suelos.

En el Reglamento de construcciones para el D.F. (RDF-87) se incluye dentro de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, un apéndice para la consideración de la interacción suelo-estructura en los análisis sísmicos de edificios. Siendo ésta la primera versión del RDF que considera de manera explicita la influencia de la interacción; en este trabajo se presentan los criterios de este apéndice para tomar en cuenta la influencia de los efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica de los edificios considerados.

### 3.4.2 INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN BASE AL RDF-87.

Los efectos de la interacción se pueden incluir en el análisis mediante modificaciones en los espectros de diseño y en el periodo fundamental de la estructura. Asi, para ciertas areas de las zonas II y III, las Normas indican que el coeficiente sísmico  $C_s$  se adoptará como:

$$C_s = (1.6T_s)/(4 + T_s^2) \quad (3.1)$$

para estructuras del grupo B, y 1.5 veces este valor para las del A; siendo  $T_s$  el periodo dominante del terreno que se tomará de la figura A4.1 de las mismas Normas, o se determinará experimentalmente a partir de análisis de dinámica de suelos.

Además para estas mismas zonas, se permite una modificación de los espectros de diseño en función de los periodos  $T_a$  y  $T_b$  que definen los quiebres en ellos. Esta modificación se lleva a cabo con las siguientes expresiones:

$$\begin{array}{ll} T_a = 0.64T_s & \dots\dots\dots(zona II) \\ T_a = 0.35T_s \text{ pero no menor de } 0.64 & \dots\dots\dots(zona III) \\ T_b = 1.2T_s & \dots\dots(zonas II y III) \end{array}$$

El efecto de las modificaciones de  $T_a$  y  $T_b$  en los espectros de diseño se muestra en general como un acortamiento de la porción plana del espectro con respecto a las porciones correspondientes de los espectros básicos.

Por otro lado, las normas indican que como una aproximación a los efectos de la interacción suelo-estructura será válido incrementar el periodo fundamental y desplazamientos de la estructura según la expresión:

$$T_1 = (T_0^2 + T_x^2 + T_r^2)^{0.5} \quad (3.2)$$

en la que  $T_1$  es el periodo fundamental de la estructura corregido por interacción al suponer que su base tiene una rigidez al desplazamiento horizontal  $K_x$  y una rigidez al giro  $K_r$ .

$T_0$  es el periodo fundamental del edificio sobre terreno rígido.

$T_x$  es el periodo que tendría suponiendo que solo puede desplazarse como cuerpo rígido en la dirección que se analiza.

$T_r$  es el periodo natural que tendría la estructura suponiendo que solo pudiera girar como cuerpo rígido alrededor de un eje horizontal que pasara por el centroide de la superficie de desplante del edificio y fuera perpendicular a la dirección de análisis.

Estos aspectos se pueden comprender mejor con base en los sistemas de la figura 3.1 con los que se puede modelar la respuesta ante carga lateral de una estructura de un grado de libertad, o la respuesta unimodal de una estructura de varios grados de libertad en cuyo caso M, H y K deben ser reemplazados por los parámetros modales correspondientes.

Los valores de  $T_x$  y  $T_r$  pueden estimarse a partir de las expresiones dadas en las Normas en términos de las rigideces  $K_x$  y  $K_r$  y de la inercia lateral y al volteo de la estructura. A su vez los valores de  $K_x$  y  $K_r$  se obtienen con base en la tabla A7.1 de las Normas. Una vez calculado el periodo fundamental modificado se puede realizar el análisis, ya sea suponiendo el espectro modificado como se explicó al principio o con los espectros básicos sin modificar.

#### 3.4.3 INCORPORACION DEL EFECTO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA EN LOS ANALISIS.

Para los tres edificios que se analizan se utilizaron espectros básicos sin

modificar y se simuló la flexibilidad de la base con elementos elásticos de rigideces  $K_x$  y  $K_r$  cuya magnitud se obtuvo según lo expresado en párrafos anteriores. Para evaluar la influencia de la interacción en la respuesta de estas estructuras, se comparó la respuesta de cada edificio para las condiciones siguientes:

- i) Terreno rígido (suponiendo base empotrada a nivel de P.B.).
- ii) Terreno flexible (Incorporando la interacción suelo-estructura en base a los criterios del RDF-87).

Además, esta comparación se hizo tanto para el reglamento en que se basó el proyecto original de cada edificio como para las Normas de Emergencia de 1985.

En los modelos en que se consideró la interacción suelo-estructura, la flexibilidad del terreno al giro se modeló introduciendo un sistema de piso y columnas ficticias al nivel de desplante (piso falso adicional) de tal forma que la rigidez al giro del conjunto fuese equivalente a  $K_r$ ; de manera análoga, se asignó a dichas columnas ficticias propiedades de inercia tales que la rigidez al desplazamiento horizontal en la dirección que se analiza fuese ahora equivalente a  $K_x$ .

## IV. ANALISIS ESTÁTICO Y DINAMICO MODAL ESPECTRAL

### 4.1 ANALISIS SISMICO ESTÁTICO.

El Reglamento de Construcciones para el D.F. acepta el uso del método estático para estructuras con altura no mayor de 60m. Sin embargo su uso debe evitarse en estructuras con geometrías muy irregulares tanto en planta como en elevación, o cuando se tengan distribuciones no uniformes de masas y rigideces. Los pasos a seguir en la aplicación del método estático son los siguientes:

#### 1.-Valuación de fuerzas sísmicas.

1.a) Se determina la fuerza cortante basal como sigue:

$$V = C_s W \quad (4.1)$$

donde W es el peso total de la estructura,  $C_s$  es el coeficiente sísmico reducido para cuya determinación el Reglamento admite 2 opciones:

- Si no se calcula el periodo natural de la estructura, este coeficiente debe tomarse igual a la ordenada máxima del espectro reducido por ductilidad, o sea:

$$C_s = C/Q \quad (4.2)$$

Esta opción no deja de ser conservadora ya que cuando el periodo de la estructura se encuentra fuera de la zona de ordenadas máximas, pueden hacerse reducciones importantes en  $C_s$ .

- Una segunda opción, permite hacer reducciones en  $C_s$  para lo cual se requiere calcular en forma aproximada el periodo fundamental del edificio con la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \left[ \frac{1}{g} \sum \frac{W_i X_i^2}{F_i X_i} \right]^{1/2} \quad (4.3)$$

donde  $W_i$  es el peso de la masa ubicada en el nivel  $i$ ;  $F_i$  la fuerza horizontal que actúa en ella de acuerdo con el procedimiento en que no se estima el periodo;  $X_i$  es el desplazamiento correspondiente en la dirección de  $F_i$ .

De acuerdo con el valor resultante de T, se aplica una de las 3 opciones siguientes:

- 1) Si T está entre los valores de  $T_1$  y  $T_2$ , no se permite reducción y  $C_s$  se

calcula con la expresión (4.1).

ii) Si  $T > T_2$  la fuerza lateral en la masa  $i$  es igual a:

$$F_i = W_i(k_1 h_i + k_2 h_i^2) C/Q \quad (4.4)$$

donde:

$$k_1 = q(1-r(1-q)) \sum W_i / \left( \sum W_i h_i \right)$$

$$k_2 = 1.5 r q (1-q) W_i / \left( \sum W_i h_i^2 \right)$$

$$q = (T_2/T)^r$$

iii) Si  $T < T_1$  las fuerzas laterales son proporcionales a las obtenidas con el procedimiento en que no se estima el periodo, pero reducidas de tal manera que la relación  $V/W$  en la base sea igual a:

$$C_{BR} = \{a_0 + (c-a_0)T/T_1\}/Q'$$

donde

$$Q' = 1 + (Q-1)T/T_1$$

$T_1$ ,  $T_2$ ,  $a_0$ ,  $C$  y  $r$  son parámetros que definen la forma de los espectros de diseño especificados por el Reglamento y varían según la zonificación que se tiene en cuanto a tipos de terreno.

Una vez determinada la fuerza cortante basal, se calculan las fuerzas horizontales ( $F_i$ ) aplicadas en cada masa ( $m_i$ ), las que sumadas dan lugar a dicho cortante total. El Reglamento acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base hasta un máximo en la punta; de ello resulta que la fuerza lateral en cada piso vale:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} (C_B W) \quad (4.5)$$

De este modo, la fuerza sísmica  $F_i$  actuará sobre una masa  $m_i$  que en el caso de edificios se considera concentrada a nivel de cada losa de piso.

2.-Distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes del edificio.

Para distribuir las fuerzas sísmicas entre los diferentes elementos resistentes verticales (marcos y/o muros), se acepta la hipótesis de que los pisos de cada nivel son diafragmas rígidos en su plano, de manera que podrá considerarse que la fuerza sísmica (dado que se trata de fuerzas de inercia) estará aplicada en el centro de masas del piso en cuestión

(fig.4.1). Por otra parte, es posible identificar ejes en los que estén colocados los elementos resistentes que contribuyen a la rigidez lateral de la estructura. Cada eje tomará una fracción de la fuerza cortante actuante (V) proporcional a su rigidez de entrepiso ( $R_i$ ).

Frecuentemente las rigideces de cada eje no están distribuidas de manera simétrica en el piso, en este caso la resultante de las fuerzas resistentes estará situada en un punto llamado centro de torsión o centroide de rigideces.

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

$$X_T = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}} \quad Y_T = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}} \quad (4.6)$$

En la figura 4.2 se esquematizan estos conceptos.

La fuerza cortante que debe ser resistida por un eje cualquiera es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante de piso (expresión 4.7) y el debido al momento torsionante del piso (expresión 4.8).

Así, para el análisis en dirección "X" se tiene:

$$\text{Efecto directo:} \quad V_{Dj} = \frac{V_x R_{jx}}{\sum R_{jx}} \quad (4.7)$$

$$\text{Efecto por torsión:} \quad V_{Tj} = \frac{M_T R_{jx} Y_{jT}}{\sum R_{jx} Y_{jT}^2 + \sum R_{jy} X_{jT}^2} \quad (4.8)$$

En estas últimas expresiones:

$V_x$  es la fuerza cortante en el entrepiso considerado para la dirección X.  $X_{jT}$ ,  $Y_{jT}$  son distancias de los ejes al centro de torsión del entrepiso en cuestión.  $M_T$  es el momento torsionante en el entrepiso, y es igual al producto:  $M_T = V_x(e_y)$ ; siendo  $e_y$  la mas desfavorable de las excentricidades de diseño. Para el análisis en dirección Y se sigue el

mismo procedimiento.

### 3.-Momentos de Volteo.

Es necesario revisar las condiciones de estabilidad en que se encuentra la estructura tomando en cuenta el volteo de la misma debido a las fuerzas sísmicas calculadas. Así, el momento de volteo en un modo  $k$ , que corresponde a la base del piso  $i$  se calculará como:

$$M_i^k = \sum_{j=1}^n V_j^k(h_j) \quad (4.9)$$

### 4.-Combinación de efectos en dos direcciones.

Para cada eje, deberán calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma del 100% de los efectos por el sismo actuando en dirección X con el 30% de los efectos producidos por el sismo en la dirección Y y viceversa en adición a los efectos de fuerzas gravitatorias. Rige el mayor de los resultados.

## 4.2 ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL ESPECTRAL.

Este tipo de análisis, aceptado también por el reglamento, implica el uso de los conceptos de modos de vibración y de espectros de diseño, de donde toma el nombre de análisis modal espectral.

Con fines de diseño se emplean espectros como el mostrado en la figura 4.3; dichos espectros están definidos en el Reglamento de Construcciones y toman en cuenta las incertidumbres en la valuación de periodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del amortiguamiento, y los distintos tipos de suelo. El Reglamento también especifica la manera de tomar en cuenta el comportamiento inelástico mediante espectros reducidos por ductilidad.

Al aplicar un análisis dinámico modal, deberán considerarse las hipótesis siguientes:

1.-La estructura se comporta elásticamente.

2.-La ordenada espectral  $a$ , expresada como fracción de la gravedad, se

evaluará por medio de las expresiones 1, 2 ó 3 que aparecen en la misma figura 4.3; los valores de  $c$ ,  $a_0$ ,  $T_1$ ,  $T_2$  y  $r$  se definen al pie de la misma. Para valuar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor  $Q'$ , el cual será igual a  $Q$  si  $T$  es mayor que  $T_1$ , e igual a  $1+(Q-1)T/T_1$ , en caso contrario.

Los pasos a seguir para determinar las fuerzas de diseño mediante un análisis dinámico modal son:

- a) Elaborar un modelo matemático que tome en cuenta las características dinámicas (tales como masas y rigideces), con la mayor concordancia posible entre dicho modelo y la estructura real.
- b) Obtener las configuraciones modales o modos de vibración en cada dirección de análisis, considerando cuando menos 3 modos e incluyendo los efectos de todos los modos que tengan un periodo mayor de 0.4 seg.

La obtención de frecuencias y formas modales se resuelve planteando el problema de valores característicos que se presenta a continuación.

De la ecuación de equilibrio dinámico sin amortiguamiento tenemos que:

$$M \ddot{x} + K x = 0 \quad (4.10)$$

donde:

$M$  = matriz de masas (diagonal)

$K$  = matriz de rigideces

$\ddot{x}$  = vector de aceleraciones

$x$  = vector de desplazamientos

Expresando 4.10 en términos de la frecuencia circular del sistema:

$$[-\omega^2 M + K] \{x\} = 0 \quad (4.11)$$

Para que existan valores de "x" distintos de cero es necesario que el determinante del sistema sea nulo, esto es:

$$|-\omega^2 M + K| = 0 \quad (4.12)$$

Esta última expresión representa el problema de valores característicos; al desarrollar el determinante se obtiene una ecuación de grado  $n$  cuya incógnita es  $\omega^2$ , siendo  $n$  el número de grados de libertad y cuya solución

conduce a  $n$  valores de  $\omega^2$ ; es decir, a  $n$  frecuencias de vibración  $\omega$ , correspondientes a otros tantos periodos naturales  $2\pi/\omega$ .

Resolviendo ahora la ecuación 4.11, al sustituir los valores de  $\omega^2$  obtendremos las configuraciones modales  $\{x\}_j$  correspondientes a cada frecuencia. Actualmente existen programas de cómputo que resuelven el problema matricialmente con grandes ventajas; cuando no se dispone de ellos pueden aplicarse métodos numéricos, cuyas soluciones iterativas permiten estimar frecuencias y configuraciones modales con relativa sencillez. Los métodos más usados para tal fin son el de Holzer y el de Newmark.

c) Calcular los cortantes de entrepiso ( $V_i$ ), momentos de volteo ( $M_{vi}$ ) y coeficientes de participación de cada modo ( $C_{pm}$ ).

Cuando se excita un sistema de varios grados de libertad, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad; y la respuesta total será entonces la combinación de las respuestas independientes de cada modo, multiplicada cada una por un factor de participación.

Así, el coeficiente de participación para un modo  $j$  cualquiera se calcula como:

$$C_{pj} = \frac{\sum m_i x_{ij}}{\sum m_i x_{ij}^2} \quad (4.13)$$

d) Obtener las ordenadas espectrales para cada modo  $a_m$ , siguiendo los criterios de la segunda hipótesis expresada al inicio de este capítulo.

e) Calcular el factor de escala para cada modo y escalar cada configuración ( $x_i$ ) y respuesta modal ( $V_i$ ,  $M_{vi}$ ) para el sismo de diseño.

$$F.E. = \frac{A_m g}{\omega^2} C_{pm} \quad (4.14)$$

f) Las respuestas modales  $R_i$ , se combinan para calcular las respuestas totales de diseño  $R$  de acuerdo con un criterio probabilístico como sigue:

$$R = \left[ \sum R_i^2 \right]^{1/2} \quad (4.15)$$

g) Cuando el cortante basal obtenido del análisis dinámico sea menor que el

80% del obtenido mediante un análisis estático, se ajustarán proporcionalmente los cortantes dinámicos, de tal forma que en la base se llegue a 0.8 del  $V_b$  estático.

#### 4.3. ANALISIS SISMICO TRIDIMENSIONAL.

El análisis tridimensional de un edificio podría realizarse mediante el método del elemento finito, pero la capacidad y el tiempo de cómputo que se requiere para analizar un edificio son elevadas. Sin embargo, actualmente ya existen varios programas de cómputo que permiten analizar tridimensionalmente a las estructuras tipo edificios; se calcula la matriz de rigidez global del edificio, ensamblando con la idea de piso por piso. El problema principal en este tipo de análisis tridimensionales viene a ser el tiempo que se tarda en compactar la rigidez total para llegar a la matriz de rigidez lateral, y así contar con un sistema de tres grados de libertad por piso, considerando a los sistemas de piso como diafragmas infinitamente rígidos en su plano.

Así, en un análisis dinámico, la solución del problema de valores característicos no viene a ser más lenta y costosa que la de problemas estáticos. Cabe también la posibilidad de idealizar al edificio como un conjunto de subestructuras (marcos y muros) planas ligadas entre sí por sistemas de piso que funcionan como diafragmas infinitamente rígidos en planta.

De esta manera, el problema global se reduce a uno de tres grados de libertad por nivel (dos desplazamientos laterales y un giro alrededor de un eje vertical). En la matriz de masas a los desplazamientos laterales les corresponde la masa traslacional del nivel en cuestión, y al giro alrededor del eje vertical le corresponde la inercia rotacional de la masa con respecto a dicho eje.

#### 4.4. PROGRAMA DE COMPUTO SUPER-ETABS.

Los análisis estáticos y dinámicos realizados en este trabajo, se llevaron a cabo con ayuda del programa Super-Etabs; éste es una extensión de los programas TABS (Three Dimensional Analysis of Building Systems). El programa resuelve el problema tridimensional a partir de la matriz global de rigideces de la estructura.

El edificio se puede considerar también formado por subestructuras (marcos y/o muros de cortante), los que a su vez se componen de elementos estructurales (columnas, vigas, muros y diagonales). Además se considera que todos los marcos en un nivel dado, están conectados por un diafragma de piso el cual es rígido en su plano. El efecto de la zona rígida en los nudos se toma en cuenta mediante una reducción en la longitud de los miembros. Los efectos de torsión en planta son considerados implícitamente dentro de los análisis ejecutados por el programa, en que se consideran además de los cortantes directos, los originados por posibles torsiones que tienen lugar al no coincidir el centro de masas y el de rigideces tal como se explicó en el inciso 4.1 de este capítulo.

El programa resuelve edificios asimétricos, e incluso con marcos y muros localizados arbitrariamente. Se admiten diversas condiciones de carga; las cargas verticales estáticas pueden combinarse con las de sismo, que se pueden especificar ya sea por una historia en el tiempo de la aceleración del terreno, o bien por un espectro de aceleraciones. Los análisis dinámicos realizados con este programa utilizaron la segunda alternativa, que corresponde al uso de espectros de diseño.

El programa ofrece también la opción de evaluar las frecuencias y formas modales, que puede realizarse independientemente de las condiciones de carga ó en combinación con ellas.

## V. ANALISIS SISMICO DINAMICO INELASTICO PASO A PASO

### 5.1 GENERALIDADES.

Por el extenso uso del concreto reforzado en estructuras ubicadas en áreas de alto riesgo sísmico como la Ciudad de México, la predicción de la respuesta no lineal de miembros de concreto ha llegado a ser un problema de interés particular.

El Reglamento de Construcciones para el D.F. acepta como procedimiento de análisis dinámico, el cálculo paso a paso de las respuestas a temblores específicos, estipulándose que podrán emplearse acelerogramas de temblores reales o simulados siempre que se usen no menos de 4 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.

Para analizar un edificio satisfaciendo los requisitos anteriores, se recurre a la integración de las ecuaciones diferenciales de movimiento mediante el procedimiento numérico paso a paso. Este método de análisis sísmico, no es del todo práctico para que sea usado con fines de diseño, ya que el procedimiento, además de su laboriosidad, consume tiempos considerables de cálculo por computadora lo que origina que su uso sea limitado por lo elevado de su costo.

### 5.2 PROGRAMA DE COMPUTO DRAIN-2D.

#### 5.2.1 CONCEPTOS GENERALES.

Un programa desarrollado especialmente para el análisis sísmico no lineal de edificios es el DRAIN-2D, sus características principales se describen a continuación.

El programa realiza análisis dinámicos inelásticos de estructuras planas sometidas a una excitación sísmica. Las estructuras pueden ser de configuración arbitraria, pudiéndose especificar excitaciones horizontales y verticales independientes.

La estructura se idealiza como una serie de nudos conectados por miembros (elementos no lineales); cada nudo tiene tres posibles grados de libertad denominados desplazamientos horizontal, vertical y rotacional.

Pueden aplicarse cargas estáticas previas a las dinámicas, pero el comportamiento bajo cargas estáticas no podrá ser inelástico. Las cargas aplicadas a lo largo de un elemento se toman en cuenta especificándolas como fuerzas nodales de fijación. Las tarjetas que definen el problema a resolver por el programa son:

- Geometría de la estructura.
- Información de cargas. Estáticas y dinámicas (registros de aceleración que pueden ser en dos direcciones), pasos de tiempo de integración, etc.
- Historias en el tiempo. Para elementos y nudos específicos.
- Especificación de elementos. Según los tipos que se explican en el punto siguiente.

### 5.2.2 CRITERIOS DE FLUENCIA Y TIPOS DE ELEMENTOS.

La estructura puede tener varios tipos de elementos con diferentes patrones de comportamiento y características de fluencia. Los tipos de elementos que incorpora el programa son:

- 1) Armadura.
- 2) Viga-columna.
- 3) Viga.
- 4) Panel de cortante.
- 5) Conexión semi-rígida.

Las armaduras sólo transmitirán cargas axiales y se les podrá especificar dos modos de comportamiento inelástico: a) Fluencia en tensión y compresión, y b) Fluencia en tensión pero comportamiento elástico en compresión.

Las columnas se pueden modelar con el elemento viga-columna definiendo un diagrama de interacción trilineal que debe representar en forma precisa la porción del diagrama real donde pueda ser que ocurra la fluencia. Si durante el análisis dinámico, se calcula una combinación carga-momento (P,M) que se encuentre sobre o fuera del diagrama, se introduce una articulación plástica en esa sección para el próximo paso de integración.

En el elemento viga-columna, la ley de histéresis que se sigue es elastoplástica. La rigidez del elemento se toma como la suma de dos componentes paralelos, uno elástico y otro inelástico.

Las vigas, miembros en que las cargas axiales son pequeñas y por lo tanto despreciables, se pueden modelar con el elemento tipo 5 ó 6; el elemento tipo 5 considera comportamiento elastoplástico perfecto, y el tipo 6 permite la inclusión del fenómeno de degradación de rigidez a través del modelo histerético de Takeda (fig. 5.1). La fluencia, que se concentra como articulaciones plásticas en los extremos, se controla especificando sólomente el valor de los momentos  $M_y^{(+)}$  y  $M_y^{(-)}$  que no necesariamente deben ser iguales.

El programa toma en cuenta el endurecimiento por deformación y la degradación de rigidez por flexión suponiendo que el elemento consiste de una viga elástica lineal con resortes rotacionales no lineales en los extremos (fig.5.2).

Los elementos panel pueden usarse para modelar muros tipo diafragma, los cuales sólo tendrán deformaciones por cortante. La conexión semi-rígida se puede usar para representar zonas deformables en conexiones viga-columna para estructuras de acero.

### 5.2.3 PARAMETROS ADICIONALES EN EL DRAIN-2D.

Algunos parámetros que el programa permite manipular al definir el modelo son:

- a) Rigidez del elemento. Se podrán considerar elementos de sección transversal variable especificando coeficientes de rigidez a flexión apropiados, los cuales podrán también incluir efectos de deformaciones por cortante.
- b) Inercia de los elementos. En los modelos dinámicos conviene en ocasiones tomar en cuenta los efectos de agrietamiento modificando la inercia de los miembros estructurales, principalmente en trabes.
- c) Dimensiones de los nudos. El programa permite modelar las dimensiones finitas de los nudos viga-columna; con ello se trata de tomar en cuenta que las articulaciones plásticas no se forman en el centroide teórico de

la junta, sino cerca de las caras de ésta; para lo cual se declaran conectores muy rígidos y resistentes entre los nudos y los extremos del elemento.

d)Efectos de segundo orden (P-Δ). El programa los toma en cuenta en forma aproximada incluyendo la llamada matriz de rigidez geométrica en la formulación de la rigidez de los elementos estructurales. Así, utiliza dicha matriz con el valor de la carga axial producida por las cargas gravitacionales; se ha visto que los resultados tienen buena precisión para tomar en cuenta el efecto P-Δ.

e)Definición del amortiguamiento. El programa define la matriz de amortiguamiento a través de las matrices de masa y de rigidez en la forma bien conocida:  $[C] = a_0[m] + a_1[k]$ , donde  $a_0$  y  $a_1$  son constantes que se hacen depender de los principales modos de vibración de la estructura.

f)Paso de integración. Se recomienda que el valor de  $\Delta t$  sea lo suficientemente pequeño para que describa con precisión la historia tiempo-aceleración usada como excitación.

### 5.3 DEMANDAS DE COMPORTAMIENTO INELASTICO.

En el diseño de una estructura cuyo comportamiento ante el sismo de diseño es inelástico, el problema de diseño ya no puede estrictamente plantearse solo como uno de acciones contra resistencias. Esto se debe a que al utilizar reducciones en las fuerzas elásticas espectrales se acepta que el comportamiento será inelástico; es decir, en algunas secciones críticas se alcanzará la resistencia y ocurrirán rotaciones plásticas ( $\theta_p$ ). En el problema de diseño aparece entonces una nueva dimensión: la cuestión de demandas inelásticas contra capacidades de rotación.

Las primeras se obtienen de análisis dinámicos inelásticos al observar las demandas inducidas por el sismo. Ahora bien, en forma rigurosa, no existe una capacidad de rotación plástica, lo que existe es un comportamiento histerético complejo que involucra un deterioro en la rigidez y en la resistencia de la sección. En la actualidad, los modelos se limitan a descripciones mas o menos simplistas del comportamiento histerético y no son capaces de tomar en cuenta el deterioro de resistencia.

Estudios recientes han indicado que comparando dos diseños realizados con

el mismo factor Q, las demandas inelásticas dependen de la rigidez inicial de la estructura y aumentan a medida que ésta última disminuye. Por lo tanto, una estructura diseñada con un valor cualquiera de Q, tendrá demandas inelásticas locales ( $\mu_L$ ) que serán cada vez mayores mientras mayor sea la flexibilidad inicial de la estructura elástica.

La demanda de ductilidad se relaciona con medidas de desplazamiento, rotaciones o curvaturas de articulación, y con el esfuerzo total del material. Los desplazamientos proveen de una medida adecuada de ductilidad, que es la relación del máximo desplazamiento al desplazamiento en la fluencia.

Asimismo, en concreto reforzado, la curvatura de la estructura es una medida de demandas de ductilidad y podría expresarse como una relación de ductilidad obtenida de la curvatura máxima entre la de fluencia. En los análisis inelásticos, las deformaciones plásticas se obtienen como rotaciones de articulación en zonas puntuales; de aquí que se tenga que relacionar estas rotaciones de articulación plástica a curvaturas para obtener medidas de la demanda y de ese modo simular que el comportamiento inelástico no se presentó en un punto (sección transversal) sino de forma gradual en una cierta zona de la longitud de la viga

De lo anterior, se hace necesario obtener un parámetro que represente las rotaciones plásticas obtenidas de un análisis inelástico paso a paso y que sea también una medida de las demandas inelásticas locales de la estructura. A dicho parámetro se le ha denominado demanda de ductilidad local  $\mu_L$ . Su evaluación se hace con la expresión siguiente:

$$\mu_L = (\phi_p + \phi_y) / \phi_y \quad (5.1)$$

donde:

$\phi_y = M_p/EI =$  curvatura de fluencia.

$\phi_p = \theta_p/L_p =$  curvatura plástica.

$\theta_p =$  Rotación plástica obtenida del análisis inelástico paso a paso.

$M_p =$  Resistencia a la fluencia de la viga.

$E =$  Módulo de Young ó de elasticidad.

$I =$  Momento de inercia.

$L_p =$  Longitud equivalente de la articulación plástica a cada lado de la sección crítica.

## VI. ANALISIS SISMICO ESTATICO INELASTICO.

### 6.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Los análisis sísmicos de este tipo, se han utilizado para determinar la carga de colapso que la estructura presenta al formarse el mecanismo de colapso, lo cual es extremadamente laborioso si se quisiera realizar manualmente. Por ello se recurre al uso de programas de cómputo, aunque en este caso los tiempos de máquina que se requieren tampoco son despreciables.

Los análisis estáticos no lineales hasta el colapso, se efectúan sobre modelos bidimensionales representativos de los principales sistemas resistentes a cargas laterales de cada dirección. El análisis se realiza para una distribución de cargas laterales cualquiera; pudiendo ser las fuerzas sísmicas, las que se obtienen del método estático común; o bien, como se procedió en este trabajo, partiendo de una configuración de fuerzas tales que fueran proporcionales a las derivadas de un análisis dinámico modal con técnicas de espectro de respuesta.

Con la aplicación del método estático inelástico, es posible obtener la historia de formación de articulaciones plásticas del marco en cuestión, y simultáneamente la respuesta estructural respecto a desplazamientos y elementos mecánicos cada vez que tenga lugar un nuevo evento (formación de una nueva articulación plástica) por un incremento del patrón de carga sísmica adoptado inicialmente.

De esta manera, será posible conocer la redistribución de fuerzas y momentos en el marco sujeto a análisis; así como su progresivo deterioro ante la fluencia de sus elementos expresada como rotaciones de articulación en sus extremos hasta que se forme un mecanismo. En última instancia se podrá conocer la capacidad de carga y deformación del sistema estructural llevado al colapso.

Los resultados del análisis también pueden usarse para el diseño de estructuras ya que pueden considerarse como una cota superior de capacidad ante carga lateral a la vez que toma en cuenta el comportamiento inelástico de sus miembros.

Dada la importancia de la ductilidad en el diseño sísmico de estructuras,

por la necesidad de disipar energía mediante deformaciones inelásticas, se ha propuesto (ref. 12) hacer una evaluación aproximada de la demanda de ductilidad de curvatura de marcos de varios niveles en base a los mecanismos de colapso estático.

Los programas de cómputo actuales que resuelven el problema de análisis sísmico no lineal del tipo estático, son variados, entre los más conocidos tenemos al ULARC y DRAIN-2DX. A continuación se describe el primero de ellos, ya que fue el utilizado en este trabajo.

## 6.2 PROGRAMA DE COMPUTO ULARC.

ULARC realiza el análisis de carga de colapso elastoplástico de marcos planos de acero y concreto sujetos a cargas estáticas. Los resultados del programa (desplazamientos nodales, fuerzas en los miembros, reacciones, rotaciones de articulación plástica y factor de carga aplicado), se imprimen después de cada ciclo de carga; entendiéndose por ciclo cada vez que un incremento de carga se aplica para formar una nueva articulación, rebasar un factor de carga especificado o un desplazamiento límite.

### 6.2.1 IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA.

El marco se define por una serie de nudos conectados por miembros o elementos que poseen rigidez axial y a flexión. El soporte de los nudos se asume como restringido por resortes elásticos. Los miembros de rigidez no uniforme se pueden considerar especificando factores apropiados de rigidez en los extremos.

La fluencia se toma en cuenta por la formación de articulaciones plásticas localizadas en los extremos de los miembros cuando el momento flexionante rebasa su valor de fluencia; para lo cual se supone que la relación momento-curvatura es elastoplástica.

Para cada miembro se propone un modelo de dos componentes en paralelo. Uno completamente elástico y el otro elastoplástico perfecto (ver fig. 6.1). Algunas características adicionales del programa son que desprecia los efectos P- $\Delta$ , así como la degradación de resistencia y rigidez de los miembros, y supone que el material es infinitamente dúctil.

El efecto de endurecimiento por deformación del material podrá introducirse usando el elemento elástico paralelo en el modelo de dos componentes (fig. 6.1). La carga uniformemente distribuida se idealiza como una serie de juntas o nudos cargados a intervalos iguales. El intervalo puede reducirse para mayor aproximación, y se pueden incluir los efectos de las zonas finitas en los nudos.

### 6.2.2 METODO DE ANALISIS NO LINEAL

La relación carga-desplazamiento para la estructura idealizada, es seccionada en partes lineales entre eventos (cada evento corresponde a la formación de una nueva articulación). La estructura comienza en un estado inicial descargado; se aplica un incremento de carga y se realiza el análisis por el método de las rigideces. Se determina entonces, la porción requerida del incremento de carga para producir un nuevo evento; ahora los resultados son escalados linealmente de tal suerte que el estado de la estructura corresponda a la ocurrencia del evento.

Se sabe que la redistribución de momentos ocurre en la estructura debido a la reducción de rigidez de un miembro cuando el momento flexionante en alguna sección crítica, rebasa el momento de fluencia de la sección. Esto se modela en el método con un cambio en la rigidez del miembro que fluye, modificándose así, la rigidez de la estructura cada vez que se forma una articulación plástica. Se aplica nuevamente otro incremento de carga y se repite el proceso de análisis.

El programa detecta el colapso cuando los desplazamientos en algún nudo del marco excedan cierto valor predeterminado. Si en la estructura se formara un mecanismo, la matriz de rigideces será singular y el programa también lo indicará.

### 6.2.3 APLICACIONES.

Los resultados del análisis pueden usarse para el diseño de estructuras aprovechando que el programa acepta varias condiciones de carga tales como gravitacionales y laterales.

Podrá por ejemplo mantenerse fija la carga gravitacional, mientras la lateral se incrementa hasta la ocurrencia del colapso.

Una aplicación al diseño por cargas últimas es que una vez conocidos los resultados para cada ciclo de carga, podrá graficarse la historia del cortante basal contra los desplazamientos. De aquí puede conocerse el desplazamiento máximo en condiciones de trabajo. Esto es un buen indicador del comportamiento de la estructura en condiciones de servicio.

Por otra parte, el diseño sísmico sugiere que debe asegurarse que la capacidad dúctil exceda a la demanda de ductilidad de la estructura. Como el programa supone que el material es infinitamente dúctil, no se detiene cuando las rotaciones plásticas exceden la capacidad de rotación de la sección, pero sí lo indica. En el diseño, podrá entonces, cambiarse la sección y repetirse el análisis hasta lograr que la rotación inelástica no exceda a la capacidad de rotación disponible.

## VII. COMPARACIONES DE LAS RESPUESTAS ANALITICAS Y DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO

### 7.1 EDIFICIO STC, DIRECCION LONGITUDINAL.

Para modelar adecuadamente la estructura y obtener así sus respuestas para los distintos análisis sísmicos efectuados, fué necesario apoyarse en los planos estructurales, en las especificaciones de los reglamentos usados (RDF-66, NEDF-85 y RDF-87) y en los principios y criterios actuales de diseño sísmico.

#### 7.1.1 ANALISIS ELASTICOS.

Primeramente se realizó un análisis dinámico tridimensional considerando la estructura empotrada en el nivel de calle; dicho análisis es del tipo modal con técnicas de espectro de respuesta. Simultáneamente se hizo un análisis estático para fines comparativos.

Para el caso de las NEDF-85 se utilizó un factor de reducción por ductilidad  $Q = 2$ ; en el caso del RDF-66 los espectros de diseño incluyen implícitamente las reducciones de este tipo, dependiendo del sistema estructural. En seguida se describen las respuestas obtenidas de los análisis ya mencionados.

#### 7.1.1a PERIODOS DE VIBRACION.

De la medición en campo de los periodos de vibración se obtuvo que en la dirección longitudinal (dirección con marcos) el periodo natural fué de 2.1 seg. El periodo tan largo en esta dirección refleja la gran flexibilidad del sistema de marcos y la pérdida de rigidez lateral debida al daño. La tabla 7.1 presenta los valores de los periodos obtenidos analíticamente para las condiciones de apoyo mostradas (empotramiento en P.B., empotramiento en cimentación y modelando la interacción suelo-estructura). El periodo fundamental medido también se muestra para fines comparativos.

El periodo calculado por un análisis dinámico tridimensional de la estructura original considerada empotrada en su base es de 1.67 seg. Al

tomar en cuenta el efecto de la interacción, el periodo se incrementa a 1.84 seg.

La diferencia del 14 por ciento en el periodo medido y calculado para esta dirección se atribuye al daño estructural que tiende a reducir la rigidez lateral del edificio después del sismo. Por último es evidente que esta dirección presenta periodos grandes ya desde el proyecto original, con relación periodo a número de niveles un poco mayor de 0.15; a raíz del daño el valor aumenta a 0.21, lo que indica una alta flexibilidad.

#### 7.1.1b DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO ( $\gamma_i$ ).

El criterio de comparación para las deformaciones angulares es el siguiente: para el RDF-66 se tiene una  $\gamma_p = 0.002$ , mientras que la deformación angular permisible para las NEDF-85 es de 0.008; la figura 7.1(a) muestra los valores de las deformaciones angulares del eje 3, representativo de esta dirección.

Para fines de comparación se incluyen en la misma gráfica los resultados para las dos condiciones de apoyo: empotramiento en PB e incluyendo el efecto de la interacción suelo-estructura. Los resultados según el RDF-66 indican que los desplazamientos en esta dirección (dirección dañada) exceden ligeramente los admisibles; con la interacción suelo-estructura la máxima excedencia es del 25 por ciento.

Respecto a las NEDF-85 los resultados muestran valores de hasta 1.6 veces arriba de lo permisible en los primeros entrepisos, coincidiendo con los niveles mas dañados en vigas. Tomando en cuenta el efecto de la interacción, se exceden los valores permisibles hasta en un 80 por ciento, de aquí la importancia de considerarlo.

#### 7.1.1c CORTANTES DE ENTREPISO ( $V_i$ ).

La figura 7.2(a) muestra cómo se distribuyen las fuerzas cortantes de entrepiso en el marco del eje 3 al utilizar el RDF-76 y las NEDF-85 para los casos de apoyo ya mencionados; esto es, empotramiento en P.B. y al incluir el modelo de la interacción suelo-estructura .

En esta dirección se observa que el efecto de la interacción no es

significativo ya que los cortantes que se inducen por tal efecto son, para fines prácticos, iguales a los que se obtendrían suponiendo base empotrada en P.B.

El cortante dinámico basal ( $V_b$ ) resulta poco mayor al 70 por ciento del valor obtenido estáticamente para todos los modelos estudiados. El patrón de variación del cortante de entrepiso con respecto a la altura para este eje es aproximadamente de un primer modo de vibración.

### 7.1.2 ANALISIS INELASTICOS ESTATICO Y DINAMICO.

Tienen como objetivo estimar la respuesta inelástica "real" de la dirección dañada y no de inferirla en base a resultados elásticos obtenidos de los análisis dinámicos modales ya hechos; por tal motivo se modeló el eje 3 y se le excitó con la fase importante del acelerograma SCT-EW, representativo del sismo del 19 de septiembre de 1985. El peso asignado a dicho eje corresponde al necesario para que sus respuestas en cuanto a desplazamientos obtenidos de un análisis modal y características elásticas como son los tres primeros periodos de vibración sean similares a la estructura global tridimensional.

En la figura 7.3 se muestra el eje 3 y los extremos de elementos de interés donde se revisó el comportamiento inelástico desarrollado cuando se excitó el marco en la historia del tiempo con el intervalo 30-80 seg del registro del sismo.

Para el análisis dinámico paso a paso se utilizó el programa de cómputo DRAIN-2D considerando 2 tipos de comportamiento: (a) Elástico, y (b) Inelástico tipo E2E5 (las resistencias de vigas y columnas permiten que se puedan desarrollar rotaciones plásticas).

Los análisis toman en cuenta el efecto de cargas gravitacionales, y en el modelo E2E5 la interacción carga axial-momento flexionante. No se incluyen factores de reducción de resistencia ni factores de carga; se toma en cuenta los efectos de nudo en la rigidez lateral, un porcentaje de amortiguamiento crítico del 5% y se hacen los análisis con y sin el efecto P- $\Delta$ .

Por último se realizó un análisis estático no lineal para una distribución de cargas laterales proporcional a la obtenida de un análisis modal

espectral. Se analizó el mismo eje 3 por medio del programa de cómputo ULARC. Las resistencias de los elementos proporcionadas tanto al DRAIN-2D como al ULARC se determinaron con los armados disponibles.

#### 7.1.2a RESULTADOS DE LOS ANALISIS INELASTICOS.

Los resultados de los análisis dinámicos paso a paso muestran en la fig 7.4 las historias de desplazamientos en el último nivel del eje 3 tanto en términos de respuesta elástica como inelástica. Para poder apreciar la diferencia en respuestas al considerar la interacción suelo-estructura considerando comportamiento inelástico en la figura 7.5 se muestra que el incremento de desplazamientos por este efecto es notorio.

Ante la presencia de deformaciones inelásticas, se observa que la magnitud de desplazamientos tiende a disminuir, así como un ligero defasamiento de la ocurrencia de los picos con respecto al comportamiento elástico, debido al probable "ablandamiento" que experimenta la estructura al entrar al rango post-elástico.

En la figura 7.6 se aprecian los resultados obtenidos con análisis dinámico modal y paso a paso, haciendo varias consideraciones. De esta figura se hacen las siguientes observaciones:

- a) Los desplazamientos totales calculados con análisis modal y amplificadas por el factor Q, dan una buena estimación de los máximos obtenidos con el análisis dinámico no lineal, sobre todo en los niveles superiores.
- b) Los efectos P- $\Delta$  son poco significativos.
- c) Los desplazamientos del comportamiento E2E5 superan por mucho los valores permisibles propuestos por el reglamento, lo cual indica que la estructura en la dirección longitudinal resultó francamente flexible ante este tipo de excitación.

Se obtuvo también la historia en el tiempo del coeficiente sísmico inducido para el eje 3 bajo el efecto de la interacción suelo-estructura para comportamiento elástico e inelástico. Nótese en la figura 7.7 la marcada diferencia entre ambas historias; para el caso inelástico el coeficiente sísmico toma valores muy pequeños respecto de los que se obtienen del análisis elástico. Para tener una idea, la relación entre coeficientes máximos es del orden de 4. En esta gráfica se refleja también el hecho de que al tomar en cuenta el comportamiento inelástico, se recomienda diseñar

con fuerzas sísmicas menores.

A nivel local, la figura 7.8(a) y (b) muestra las historias M-N y V del extremo inferior de la columna 1 mostrada en el eje 3. El número de veces que se alcanza la fluencia es importante; las cargas axiales inducidas nunca llegan a ser de tensión, pero fluctúan dentro del intervalo de 200 a 500 ton de manera casi constante.

Las rotaciones plásticas máximas llegan a valores cercanos a 0.015 rad y sólo se presentan en los extremos inferiores de las columnas de P.B.

Asociando estos resultados con los daños observados, en que sólo había indicios de articulaciones plásticas en la base de las columnas, el modelo analítico parece sobrevaluar el comportamiento inelástico real desarrollado.

La ayuda del suficiente confinamiento de que se disponía debió ser de gran importancia para mantener la capacidad de rotación, ante cargas axiales mayores o iguales que las que producen condiciones balanceadas.

En cuanto a cortantes actuantes, no se excede la resistencia disponible  $V_R$ , hecho que concuerda bastante bien con lo observado en que no se tuvieron grietas diagonales a nivel de columnas del primer piso.

En la fig 7.9(a) y (b) se presentan los resultados del extremo inferior de la columna 2 en el nivel 5 (localizarla en el eje 3, fig. 7.3). En esta columna el nivel de daños observados muestra grietas diagonales indicando que la resistencia al cortante no fue suficiente.

Los análisis indican que ante combinaciones de cargas M-N con respecto al diagrama de diseño, no hubo comportamiento inelástico, pero bajo cargas cortantes y considerando el comportamiento E2E5 la resistencia fue alcanzada en varios ciclos. En esta columna hay bastante concordancia entre lo observado y lo calculado.

En la figura 7.10(a) se muestran resultados del extremo izquierdo de la viga 1 en el primer nivel, donde las demandas de ductilidad local se calcularon con la expresión  $\mu_L = (\phi_p + \phi_y) / \phi_y$  según lo descrito en el capítulo 5 de este trabajo.

El programa obtiene resultados a nivel de articulaciones plásticas

puntuales en los extremos de los elementos estructurales, sin embargo en la realidad no ocurre así sino en forma gradual en una dimensión finita del elemento, por lo que se supuso una cierta longitud efectiva de articulación plástica, tomándola como medio peralte (según ref.12).

Así, cuando  $l_p=0.5d$ , se observa de la figura 7.10 que hay cerca de 15 ciclos de excursiones inelásticas llegando a una curvatura máxima de 20 veces el valor de fluencia. Soportar los niveles de  $\mu_L$  relativamente grandes, implica haber tenido suficiente confinamiento en los extremos para poder mantener la capacidad de rotación en niveles aceptables durante la fase intensa del sismo inducido.

Respecto al comportamiento de la viga ante fuerzas cortantes actuantes, la figura 7.10(b) da una idea de que el modo de falla que gobernó fué precisamente el de flexión, como se deduce de los daños observados. También cabe mencionar el buen confinamiento de que se disponía con el refuerzo transversal existente.

Para tratar de entender cómo se distribuyó globalmente el comportamiento inelástico, se presenta la figura 7.11(a) que indica la secuencia de aparición de las articulaciones plásticas a lo largo de la historia del tiempo.

Puede observarse que las bases de columnas del primer nivel presentan articulaciones plásticas y que la distribución de la fluencia en vigas resulta casi generalizada comenzando en niveles intermedios y propagándose a los más bajos, lo cual es indicativo que estuvo a punto de formarse un mecanismo de viga. Una representación esquemática del daño observado en el mismo marco indica buena correlación con el comportamiento predicho (fig 7.11(b)).

Los resultados del análisis inelástico considerando la interacción muestran esencialmente el mismo patrón de articulaciones plásticas, así como demandas de ductilidad similares.

En las gráficas de las figuras 7.12 y 7.13 se puede apreciar cómo se distribuyen las demandas máximas de ductilidad con respecto a la altura en cada nivel del eje 3 tanto para vigas como columnas. Para fines comparativos se incluye el caso en que se considera el efecto de interacción suelo-estructura.

Para el caso de vigas, las demandas de ductilidad tienden a incrementarse para los niveles mas bajos al considerar ambos tipos de apoyo; coincidiendo de esta manera que se tenga la máxima demanda de ductilidad en el primer nivel del edificio, que es precisamente donde se tuvieron daños importantes por efecto de las articulaciones plásticas desarrolladas.

En lo que corresponde a columnas, las demandas máximas de ductilidad para el caso de base empotrada se presentan en P.B. y en el 4o entrepiso a partir del nivel de calle; cuando se considera la flexibilidad de la base, las demandas máximas de ductilidad solo se presentan en los extremos inferiores de las columnas de P.B. coincidiendo nuevamente, que es donde resultaron mas dañadas las columnas.

De estos resultados puede concluirse que las demandas de ductilidad así obtenidas son un buen indicador de los entrepisos mas vulnerables, bien sea para vigas o columnas ya que hay una notable concordancia respecto a la ubicación de daños observados.

De la figura 7.14, que corresponde al eje 3, puede compararse a nivel global tanto de vigas como de columnas la relación entre la fuerza cortante actuante obtenida del análisis inelástico paso a paso contra el resistente de cada elemento para los casos de base empotrada y considerando la interacción suelo-estructura.

Es interesante observar que sólo en el caso de interacción hay una zona en la que la relación  $V_a / V_r$  para columnas es mayor que la unidad. Una conclusión al respecto es que el no considerar la interacción puede causar que se sub-estime la fuerza cortante actuante en las columnas, al menos para esta estructura.

Por último en la figura 7.15 se muestran los resultados obtenidos del análisis estático no lineal para el eje 3 de la dirección longitudinal. Se presentan también en esta figura los resultados correspondientes al eje A de la dirección transversal.

Las gráficas son para las tres condiciones de apoyo:

- 1.-Empotramiento en P.B.
- 2.-Empotramiento en Cimentación.
- 3.-Considerando la Interacción suelo-estructura.

El eje 3 muestra una clara reducción en cuanto a capacidad lateral después de la primer fluencia respecto a lo observado en el eje A, indicando con ello, la marcada diferencia en respuesta con diferente sistema estructural. Se observa también la gran ductilidad desarrollada por dicho marco (eje 3), lo que resulta congruente con el comportamiento observado en esta dirección.

### 7.1.3 COMPARACION DE RESPUESTAS ELASTICAS E INELASTICAS.

En las figuras 7.16, 7.17 y 7.18 se muestran las respuestas del eje 3 correspondientes a desplazamientos máximos, cortantes de entrepiso y momentos de volteo, respectivamente.

Cada respuesta considera los siguientes tipos de análisis:

- a) Análisis estático.
- b) Dinámico modal espectral.
- c) Paso a paso elástico.
- d) Paso a paso inelástico.

A su vez, cada tipo de análisis se realizó con y sin la influencia de la interacción suelo-estructura para poder comparar las respuestas correspondientes. Algunas conclusiones que se derivan de los resultados presentados en las gráficas son:

#### • DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS.

Todas las curvas de desplazamiento que toman en cuenta la interacción indican que el edificio presenta cierta flexibilidad desde el nivel de cimentación; esto es, que el movimiento de la base, posiblemente contribuyó a que en los últimos niveles se amplificara notablemente la respuesta.

El análisis estático genera desplazamientos mayores que los obtenidos del análisis modal y del paso a paso inelástico para ambas condiciones de apoyo, de aquí que con fines de diseño, la elección de este tipo de análisis resultaría en una decisión conservadora.

#### • CORTANTES DE ENTREPISO Y MOMENTOS DE VOLTEO.

Los cortantes de entrepiso obtenidos al modelar este eje con el efecto de interacción, resultan en todos los análisis realizados, mayores que los obtenidos cuando no se considera este efecto, acentuándose este hecho en los niveles inferiores. Dado que el momento de volteo depende directamente del cortante de entrepiso, puede observarse en la figura 7.18 un comportamiento análogo; es decir, tiene lugar un incremento de momento de volteo por este efecto en todos los análisis realizados.

Puede apreciarse también que el cortante basal que se obtiene de un análisis dinámico modal es igual al 71% del cortante estático cuando ambos análisis consideran la interacción. Haciendo la misma comparación, pero ahora suponiendo la base empotrada, se obtiene que el cortante dinámico en la base es igual a 0.82 del estático.

Estos resultados tienen importancia si consideramos que los criterios de diseño sísmico que especifica el Reglamento, piden una revisión por cortante basal, donde se indica que si con el método de análisis dinámico se encuentra que el cortante basal  $V_0$  es menor que  $0.8V_0$  estático, se incrementarán las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales en una proporción tal que  $V_0$  iguale este valor. De lo anterior puede concluirse que tomar en cuenta la interacción en este caso, llevaría a realizar un diseño sísmico más conservador, según los resultados obtenidos y la norma mencionada.

Sobre el análisis paso a paso inelástico, que puede considerarse como el método más realista, se concluye que las respuestas a nivel de cortantes de entrepiso y momentos de volteo son muy similares a las obtenidas en el análisis modal espectral; si acaso son un poco menores (en el caso extremo hay una diferencia del 8 por ciento). De lo anterior se puede afirmar que el uso del método de análisis dinámico modal espectral proporciona valores de diseño ó de respuesta tan válidos como los que se obtendrían de un refinado análisis paso a paso, con la desventaja del alto tiempo de máquina y costo que requiere para su uso este último.

## 7.2 EDIFICIO STC, DIRECCION TRANSVERSAL.

Para modelar la dirección transversal del edificio STC, se alinearon todos los marcos de esta dirección en un solo plano (modelo bidimensional), ver figura 7.19. La finalidad de esto era poder apreciar simultáneamente en

todos los marcos transversales como se distribuía la respuesta del edificio bajo la acción sísmica y observar, por ejemplo, la secuencia en que cada elemento podría haber incurrido en comportamiento inelástico. Al analizar dicho modelo, considerando las resistencias disponibles tanto en vigas, columnas y muros, bajo el registro SCT-EW, no se llegó a detectar comportamiento inelástico.

Ante la ausencia de fluencias en los elementos, debido a las características propias de esta dirección como son una alta resistencia y rigidez proporcionadas por muros, y a la posible colaboración de la losa de piso en la resistencia de las vigas de acoplamiento, en lo que sigue solo se consideran los resultados del análisis paso a paso elástico de esta dirección.

Las respuestas de interés que a continuación se presentan se refieren a resultados de análisis paso a paso elástico, estático común, dinámico modal y estático inelástico. Se presenta también la determinación de coeficientes sísmicos resistentes para algunos elementos; todo esto, tratando fundamentalmente de explicar con bases teóricas y analíticas el porqué de la ausencia de daños en esta dirección como podrá apreciarse en los puntos siguientes.

### 7.2.1 ANALISIS ELASTICOS.

#### 7.2.1a PERIODOS DE VIBRACION.

Se obtuvieron los periodos de vibración del edificio considerando dos tipos de análisis: un primer análisis consiste en modelar la estructura con sus marcos transversales alineados en un solo plano (bidimensional); el segundo tipo de análisis se realiza con la estructura tridimensional utilizando para ello el programa de cómputo SUPER-ETABS.

A su vez cada análisis contempla 3 condiciones de apoyo (ver tabla 7.2). En la misma tabla aparece el periodo medido que fué de 1.3 seg. El periodo analítico obtenido con base empotrada es de 1.01 seg. y al considerar la interacción su valor se incrementa a 1.31 seg. Es notorio que en esta dirección, donde la relación de esbeltez del edificio es mayor, la rotación de la base incrementa notablemente el movimiento lateral, amplificando de este modo el periodo en un 30 por ciento.

### 7.2.1b DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO ( $\gamma_1$ ).

Se sigue en este caso el mismo criterio de comparación respecto a las deformaciones permisibles. La figura 7.1(b) indica las deformaciones angulares del eje E, representativo de esta dirección. La gráfica que corresponde al código de 1966, muestra que los desplazamientos son muy pequeños para cualquier condición de apoyo. Respecto a las NEDF-85 se puede decir que la dirección transversal presenta deformaciones del orden de la mitad del valor permisible cuando no se considera la interacción, y del orden de hasta  $0.75\gamma_p$  al incluirla, lo que es indicativo del comportamiento observado en lo que se refiere a ausencia de daños.

De las observaciones apuntadas en este inciso y en 7.1.1(b) se reafirma que la dirección mas flexible si coincide con la dirección más dañada.

### 7.2.1c CORTANTES DE ENTREPISO ( $V_1$ ).

La figura 7.2(b) indica la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso utilizando los códigos ya señalados. Para esta dirección, donde tenemos muros de cortante, éstos toman prácticamente todas las fuerzas; el efecto de interacción se observa como una ligera amplificación de los cortantes de entrepiso, que tiende a ser más notoria en los primeros niveles.

Por último, la relación del cortante basal dinámico al valor obtenido estáticamente es un poco menor a 0.7; de manera similar al eje 3, el patrón de variación de cortante respecto a la altura parece corresponder con un primer modo de vibrar.

### 7.2.1d DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS.

Con base en un análisis dinámico modal espectral se obtuvieron los desplazamientos máximos en la dirección transversal; la respuesta se obtuvo tanto para el modelo de marcos alineados como para el edificio tridimensional. Para fines comparativos se muestra en la figura 7.20 los resultados para el caso en que se toma en cuenta la influencia de la interacción suelo-estructura y para los casos de base empotrada a nivel de cimentación y planta baja.

Es evidente el efecto de la interacción en cuanto al corrimiento o defasamiento de las curvas 5 y 6, respecto de las primeras, llegándose a exceder el desplazamiento máximo en el último nivel por dicho efecto en un 70 por ciento.

Los resultados de un análisis paso a paso elástico muestran resultados muy similares a los obtenidos con el análisis modal en cuanto a los incrementos de desplazamientos al considerar la flexibilidad de la base (ver figura 7.21).

#### 7.2.1e *MOMENTOS DE VOLTEO.*

La dirección transversal del edificio, muestra un comportamiento similar al observado en el sentido largo en lo referente a momentos de volteo. Los valores de esta respuesta, obtenidos de los análisis estático y dinámico modal para varias condiciones de apoyo se muestran en la tabla 7.3. De la tabla se observa que los momentos de volteo dinámicos fluctúan entre el 60 y 70% de los obtenidos estáticamente.

La influencia de la interacción suelo-estructura es significativa por el incremento de momento de volteo que por tal efecto se induce en los primeros entresijos. De aquí la importancia de incluir el efecto de interacción en los análisis sísmicos; principalmente para la revisión de la cimentación y estabilidad del edificio.

#### 7.2.2 *COMPORTAMIENTO DE MUROS DE CORTANTE.*

Con el fin de tratar de explicar la ausencia de daños de los muros con que cuenta la dirección transversal, se realizó un análisis dinámico modal espectral en dicha dirección. El eje de interés es el E y el elemento de estudio es el muro de cortante ubicado en el primer entresijo a partir del nivel de calle.

Para el análisis dinámico se consideraron dos condiciones de apoyo, una supone al edificio empotrado a nivel de cimentación y la otra toma en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructura.

Se obtuvieron así, los elementos mecánicos para el muro en estudio. Por otra parte las resistencias del elemento se evaluaron en base a las

cantidades y distribución del refuerzo y características geométricas del muro; estas resistencias se muestran en términos del diagrama de interacción de la figura 7.22.

Para poder comparar cuantitativamente fuerzas y momentos actuantes contra resistencias, se indican en el mismo diagrama los puntos que corresponden a los resultados del análisis efectuado. De la figura 7.22 es evidente que en ningún caso se excedió la resistencia en lo que se refiere a flexocompresión, lo cual corrobora las observaciones reales respecto a ausencia de daños en esta dirección.

#### 7.2.2a COEFICIENTES SISMICOS RESISTENTES.

Por último se determinaron los coeficientes sísmicos resistentes asociados a los modos de falla de cortante y flexocompresión. El objetivo que se persigue en la evaluación de estos coeficientes sísmicos es investigar la intensidad del sismo que hubiera sido necesaria para provocar los diferentes modos de falla de la estructura.

De manera muy general, el procedimiento que se sigue es el siguiente: se calculan las resistencias de diseño de los elementos de interés y se comparan con las acciones. Dependiendo de las diferencias, se procede a escalar el espectro de diseño hacia arriba o hacia abajo, estando presente la carga vertical, hasta que las diferencias entre acciones y resistencias sean nulas; para esta condición, el valor de la ordenada espectral así obtenido, se denominará coeficiente sísmico resistente, y estará asociado al modo de falla que se esté revisando.

El espectro utilizado en los cálculos para la determinación del coeficiente sísmico resistente es el especificado por las NEDF-85.

En la tabla 7.4 se muestran los valores de los coeficientes sísmicos resistentes para las condiciones de empotramiento en cimentación y con interacción suelo-estructura según el RDF-87.

Nótese que los valores son elevados, lo que explica de alguna forma la ausencia de daños en muros ya que puede decirse con base en estos resultados, que en ningún momento se indujeron fuerzas sísmicas capaces de producir fallas por cortante o flexocompresión; es decir nunca se alcanzaron los coeficientes sísmicos resistentes que aparecen en la tabla

por la elevada reserva de resistencia de estos muros, hecho que se confirma con el comportamiento real en esta dirección.

### 7.2.3 COMPORTAMIENTO DE VIGAS DE ACOPLAMIENTO.

En esta misma dirección se analizó el comportamiento a flexión de las vigas de acoplamiento. Se aplicaron dos tipos de análisis; paso a paso elástico y dinámico modal, cada uno contemplando los casos de apoyo ya conocidos: empotramiento en cimentación y efecto de interacción suelo-estructura.

Los resultados de interés se refieren a momentos flexionantes. En ambos análisis pudo apreciarse que para el modelo que considera el efecto de interacción se obtuvieron momentos flexionantes que excedían en casi un 20% a los valores obtenidos cuando no se tomó en cuenta la flexibilidad de la base.

Por otro lado se calcularon las resistencias de dichas vigas considerando primero su sección como rectangular, e incluyendo después la participación de la losa en su resistencia modificando así su sección y armado.

Una conclusión importante que se deriva de todo lo anterior es que la resistencia de las vigas tuvo que haber sido favorecida por la participación de la losa de piso para que dichos elementos pudieran comportarse elásticamente ante la solicitación sísmica. De otro modo los efectos de comportamiento inelástico se habrían manifestado con algún nivel de daños, en contraposición con el comportamiento observado en el que no se tiene evidencia alguna de efectos tales como grietas, aplastamiento de concreto, articulaciones plásticas, etc.

### 7.2.4 ANALISIS INELASTICO.

En esta dirección se realizó un análisis no lineal del tipo estático con ayuda del programa de cómputo ULARC. Como ya se había mencionado, de los resultados del programa se obtuvieron las gráficas correspondientes al eje A de la figura 7.15.

Para dicho eje, la curva  $C_s$ - $\Delta$  indica una reserva significativa de capacidad lateral en esta dirección después de que se presenta la primer fluencia. Prueba de ello es que el valor del coeficiente sísmico máximo en este eje

fluctúa entre 0.20 y 0.22, dependiendo del caso de apoyo considerado; en contraste con el eje 3 en que el valor del coeficiente sísmico máximo es sólo de 0.147.

### 7.3 EDIFICIO IZAZAGA.

Con base en la información obtenida de planos estructurales, en los criterios de análisis y diseño, y en las especificaciones de los distintos reglamentos usados para revisión, se modeló el edificio tomando en cuenta las siguientes condiciones de apoyo: a) base empotrada ya sea a nivel de planta baja o a nivel de cimentación, y b) base flexible considerando la interacción suelo-estructura según las especificaciones del RDF-87.

El edificio se sometió a diferentes tipos de análisis como son el estático, dinámico modal espectral (tridimensional) y dinámico paso a paso para comportamiento elástico e inelástico. Cuando se utilizó el RDF-66 se consideró a la estructura como tipo 1 con un coeficiente sísmico de 0.06 para ambas direcciones; para las NEDF-85 se tomó un coeficiente sísmico reducido de 0.2, al tomar un factor de reducción por ductilidad  $Q=2$ .

Ambos reglamentos (RDF-66 y NEDF-85) permiten para el análisis de cargas verticales y laterales usar el método del marco equivalente (ver apéndice A-1 al final de este trabajo) siempre que la estructura tenga como sistema de piso, losa plana aligerada como es el caso del edificio Izazaga. Así, se modeló el edificio por medio de un sistema de marcos planos formados por barras de propiedades equivalentes, y conectadas en cada nivel por un diafragma rígido en su propio plano. Los resultados obtenidos de los análisis sísmicos realizados se presentan a continuación.

#### 7.3.1 RESULTADOS DE LOS ANALISIS ELASTICOS.

##### 7.3.1a PERIODOS DE VIBRACION.

Los periodos medidos indican una gran flexibilidad de la estructura en ambas direcciones; con un periodo de 2.6 seg en la dirección más dañada (E-W), y de 2.5 seg en la dirección longitudinal (N-S). Estos valores distan mucho del criterio empírico de un décimo del número de niveles para estimar el periodo. En la tabla 7.5 se presentan los periodos de los primeros tres modos de vibrar de la estructura cuando ésta tiene diferentes condiciones de apoyo en su base. Los periodos medidos también se muestran para fines comparativos.

Los resultados analíticos (2.0 y 2.1 seg) reflejan la alta flexibilidad ya identificada desde las mediciones en campo para ambas direcciones. La

diferencia del 25 por ciento de periodos medidos y calculados es atribuible principalmente al daño estructural.

Comparando los valores obtenidos en cada dirección, se observa que los periodos son muy parecidos, pudiendo considerarse prácticamente iguales; hecho que también se observó en los valores reales (2.5 y 2.6 seg).

En la misma tabla se indican las disminuciones de rigidez modal para cada dirección y cada modelo; de ello se puede decir que la dirección (E-W) presenta los valores mayores, verificando así que es la dirección con mayor nivel de daños. Por último cabe mencionar que la consideración de flexibilidad de la base muestra que los periodos se incrementan aproximadamente en un 12 por ciento en ambas direcciones respecto al caso de base empotrada a nivel de planta baja.

### 7.3.1b DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO ( $\gamma_1$ ).

Se sigue en este caso el mismo criterio de comparación en cuanto a valores permisibles de deformaciones angulares de entrepiso que en el edificio anterior; esto es, 0.002 y 0.008 para el RDF-66 y NEDF-85 respectivamente. Los resultados obtenidos de un análisis dinámico modal utilizando los espectros de diseño correspondientes a cada código se muestran en las gráficas de las figuras 7.23 y 7.24 para los ejes representativos de cada dirección.

De las gráficas que corresponden al Reglamento de 1966 es evidente que el proyecto original no cumplía con los límites permisibles en ambas direcciones siendo más críticos los ejes A y 6. Revisando con las Normas de Emergencia, se observan deformaciones de más de tres veces el límite permisible. Comparando ambas direcciones, la que presenta mayores deformaciones coincide con la de mayores daños (dirección E-W).

Puede verse también que los entrepisos de máximos daños, 2-3 y 3-4 en la dirección larga y corta, respectivamente, son los que mostraron las mayores  $\gamma_1$ ; esto es, la mayor flexibilidad. Así también, la ubicación de daños importantes en el sistema de piso cae dentro de los niveles altamente flexibles. Todo lo anterior hace pensar que en el diseño original se hizo una suposición muy poco conservadora sobre la rigidez lateral del marco equivalente lo que derivó seguramente en una disipación importante de energía mediante comportamiento inelástico durante el sismo.

### 7.3.1c CORTANTES DE ENTREPISO ( $V_1$ ).

La distribución de fuerzas cortantes en los ejes de interés para cada dirección aparecen en las gráficas de la figura 7.25. Los primeros entrepisos toman cantidades muy importantes del cortante inducido por el sismo, principalmente en el sentido largo del edificio; en el sentido corto el efecto es similar aunque con valores un poco menores.

La relación de cortantes basales dinámicos y estáticos que se obtuvo es como sigue:

a) Dirección longitudinal (N-S)	b) Dirección transversal (E-W)
$V_E = 1867.2$ ton	$V_E = 1867.5$ ton
$V_D = 1319.2$ ton	$V_D = 1392.9$ ton
$V_D/V_E = 70.7\%$	$V_D/V_E = 74.6\%$

Sobre este tema se hablará posteriormente cuando se incluyan los resultados inelásticos y se comparen los diferentes tipos de análisis para las condiciones de apoyo ya mencionadas.

### 7.3.1d DESPLAZAMIENTOS ESTATICOS Y DINAMICOS.

Con el fin de observar la diferencia en respuestas del edificio empotrado en P.B. y con empotramiento a nivel de cimentación, se realizó un análisis tridimensional estático y dinámico modal para ambos modelos; los resultados se muestran a nivel de desplazamientos de piso para la estructura tridimensional en ambas direcciones (fig. 7.26) y para los ejes 3 y C, representativos de la dirección corta y larga respectivamente (figuras 7.27 y 7.28).

La primer gráfica indica que en ambas direcciones, el hecho de considerar en el análisis al edificio empotrado en cimentación, genera desplazamientos un poco mayores sin ser significativo este incremento para fines prácticos. Comparando ahora las gráficas de los ejes intermedios, también se observa que son prácticamente iguales ambos casos de apoyo, lo que es indicativo de la alta rigidez que proporciona al edificio la estructura de cimentación.

La consideración del efecto de interacción suelo-estructura hace más

notorio el incremento de desplazamientos, incluso en el nivel de cimentación como se discutirá posteriormente con más detalle. Un último comentario sobre estas gráficas, es la doble curvatura que adquieren, indicando con ello que la configuración obtenida corresponde efectivamente al caso típico de un edificio con sistema estructural a base de marcos.

### 7.3.1e *EVALUACION DE LA RESISTENCIA.*

A pesar de que este no es el objetivo que se persigue en el presente trabajo, se hace necesario presentar aunque sea de manera general los resultados que se obtuvieron de un estudio (ref.10) sobre este tema en particular, para un conjunto de edificios estando entre ellos el Izazaga.

Los cálculos de la resistencia de miembros estructurales para diferentes estados límite, revelaron que la capacidad de carga lateral de la estructura fué significativamente menor en la dirección transversal que en la longitudinal.

El modo de falla que gobernó en la dirección transversal fue principalmente el de cortante en la conexión losa-columna y cortante en columnas con coeficientes sísmicos resistentes de 0.06 y 0.13, respectivamente; en segundo término para ambas direcciones los modos de falla que rigen son por flexión positiva y negativa en losa aligerada con coeficientes sísmicos resistentes cercanos a 0.15 y 0.11, respectivamente. Estos resultados concuerdan con los daños observados y descritos en el capítulo 2 de este trabajo.

### 7.3.2 *RESULTADOS DE LOS ANALISIS INELASTICOS.*

#### 7.3.2a *DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS.*

Debido a que la dirección de máximos daños es la transversal, se presentan en seguida los resultados del análisis dinámico paso a paso correspondientes al eje 3 de esta dirección. Las gráficas de la figura 7.29 muestran la historia en el tiempo de los desplazamientos de azotea de este eje cuando fué excitado con la fase intensa del sismo que corresponde al acelerograma del registro SCT-EW utilizando para ello el programa de cómputo DRAIN-2D.

Las gráficas toman en cuenta la rotación de la base con dos tipos de comportamiento (elástico e inelástico); la figura (a) considera los efectos P- $\Delta$ , y la (b) no los toma en cuenta. Cuando se asume un comportamiento elástico-lineal, el desplazamiento en el último nivel de la estructura es aproximadamente de 150cm.

Considerando el comportamiento elasto-plástico de vigas y columnas hay una reducción importante del desplazamiento máximo llegando a un valor de casi 70cm, manifestándose un notable efecto de amortiguamiento adicional introducido por el comportamiento no lineal. Respecto a los efectos P- $\Delta$  es claro que no son significativos dada la gran similitud entre ambas gráficas.

### 7.3.2b PATRON DE DAÑOS ANALITICO Y REAL, ENVOLVENTES DE FUERZAS CORTANTES.

Se obtuvo para el mismo eje 3 (transversal), con base en los resultados inelásticos paso a paso, la distribución global de articulaciones plásticas en los diferentes miembros del marco. El patrón mostrado en la figura 7.30(a) corresponde al modelo que toma en cuenta el efecto de la interacción suelo-estructura.

En la figura 7.30(b) se muestra el patrón real de daños de dicho eje. Comparando ambos casos vemos que los resultados analíticos, en lo que se refiere a articulaciones plásticas, no llegan a predecir con exactitud el nivel de daños presentado durante el sismo. Si bien, tampoco lo contradice, ya que los niveles mas dañados (2 a 6) caen dentro del patrón que predice el modelo analítico.

Esto nos lleva a pensar que el modo de falla más crítico correspondió principalmente a cortante más que a flexión. Aunque ésta no deja de ser importante por la evidencia de indicios de fluencia del refuerzo de algunas nervaduras. Esta conclusión confirma de alguna manera los resultados presentados en el inciso 7.3.1e, donde se presentaron los  $C_s$  asociados a cada modo de falla.

Con base en los resultados inelásticos paso a paso (incluyendo interacción), se procedió a obtener la envolvente de fuerzas cortantes para vigas y columnas del mismo eje 3 para después compararlas con las resistencias de cada miembro, y de esta manera, localizar en qué elementos fue rebasada su resistencia.

En la figura 7.31 se presentan estos resultados y se indican los puntos críticos en que se excedió el  $V_r$ . Para las columnas se obtuvo que en ningún elemento se rebasó la resistencia, lo cual no es del todo aceptable si se compara con la figura 7.30(b). Para vigas si hay una zona bien definida en la que la relación es mayor o muy próxima a uno, ratificando así que el cortante fué un problema crítico en este edificio.

### 7.3.2c DEMANDAS DE DUCTILIDAD.

En las figuras 7.32 (a) y(b) se puede observar cómo es que se distribuyen las demandas de ductilidad " $\mu_L$ " para vigas y columnas en los distintos niveles del eje transversal en estudio.

Para ello se tomaron en cuenta dos tipos de modelos; uno que considera la base empotrada en el nivel de cimentación y el segundo que simula el efecto de interacción suelo-estructura con los criterios que marca el RDF-87.

En el caso de vigas, los dos modelos muestran una distribución de demandas muy similar; incluso ambos indican que en los entresijos 3-4 y 4-5 las demandas son máximas tal como se aprecia en las observaciones reales. La gráfica para columnas indica que en el primero y octavo entresijo, a partir del nivel de calle, se concentran los máximos valores de  $\mu_L$ .

Se observa en ambos casos (a y b) que la interacción disminuye muy ligeramente las demandas de ductilidad a que están sometidos los miembros. En este sentido, ambos modelos pueden considerarse aceptables; o bien, la interacción no influye de manera determinante en esta respuesta para este edificio en particular. Cabe recordar que dicho edificio cuenta con pilotes del tipo de punta.

### 7.3.3 COMPARACION DE RESPUESTAS ELASTICAS E INELASTICAS. INFLUENCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

#### 7.3.3a DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES MAXIMOS.

Las gráficas de desplazamientos en cada nivel del eje 3 para varios análisis sísmicos y considerando las dos condiciones de apoyo ya señaladas, se muestran en la figura 7.33.

De la observación de estos resultados se derivan las siguientes conclusiones:

Es claro que el efecto de interacción participa de manera importante en la respuesta, ya que tenemos en el caso mas desfavorable, que corresponde al análisis estático, una amplificación del 41% del desplazamiento máximo en el último nivel; los valores correspondientes son 71cm sin interacción y 100cm con este efecto. En el análisis dinámico modal espectral, la respuesta máxima se incrementa un 30% (de 55 a 71cm), y para el análisis paso a paso elástico el desplazamiento máximo crece sólo en un 17% (de 124 a 145cm).

Sin embargo, nótese que la magnitud de estos valores es muy importante ya que podrían presentarse en un momento dado, efectos de choque con edificios adyacentes por los desplazamientos excesivos generados por la gran flexibilidad que muestra el edificio y favorecida aún más por una interacción suelo-estructura nada despreciable.

En este sentido y con fundamento en los resultados presentados en el punto 7.3.1b, puede afirmarse que la estructura no cumple con los criterios del Reglamento respecto a limitar grandes desplazamientos restringiendo las deformaciones angulares a un valor permisible.

### 7.3.3b CORTANTES DE ENTREPISO Y MOMENTOS DE VOLTEO.

En general se observa que los cortantes de entrepiso con la influencia de la interacción suelo-estructura no difieren mucho de los obtenidos con base empotrada (fig. 7.34). La relación de cortantes basales dinámico a estático es de 0.68 y 0.77 para los casos con y sin interacción respectivamente.

Puede observarse en la misma figura, que si la estructura se comporta elásticamente según un análisis paso a paso, las respuestas aumentarían notablemente (mas de un 200%) respecto a los otros tipos de análisis.

Por otro lado, el análisis inelástico paso a paso muestra valores de cortantes de entrepiso muy similares a los del análisis dinámico modal y estático cuando en éstos se usa un factor de reducción por ductilidad  $Q = 2$ ; incluso puede verse que en los primeros niveles su gráfica está en una posición intermedia, y en los niveles superiores, tiende a confundirse con

las de los análisis elásticos ya mencionados.

Al respecto puede decirse que el tomar en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, bien sea mediante un factor  $Q$  en análisis sísmicos elásticos ó realizando directamente análisis inelásticos, llevará a diseños más económicos y prácticos ya que se tendrá que diseñar con fuerzas sísmicas menores comparadas con las que se tendría que usar en un análisis que considere comportamiento puramente elástico.

Los momentos de volteo que aparecen graficados en la figura 7.35 corresponden a los mismos casos que se compararon en desplazamientos y cortantes de entrepiso. Las conclusiones al respecto son las siguientes:

- La interacción suelo-estructura no influye de manera importante en esta respuesta
- El análisis inelástico paso a paso permite obtener resultados comparables con los que se obtienen de los análisis dinámico modal y estático, considerando el espectro reducido por un factor de ductilidad  $Q=2$ .
- El comportamiento elástico del marco, que predice el análisis paso a paso, indica que se generan momentos de volteo hasta dos y medio veces mayores que los obtenidos en los análisis restantes (inelásticos o elásticos reducidos), destacando así las ventajas que en el diseño implica tomar en cuenta la no linealidad de la estructura.
- Comparando el análisis estático con el dinámico modal, el primero tiende a ser un poco mas conservador. Para el caso de base empotrada, el momento de volteo basal dinámico es un 78 por ciento del estático y con el modelo que simula la flexibilidad de la base, la relación disminuye a un 73 por ciento.

#### 7.4 EDIFICIO XOCHICALCO.

En el capítulo 2 se mencionó que en este edificio se tuvieron problemas estructurales ante el sismo de 1985 tal que lo llevaron a comportarse con el primer piso débil; esto es, que los niveles superiores del edificio contaban con mayor resistencia y rigidez a cargas laterales que el primer entrepiso, lo que originó que el comportamiento inelástico necesario para disipar la energía sísmica, se concentrara en el primer entrepiso dañando principalmente a las columnas, y los muros de mampostería de casi todos los pisos superiores en la dirección transversal.

En los análisis realizados se incluyó la participación de todos los muros de mampostería existentes en ambas direcciones; la reducción por ductilidad para el reglamento en que se basó el proyecto original (RDF-76) y para las NEDF-85 se tomó con un factor  $Q=2$ .

En su momento se explicó también el procedimiento de reestructuración y reforzamiento a que se sometió el edificio a raíz de los sismos de 1985. Con base en lo anterior, se presentan en seguida los resultados de los análisis sísmicos, los cuales fueron realizados modelando al edificio en su estado original y en su condición posterior al reforzamiento (estado modificado).

Estos resultados contemplan además, los mismos casos de apoyo considerados en los edificios anteriores, base empotrada (en planta baja y en nivel cimentación) y base flexible para tomar en cuenta la deformación de la cimentación o efecto de interacción suelo-estructura, atendiendo los criterios del Reglamento de construcciones de 1987.

##### 7.4.1 RESULTADOS DE LOS ANALISIS ELASTICOS.

###### 7.4.1a PERIODOS DE VIBRACION.

Los análisis indican que el edificio cuenta ya desde su condición original con una alta flexibilidad en la dirección transversal (N-S), que es la que presentó mayores daños. El periodo analítico corresponde a 1.2 segundos para la condición de base fija; y con el efecto de interacción llega a ser de 1.3 seg.

En la dirección longitudinal, se determinó un periodo de 0.6seg para el

estado original de la estructura, y con el efecto de la base flexible se incrementa a 0.7 seg; ambos valores indican la gran rigidez proporcionada por los muros de esta dirección. En este caso, también hay una congruencia entre la ausencia de daños y el periodo obtenido analíticamente.

Al comparar los periodos con y sin la influencia de la interacción suelo-estructura, muestran poca diferencia entre sí, lo que indica que en este tipo de edificio tales efectos no parecen haber sido importantes en cuanto al daño observado.

Para el edificio Xochicalco modificado, se observa que en la dirección larga el edificio conserva prácticamente sus características dinámicas originales, ya que la variación del periodo es mínima. No así en la dirección transversal, en donde es patente el resultado del proceso de refuerzo. En este caso los periodos disminuyen a 0.84 seg cuando se considera base empotrada y con el efecto de interacción el periodo cambia a 0.97 seg.

La medición en campo de los periodos del edificio reforzado corrobora los resultados analíticos, especialmente para el caso de base empotrada. Los valores medidos fueron de 0.83 y 0.57 seg. para la dirección corta y larga respectivamente. Véase en la tabla 7.6 la gran semejanza con los valores obtenidos analíticamente.

Cabe mencionar respecto a las condiciones de apoyo consideradas, que los casos de empotramiento en P.B. y a nivel de cimentación conducen a resultados prácticamente iguales. Una última conclusión es que en ambas direcciones la interacción suelo-estructura no llega a ser significativa en lo que respecta a periodos de vibración, como se mencionó anteriormente.

#### 7.4.1b DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO ( $\gamma_1$ ).

En la figura 7.36 aparecen graficadas las deformaciones angulares de entrepiso para algunos ejes seleccionados de la dirección transversal y longitudinal. Los resultados corresponden a los obtenidos de un análisis dinámico modal espectral, y la deformación angular permisible para los reglamentos que se consideran (RDF-76 y NEDF-85) es de 0.008.

El diseño original resulta más flexible en los primeros entrepisos de la dirección transversal aunque no se excede el valor permisible. La dirección

longitudinal muestra, en un amplio margen, suficiente rigidez lateral.

Revisando ahora con las NEDF-85, se observa que el edificio en su estado original y dirección transversal, queda francamente escaso en cuanto a rigidez lateral; la interacción suelo-estructura tiende a acentuar aún más este aspecto por el ligero aumento en flexibilidad que genera en la estructura. La dirección longitudinal sigue estando muy por debajo del valor permisible, incluso con la influencia de flexibilidad en la base.

Comparando estos resultados con el nivel y distribución de daños observado, puede decirse que hay una muy buena correlación entre dirección y entrepisos más dañados con la dirección y entrepisos más flexibles. Respecto a la nueva condición del edificio (Xochicalco modificado), hay una gran semejanza con lo observado en los periodos de vibración: en la dirección larga, la estructura presenta una respuesta similar a la condición original, mientras que en la dirección transversal, se redujo considerablemente la flexibilidad que mostraba en un principio.

De lo anterior puede decirse que el proceso de refuerzo a que se sometió el edificio, logró ubicarlo dentro de los límites permisibles que especifican las NEDF-85.

#### 7.4.1c CORTANTES DE ENTREPISO (Vi).

En la figura 7.37 se muestra la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso de algunos ejes del edificio Xochicalco según el Reglamento de 1976 y las Normas de Emergencia de 1985. Se presenta también el efecto de deformación de la cimentación en base al RDF-87. Los resultados se presentan tanto para la condición original como modificada del edificio.

Para la dirección longitudinal, la variación con respecto a la altura indica la influencia de un primer modo de vibrar. Como era de esperarse, el eje más rígido (eje 4) es el que toma mayores cantidades de fuerza cortante.

La dirección transversal, que es la que tuvo el cambio más importante en rigidez por el reforzamiento del edificio, tal como lo demuestran los periodos y deformaciones angulares ya discutidos, muestra una tendencia a absorber cantidades considerables de fuerzas cortantes respecto a las que tomaba antes de su reestructuración. Este aspecto se observa al comparar

las gráficas correspondientes de la fig. 7.37. Por último se obtuvieron las relaciones de cortantes basales estáticos a dinámicos para ambas direcciones del edificio modificado; los valores son 0.74 y 0.76 para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente.

La interacción suelo-estructura influye en esta respuesta con un ligero incremento de fuerza cortante que para fines prácticos no llega a ser significativo.

#### 7.4.2 RESULTADOS DE LOS ANALISIS INELASTICOS.

##### 7.4.2a HISTORIAS EN EL TIEMPO DE DESPLAZAMIENTOS.

Del análisis dinámico paso a paso, se obtuvo la historia en el tiempo de desplazamientos en el último nivel del eje A, representativo de la dirección transversal del edificio. Con fines comparativos se presentan en la figura 7.38 dos tipos de comportamiento, elástico e inelástico.

Al respecto puede decirse que es evidente el efecto del amortiguamiento adicional inducido en la estructura por el comportamiento inelástico de sus muros de mampostería, lo que genera una disminución notable de la respuesta respecto a la que se obtiene elásticamente.

De aquí se observa la ventaja de diseñar con fuerzas sísmicas reducidas (mediante un cierto factor  $Q$ ) cuando se considere la no linealidad y ductilidad de la estructura como lo expresan los criterios actuales de diseño por sismo.

Para poder observar si los efectos P- $\Delta$  son significativos en el modelo plano que se estudia, se obtuvo ahora la historia en el tiempo de desplazamientos en el eje A con y sin dicho efecto. Los resultados se muestran en la figura 7.39 y corresponden a los obtenidos de un análisis dinámico paso a paso elástico. La historia de desplazamientos indica que los efectos de segundo orden no son importantes ya que la respuesta que se obtiene en ambos casos es prácticamente la misma.

##### 7.4.2b CONFIGURACION ANALITICA Y REAL DE DAÑOS.

El análisis paso a paso inelástico, reveló que la mayor fuente de

disipación de la energía sísmica por comportamiento inelástico fue el progresivo agrietamiento de los muros de mampostería tipo diafragma y divisorios, y que las demandas de ductilidad en los elementos estructurales principales no fueron de consideración.

La figura 7.40(a) muestra el patrón de daños obtenido en base al análisis paso a paso para el eje que se estudia y que correspondió al de mayores daños en todo el edificio; en paralelo, la figura 7.40(b) indica la configuración real de daños obtenida de un levantamiento que se realizara al edificio días después de los sismos de 1985. Nótese la similitud entre lo que predice el modelo analítico y el nivel real de daños.

En un estudio previo al desarrollo de este trabajo (ref.10), se logró determinar los coeficientes sísmicos resistentes asociados al modo de falla por cortante del edificio Xochicalco; dada la importancia que revisten se presentan en este inciso. Los coeficientes resultaron, como era de esperarse, críticos para la dirección transversal. El agrietamiento en los muros de mampostería correspondió a un coeficiente de 0.05 y la falla por cortante de columnas de planta baja a un coeficiente de 0.12. El valor tan bajo determinado en muros refleja su gran vulnerabilidad ante la carga lateral que el sismo provocara en esta dirección.

#### **7.4.2c ENVOLVENTES DE FUERZAS CORTANTES EN EL EDIFICIO MODIFICADO.**

Los resultados no lineales del análisis paso a paso, que corresponden al modelo del edificio reforzado, se utilizaron para hacer una comparación entre las fuerzas cortantes inducidas a la estructura por efecto de la excitación sísmica (cortantes actuantes) y las resistencias o cortantes resistentes de los elementos estructurales vigas y columnas del sistema plano correspondiente al eje A. Las resistencias se obtuvieron en base a las fórmulas que proporciona el Reglamento. Como se mencionó oportunamente, las acciones no incluyen ningún factor de carga, y las resistencias no se afectaron por ningún factor de reducción.

Para entender mejor el nivel de sollicitación del marco, se obtuvo para cada elemento la relación  $V_u/V_r$ . La figura 7.41 muestra que en ningún elemento se rebasa la resistencia y que en todo el sistema plano se ha logrado obtener, debido a la reestructuración, una reserva de capacidad al cortante muy amplia.

Los resultados hacen pensar que el comportamiento de la estructura en sismos futuros será favorable, ya que se ha logrado un incremento sustancial en resistencia como lo indican este tipo de resultados; y también en rigidez como lo indicaron los nuevos periodos de vibración y las deformaciones angulares de entrepiso para el estado modificado.

#### 7.4.3 *COMPÁRACION DE DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, ELASTICOS E INELASTICOS. INFLUENCIA DEL EFECTO P-A.*

La figura 7.42 reúne los resultados de varios tipos de análisis sísmicos aplicados al marco transversal del eje A para el modelo del edificio en su estado original. Las curvas 1 y 2 corresponden a los desplazamientos obtenidos de un análisis dinámico modal con y sin el efecto P-A, respectivamente. Se ratifica nuevamente que este efecto no es relevante en la respuesta.

En la misma figura está graficada la recta de desplazamientos permisibles, con el propósito de observar que la estructura cumple prácticamente con el reglamento en que se basó el proyecto original (curva 3); sin embargo, la revisión de desplazamientos utilizando las NEDF-85 excede notablemente a los permisibles en toda la altura (ver curvas 2 y 4), confirmándose así la gran flexibilidad que desde un principio indicara el periodo de 1.2 seg. en esta dirección.

La curva 5 corresponde al análisis paso a paso inelástico e indica en comparación con los análisis elásticos, desplazamientos de mucha menor magnitud; sin embargo, los primeros cuatro entrepisos exceden los desplazamientos que permite el reglamento. Por último puede decirse que de los análisis presentados, el estático lineal es el que muestra una tendencia a ser más conservador si se utiliza con fines de diseño.

## VIII. CONCLUSIONES

### 8.1 CONCLUSIONES.

Es posible hacer una comparación cuantitativa entre el comportamiento observado y el calculado sólo en términos de los periodos de vibración, sin embargo, en este caso, la comparación es aproximada ya que los periodos medidos (después del sismo) se ven afectados por el nivel de daño estructural. Rigurosamente solo uno de los tres edificios (Xochicalco), queda exento de este problema, ya que la medición de periodos se realizó una vez concluida su reestructuración; por tanto, los valores medidos tienden a ser más comparables con los periodos analíticos que en los otros edificios.

También debe tomarse en cuenta que los periodos medidos corresponden a amplitudes de vibración muy pequeñas, mientras que los calculados son representativos de la respuesta estructural para un nivel mucho más elevado de sollicitaciones. Aún con estas limitaciones, puede decirse que los periodos calculados y medidos son razonablemente parecidos y que las diferencias se explican por las condiciones propias de cada edificio.

En las tres estructuras analizadas, y al menos en una dirección, se observó que sus periodos fundamentales eran muy largos; en promedio, la relación entre el periodo (seg) y el número de pisos fué de 0.16. Esto refleja la práctica muy difundida en la Ciudad de México de proyectar edificios altamente flexibles, los que son particularmente sensibles a los movimientos sísmicos en la zona del lago en donde el terreno ha mostrado tener periodos dominantes largos. Un buen porcentaje de edificios, durante los sismos de 1985, se vieron afectados con daños severos e incluso colapsos cuando entraron en condiciones cercanas a la resonancia.

Otros aspectos de la respuesta sólo pudieron ser comparados cualitativamente, ya que ninguno de los tres edificios se encontraba instrumentado para medir su respuesta sísmica. En general, puede decirse que hubo una concordancia razonable entre la respuesta calculada y el comportamiento observado. Respecto a las deformaciones angulares de entrepiso, éstas constituyen un excelente indicador de la dirección y entrepisos más flexibles, y de la posición de la estructura respecto a los límites permisibles que marcan los códigos.

En las estructuras estudiadas, la dirección y entrepisos de máximos daños, coincidieron prácticamente con la dirección y entrepisos de máximas deformaciones obtenidas de los análisis modales espectrales. Sabemos que los tres edificios fueron objeto de un diseño sísmico, sin embargo los resultados de este estudio indicaron que dos de ellos (STC e Izazaga), no cumplían con los requisitos de limitar los desplazamientos laterales al valor permisible marcado por el reglamento en que se basó el proyecto, al menos para una de las dos direcciones principales.

En general, las características que contribuyeron a la alta flexibilidad de los edificios fueron:

- Uso de sistema de piso a base de losa plana aligerada en estructuras relativamente altas y con granadas claras.
- Doble altura, o altura excesiva del primer entrepiso.
- Cambios bruscos en dimensiones de columnas y gran esbeltez de algunas para facilitar la circulación y aprovechamiento de espacio en planta baja.
- Densidad de muros de mampostería escasa o nula en una dirección.

Los modos de falla más críticos, obtenidos en base a la evaluación de coeficientes de cortante basal, correspondieron al tipo de daño observado, aunque en algunos casos no se encontró evidencia del daño para algunos estados límite que debieron haberse sobrepasado según el análisis.

Sobre esto, puede decirse que la resistencia real de los elementos fue en general subestimada con los métodos de cálculo empleados. Las principales diferencias se refieren a la capacidad en flexión de vigas y de las losas reticulares.

La sobre-resistencia de los elementos se atribuye a que las fórmulas de los reglamentos son conservadoras, y a que hay contribuciones a la resistencia que no se toman en cuenta en los cálculos, tales como la participación de la losa en la resistencia a flexión de las vigas o la participación de elementos no estructurales no considerados en el diseño.

Respecto a la interacción suelo-estructura en base a las disposiciones que marcan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del RDF-87, se han modelado los tres edificios en cuestión bajo diferentes

tipos de análisis sísmicos. De los resultados obtenidos se encontró que los principales efectos de la interacción en los casos estudiados fueron:

- 1) Incrementos importantes en los desplazamientos laterales de los edificios, principalmente en los desplazados en franca zona III (STC e Izazaga). En el caso de las estructuras esbeltas y con pilotes de fricción, las rotaciones en la base fueron más significativas (dirección transversal del edificio STC).
- 2) Se deriva del punto anterior, un incremento en el periodo de vibración de la estructura, modificando sus características dinámicas, y por tanto, su respuesta ante los movimientos del terreno. En este caso, toma importancia el concepto de espectro de respuesta cuando la estructura se aproxime por efecto de la interacción a condiciones críticas o cercanas a la resonancia. De aquí la importancia de incluir en los análisis este efecto.
- 3) En general, los elementos mecánicos a nivel de cortantes de entrepiso y los momentos de volteo, aumentaron; sin embargo sus variaciones no fueron tan considerables como en el caso de desplazamientos.

Revisando las respuestas obtenidas con los métodos de análisis sísmico estático y dinámico modal, se observó, de las relaciones de cortantes basales, que el empleo del método estático para edificios con estructuraciones y geometría similares a los casos analizados, puede resultar conservador respecto a lo que predice un análisis modal espectral.

Los análisis inelásticos indican que los edificios estudiados poseen una alta reserva de capacidad, arriba de la que corresponde al primer estado límite. Por otra parte, también señalan que el número de ciclos de deformación inelástica a los que se pueden ver sujetos edificios similares a los estudiados y diseñados con los reglamentos anteriores, es muy elevado; siendo también muy elevadas las demandas de ductilidad que se generan.

Lo anterior reviste gran importancia si recordamos el comportamiento de varios edificios durante los sismos de 1985, los cuales al no ser capaces de desarrollar grandes ductilidades mediante deformaciones inelásticas, mostraron un deterioro notable de capacidad lateral.

Esto ha conducido en la actualidad, a imponer requisitos de refuerzo más estrictos como puede verse en la última versión del Reglamento de Construcciones para el D.F.. Por ello, sólo en la medida en que las estructuras estén cuidadosamente diseñadas y detalladas de manera que garanticen un comportamiento inelástico dúctil y estable, podrán entrar en juego las reservas de capacidad que se mencionaron en un principio.

Por otro lado, el edificio Xochicalco adquirió un interés particular debido a su reestructuración. En general se observa que los sismos recientes han dejado un gran número de edificios afectados en su estabilidad y que deben ser reparados. Al respecto puede decirse que no es suficiente restaurar la condición original de los edificios afectados, sino que deben ser reforzados para satisfacer plenamente los requerimientos que marquen los códigos actuales.

Se ha comprobado (ref.6) que la eficiencia de las medidas para reforzar, llevadas a cabo antes de 1985 en general fue baja. Los resultados de los análisis realizados al edificio Xochicalco en su estado modificado, mostraron que las acciones de refuerzo (basadas en las NEDF-85) lograron que la estructura adquiriera una reserva de resistencia ante carga lateral importante; se logró también una rigidización y se cuidó de manera importante los detalles de conexión de los refuerzos nuevos con la estructura existente.

Lo anterior indica que se cuenta ahora con técnicas eficaces para reforzar construcciones dañadas de manera que cuenten con una seguridad razonable ante sismos de intensidad prevista por los códigos actuales. Es de esperarse que la observancia del último Reglamento (RDF-87), y el empleo de técnicas adecuadas de proyecto y ejecución, permita evitar que se presente nuevamente una alta incidencia de daños en estructuras.

Por último, es importante mencionar la necesidad de ampliar más los estudios sobre estructuras reales, con análisis inelásticos, para comprender mejor el comportamiento no-lineal, y no tratar de inferirlo en base a resultados elástico lineales de análisis sísmicos. La interacción suelo-estructura deberá considerarse en todos los análisis futuros tanto con fines de proyecto como de investigación dada su importancia en la respuesta de estructuras desplantadas principalmente en terreno blando.

El número de casos estudiados en este trabajo no parece suficiente para

generalizar sobre el elevado número de edificios de concreto existentes en la Ciudad de México; sin embargo, el ser representativos de un buen número de construcciones por haber reunido ciertas características deseables que los dispusiera como "tipicos", permite que los resultados obtenidos sean útiles para entender el comportamiento y/o respuesta sísmica de otros edificios con características similares a estos tres casos. La evaluación de la respuesta de este tipo de estructuras pudo predecirse satisfactoriamente, con respecto al comportamiento observado, mediante los métodos de análisis con que se cuenta actualmente.

## 8.2 BIBLIOGRAFIA.

1. F. García, R. Gómez y D. Reséndiz. "RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIOS CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA". Versión ampliada del trabajo presentado en el VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica; Querétaro, 1988.
2. R. Meli y J. A. Avila. "CASE STUDIES OF SEISMIC PERFORMANCE OF CONCRETE BUILDINGS". ASCE, Structures Congress. San Francisco, mayo de 1989.
3. Avila, J. A. y R. Meli. "ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE EDIFICIOS TÍPICOS ANTE EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985". Instituto de Ingeniería, informe interno, Julio de 1987.
4. D. Bernal. "RELACIÓN ENTRE LA DUCTILIDAD DE DISEÑO Y LAS ROTACIONES PLÁSTICAS EN LAS SECCIONES CRÍTICAS DE MARCOS DE CONCRETO". Instituto de Ingeniería, informe interno, dic. de 1982.
5. O. López, R. Meli y E. Miranda. "EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN LOS EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO". Parte II. Evaluación de edificios típicos. Instituto de Ingeniería, informe interno, agosto de 1986.
6. O. López, R. Meli y E. Miranda. "EVALUACIÓN DE LOS EFECTOS DE LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985 EN LOS EDIFICIOS DE LA CIUDAD DE MÉXICO". Parte III. comportamiento de edificios dañados. Instituto de Ingeniería, informe interno. septiembre de 1986.
7. R. Meli, J. A. Avila. "ANÁLISIS DE LA RESPUESTA DE ALGUNOS EDIFICIOS DAÑADOS POR EL SISMO DE 1985 EN LA CIUDAD DE MEXICO". Revista INGENIERÍA SÍSMICA. Número 36, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, agosto de 1989.
8. R. Meli. "DISEÑO ESTRUCTURAL". Editorial Limusa, México, D.F. 1987.
9. E. Bazán y R. Meli. "MANUAL DE DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS". Ed. Limusa, México D.F. 1986.
10. R. Durán. "EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA DE TRES EDIFICIOS DAÑADOS POR

LOS SISMOS DE 1985". Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería. UNAM, México D.F. 1987.

11. M. Paz. "STRUCTURAL DYNAMICS: THEORY AND COMPUTATION". Van Nostrand Reinhold Environmental Engineering Series. 1980.

12. R. Park y T. Paulay. "ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO". Ed. Limusa, 1983.

13 "MANUAL DE DISEÑO POR SISMO". Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal RDF-76. Instituto de Ingeniería. Publicación 406. México, 1977.

14 "NORMAS DE EMERGENCIA AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL". Instituto de Ingeniería, enero de 1986.

15. "REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL" (RDF-87), D.D.F., Julio de 1987.

16. "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO". D.D.F., noviembre de 1987.

17. A. Sudhakar, G. Powell y G. Wheaton. "ULARC. SMALL DISPLACEMENTS ELASTO-PLASTIC ANALYSIS OF PLANE FRAMES". Universidad de California. Berkeley, 1972.

18. A. Kanaan y G. H. Powell. "DRAIN 2-D. USER'S GUIDE". Universidad de California. Berkeley, 1975.

19 A. G. Gillies. "POST-ELASTIC DYNAMIC ANALYSIS OF THREE-DIMENSIONAL FRAME STRUCTURES". Escuela de Ingeniería de la Universidad de Auckland, Nueva Zelanda, 1979.

20. F. Maison, F. Neuss. "SUPER-ETABS". Versión ampliada del programa "ETABS" desarrollado en la Universidad de California. Berkeley, 1985.

## APENDICE A-1

Para utilizar el método del marco equivalente, las NEDF-85 especifican que para los análisis de cargas verticales se asignará a las columnas la mitad de sus rigideces angulares, y para las vigas equivalentes se considerará un ancho a cada lado del eje de columnas igual a  $0.5l_2$ , siendo  $l_2$  el claro del tablero que se considere, en la dirección en que se mide el ancho equivalente.

Para análisis ante cargas laterales se considerarán en las losas vigas equivalentes con ancho igual a  $C_2+3h$ ; donde  $C_2$  es la dimensión de la columna en la dirección de  $l_2$  y  $h$  es el espesor de losa; y en columnas las rigideces relativas se obtendrán a partir de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo.

El Reglamento de 1966 para cargas verticales resultaba muy similar, excepto que las rigideces de columnas se calculaban a partir de la sección bruta. Para cargas laterales, el ancho equivalente con que participaba la losa se calculaba con la expresión:

$$\left[ 0.5 l_2 / \left( 1 + 1.67 \frac{l_2}{l_1} \right) \right] + 0.3C < 0.5l_2.$$

En esta expresión  $l_1$  es el claro en la dirección que se analiza;  $l_2$  el claro del tablero que se considere; si no hay capitel,  $C$  es la dimensión de la columna en la dirección de  $l_2$ . Si existe capitel,  $C$  es el diámetro de la intersección con la losa, del mayor cono circular que pueda inscribirse en el capitel.

Se ha visto que existen marcadas diferencias al usar el método del marco equivalente según las NEDF-85 y el RDF-66, las principales se apuntan en seguida.

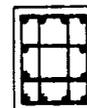
- Con el ancho equivalente que propone en RDF-66, los momentos flexionantes que se obtienen bajo carga vertical, son erróneos particularmente en los claros extremos.
- Bajo carga lateral, usando el RDF-66, se sobreestima la rigidez lateral de la estructura, con lo que se obtienen deformaciones laterales menores que las reales.

Entre piso:	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
12				50 x 60 8#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
11				50 x 60 8#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
10	50 x 60 4#10+4#8 2 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 60 8#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
9	50 x 60 4#10+4#8 2 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 60 8#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
8	50 x 60 8#10 2 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 60 12#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
7	50 x 60 8#10 2 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 60 12#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
6	50 x 70 8#10+4#8 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 80 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 70 16#10 3 series #5 #40	50 x 90 4#10+8#8 3 series #4 #40
5	50 x 70 8#10+4#8 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 70 16#10 3 series #5 #40	50 x 90 4#10+8#8 3 series #4 #40
4	50 x 80 8#10+4#8 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 12#6 3 series #3 #30	50 x 80 12#12+4#10 3 series #5 #40	50 x 90 8#10+4#8 3 series #4 #40
3	50 x 80 8#10+4#8 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 12#6 3 series #3 #30	50 x 80 12#12+4#10 3 series #5 #40	50 x 90 8#10+4#8 3 series #4 #40
2	50 x 90 4#12+12#10 3 series #4 #40	50 x 90 12#8 3 series #3 #30	50 x 90 4#10+12#8 3 series #3 #30	50 x 90 12#12+8#10 3 series #5 #40	50 x 90 12#12+8#10 3 series #4 #40
1	50 x 90 4#12+12#10 3 series #4 #40	50 x 90 12#8 3 series #3 #30	50 x 90 4#10+12#8 3 series #3 #30	50 x 90 12#12+8#10 3 series #5 #40	50 x 90 12#12+8#10 3 series #4 #40

COLUMNAS TIPO



16 VARILLAS



12 VARILLAS

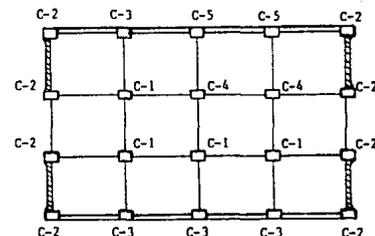


8 VARILLAS



20 VARILLAS

LOCALIZACION



\* SEPARACION DE LOS ESTRIBOS  
SE REDUCE EN LOS EXTREMOS.

TABLA 2.1 ARMADO\* Y TIPO DE COLUMNAS. EDIFICIO STC.

Entrada piso:	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5
12				50 x 60 8#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
11				50 x 60 8#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
10	50 x 60 4#10+4#8 2 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 60 8#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
9	50 x 60 4#10+4#8 2 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 60 8#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
8	50 x 60 8#10 2 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 60 12#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
7	50 x 60 8#10 2 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 60 12#10 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #4 #40
6	50 x 70 8#10+4#8 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 70 16#10 3 series #5 #40	50 x 90 4#10+8#8 3 series #4 #40
5	50 x 70 8#10+4#8 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 70 16#10 3 series #5 #40	50 x 90 4#10+8#8 3 series #4 #40
4	50 x 80 8#10+4#8 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 12#8 3 series #3 #30	50 x 80 12#12+8#10 3 series #5 #40	50 x 90 8#10+4#8 3 series #4 #40
3	50 x 80 8#10+4#8 3 series #4 #40	50 x 90 4#8+8#6 3 series #3 #30	50 x 90 12#8 3 series #3 #30	50 x 80 12#12+8#10 3 series #5 #40	50 x 90 8#10+4#8 3 series #4 #40
2	50 x 90 4#12+12#10 3 series #4 #40	50 x 90 12#8 3 series #3 #30	50 x 90 4#10+12#8 3 series #3 #30	50 x 90 12#12+8#10 3 series #5 #40	50 x 90 12#12+8#10 3 series #4 #40
1	50 x 90 4#12+12#10 3 series #4 #40	50 x 90 12#8 3 series #3 #30	50 x 90 4#10+12#8 3 series #3 #30	50 x 90 12#12+8#10 3 series #5 #40	50 x 90 12#12+8#10 3 series #4 #40

COLUMNAS TIPO



16 VARILLAS



12 VARILLAS

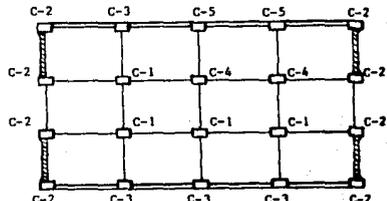


8 VARILLAS



20 VARILLAS

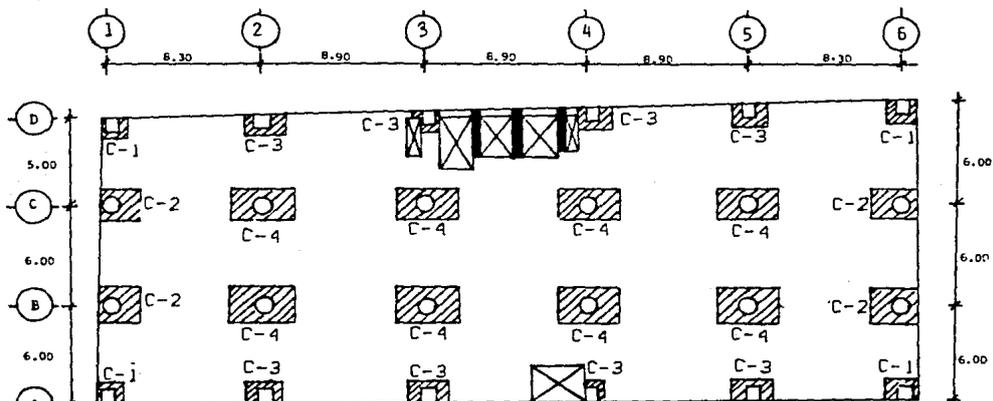
LOCALIZACION



\* SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE REDUCE EN LOS EXTREMOS.

TABLA 2.1 ARMADO\* Y TIPO DE COLUMNAS. EDIFICIO STC.

ENTREPISO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4
11			50 x 50 4#10+4#6 E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25
10	50 x 50 4#10+4#6 E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25	50 x 50 4#10+4#6 E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25
9	50 x 50 4#10+4#6 E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25	50 x 50 4#10+4#6 E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25
8	50 x 50 4#10+4#6 E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25	50 x 50 4#10+4#6 E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25
7	65 x 65 4#12+4#10+4#6 2E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25	65 x 65 4#12+4#10+4#6 2E#4#25, E#2.5#25	D=85 #812 E#4 # 25
6	65 x 65 4#12+4#10+4#6 2E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25	65 x 65 4#12+4#10+4#6 2E#4#25, E#2.5#25	D=85 #812 E#4 # 25
5	65 x 65 4#12+4#10+4#6 2E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25	65 x 65 4#12+4#10+4#6 2E#4#25, E#2.5#25	D=85 #812 E#4 # 25
4	65 x 65 4#12+4#10+4#6 2E#4#25, E#2.5#25	D=70 #810 E#4 # 25	65 x 65 4#12+4#10+4#6 2E#4#25, E#2.5#25	D=85 #812 E#4 # 25
3	80 x 80 #812+4#8 2E#4#25, E#3 #25	D=80 #812 E#4 # 25	80 x 80 #812+4#8 2E#4#25, E#3 #25	D=100 12#12 E#4 # 25
2	80 x 80 #812+4#8 2E#4#25, E#3 #25	D=80 #812 E#4 # 25	80 x 80 #812+4#8 2E#4#25, E#3 #25	D=100 12#12 E#4 # 25
1	80 x 80 #812+4#8 2E#4#25, E#3 #25	D=80 #812 E#4 # 25	80 x 80 #812+4#8 2E#4#25, E#3 #25	D=100 12#12 E#4 # 25



LOCALIZACION

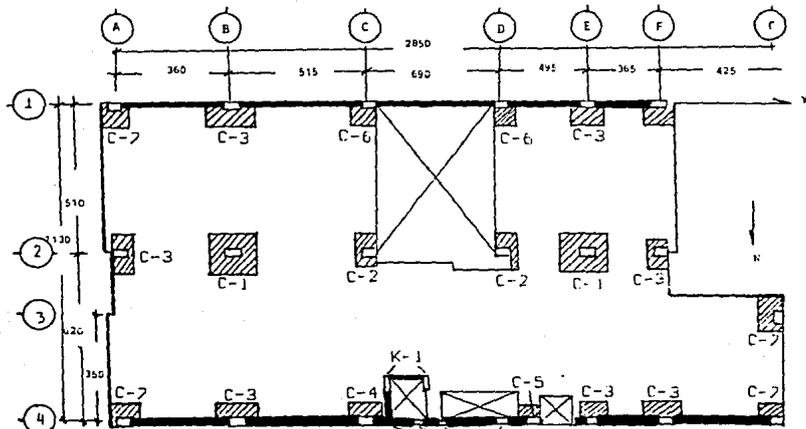
\*ESTRIBOS A LA MITAD EN EXTREMOS

- simbología
- /// Zona maciza
  - □ Columnas
  - Muros de mampostería

TABLA 2.2 ARMADO Y TIPO DE COLUMNAS, EDIFICIO IZAZAGA.

ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

ENTRPISO	C - 1	C - 2	C - 3	C - 4	C - 5	C - 6	C - 7	I - 1
10								
9								15 . 45 8R4 ER2.5 Ø 15
8	30 x 50 8Rc ER2.5 Ø 20	30 x 50 12Rc ER2.5 Ø 20	30 x 40 4R3+3Rc ER2.5 Ø 18	30 x 50 12Rc ER2.5 Ø 20	30 x 30 8Rc ER2.5 Ø 20	30 x 50 8Rc ER2.5 Ø 20	30 x 40 8Rc ER2.5 Ø 20	15 . 45 2R3+6R4 ER2.5 Ø 15
7	30 x 60 12Rc ER2.5 Ø 20	30 x 60 4R6+6R5 ER2.5 Ø 20	30 x 50 4R8+8Rc ER2.5 Ø 18	30 x 60 12Rc ER2.5 Ø 20	35 x 35 8R3 ER2.5 Ø 20	30 x 60 8Rc ER2.5 Ø 20	30 x 50 8Rc ER2.5 Ø 20	15 . 45 2R3+6R4 ER2.5 Ø 15
6	30 x 60 12Rc ER2.5 Ø 20	30 x 60 4R5+3Rc ER2.5 Ø 20	30 x 50 6R3+4Rc ER2.5 Ø 18	30 x 60 10Rc ER2.5 Ø 20	35 x 35 8R3 ER2.5 Ø 20	30 x 60 6Rc+4R5 ER2.5 Ø 20	30 x 50 12Rc ER2.5 Ø 20	15 . 50 8R4 ER2.5 Ø 15
5	30 x 60 4R3+8Rc ER2.5 Ø 20	30 x 60 6R6+4Rc ER2.5 Ø 20	30 x 55 2R3+4Rc ER2.5 Ø 18	30 x 60 12Rc ER2.5 Ø 20	35 x 35 8R3+4Rc ER2.5 Ø 20	30 x 60 12Rc ER2.5 Ø 20	30 x 50 12Rc ER2.5 Ø 20	15 . 50 8R4 ER2.5 Ø 15
4	30 x 70 4R6+8R3 ER2.5 Ø 20	30 x 60 8R6+8R3 ER2.5 Ø 20	30 x 60 4R6+12R3 ER2.5 Ø 18	30 x 60 4R5+8R3 ER2.5 Ø 20	35 x 35 2R3+4Rc ER2.5 Ø 20	30 x 60 10Rc ER2.5 Ø 20	30 x 50 4R3+8Rc ER2.5 Ø 20	15 . 55 8R4 ER2.5 Ø 15
3	30 x 70 4R6+12R3 ER3 Ø 18	30 x 70 8R6+8R3 ER3 Ø 20	30 x 60 4R6+12R3 ER3 Ø 18	30 x 70 4R3+8Rc ER2.5 Ø 20	40 x 40 8Rc+8R3 ER3 Ø 20	30 x 70 4R2+8Rc ER2.5 Ø 20	30 x 60 8Rc+8R3 ER3 Ø 18	15 . 60 8R4 ER2.5 Ø 15
2	35 x 70 6R6+12R3 ER3 Ø 18	35 x 70 16R3 ER3 Ø 20	30 x 65 16R3 ER3 Ø 18	30 x 70 6R2+4Rc ER2.5 Ø 20	40 x 40 2R3+4Rc ER2.5 Ø 20	30 x 70 4R3+8Rc ER2.5 Ø 20	30 x 60 8R6+12R3 ER3 Ø 18	15 . 60 8R4 ER2.5 Ø 15
1	35 x 70 4R6+16R3 ER3 Ø 18	35 x 70 20R3 ER3 Ø 20	30 x 65 20R3 ER3 Ø 18	30 x 70 4R6+8R3 ER3 Ø 20	40 x 40 4R6+12R3 ER3 Ø 20	30 x 70 4R3+8Rc ER2.5 Ø 20	30 x 60 8R6+12R3 ER3 Ø 18	15 . 60 8R4 ER2.5 Ø 15



### LOCALIZACION

\* ESTRIBOS A LA MITAD EN EXTREMOS

TABLA 2.3 ARMADO Y TIPO DE COLUMNAS, EDIFICIO XOCHICALCO.

Mo- do	Condi c i ó n d e a p o y o		
	Empotramiento en P. B.	Empotramiento en Cimentación	Interacción suelo- estructura. (RDF-87)
1	1.67	1.69	1.84
2	0.55	0.56	0.63
3	0.33	0.33	0.42

Notas: 1) T<sub>1</sub> medido = 2.1 seg.

2)  $T_1 = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.91$  seg. (apéndice RDF-87).

TABLA 7.1 PERIODOS DE VIBRACION, DIRECCION LONGITUDINAL, EDIFICIO STC.

Modo	Condi c i ó n d e a p o y o					
	Empotramiento en P. B.		Empotramiento en Cim.		Interacción según (RDF-87)	
	(Bi)	(Tri)	(Bi)	(Tri)	(Bi)	(Tri)
1	1.00	1.00	1.02	1.01	1.29	1.31
2	0.26	0.27	0.27	0.27	0.48	0.51
3	0.20	0.21	0.21	0.21	0.26	0.26

Notas: 1) T<sub>1</sub> medido = 1.30 seg.

2)  $T_1 = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2} = 1.70$  seg. (apéndice RDF-87).

3) (Bi) = Marcos transversales alineados en un solo plano.

(Tri) = Estructura tridimensional.

TABLA 7.2 PERIODOS DE VIBRACION, DIRECCION TRANSVERSAL, EDIFICIO STC.

Entrepiso	Condición de apoyo				
	Emp.en P.B.	Empotramiento en C		Interacción suelo - estructura (RDF-87)	
	Dinámico	Dinámico	Estático	Dinámico	Estático
P.B.-1	36982.4	61044.6	36029.6	61151.4	43167.5
C - S	—	77478.3	56346.0	77637.2	95347.1
O - C	—	79897.5	113161.4	80477.2	97241.8

TABLA 7.3 MOMENTOS DE VOLTEO (T-M), DIRECCION TRANSVERSAL, EDIFICIO STC.

Modo de Falla	Condición de apoyo	
	Empotramiento en Cim.	Interacción suelo-estructura (RDF-87)
Cortante	0.25	0.20
Flexocompresión	0.22	0.15

TABLA 7.4 COEFICIENTES SISMICOS RESISTENTES EN MUROS DE CONCRETO, DIRECCION TRANSVERSAL, EDIFICIO STC.

Dirección longitudinal (N-S)

mo- do:	C o n d i c i ó n     d e     a p o y o					
	Empotramiento % em "P.B."		Empotramiento % en "C"		Interacción % según RDF-87	
1	2.08	-30.78	2.10	-29.44	2.33	-13.14
2	0.70	—	0.71	—	0.79	—
3	0.39	—	0.39	—	0.46	—

Notas:  $T_1$  (medido) = 2.50 seg.  
 $T_1(\text{RDF-87}) = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2} = 2.17$  seg.

Dirección transversal (E-W)

mo- do:	C o n d i c i ó n     d e     a p o y o					
	Empotramiento % em "P.B."		Empotramiento % en "C"		Interacción % según RDF-87	
1	2.00	-40.83	2.04	-38.44	2.22	-27.09
2	0.67	—	0.68	—	0.74	—
3	0.37	—	0.37	—	0.42	—

Notas:  $T_1$  (medido) = 2.60 seg.  
 $T_1(\text{RDF-87}) = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2} = 2.21$  seg.

$$\% = \left[ \left( \frac{T_1}{T_1(\text{medido})} \right)^2 - 1 \right] \times 100 = \text{Disminución de la rigidez modal debido al daño con respecto al diseño original (sin daño).}$$

TABLA 7.5 PERIODOS DE VIBRACION, EDIFICIO IZAZAGA.

Dirección:	Mo- do:	Empotramiento en P.B.		Empotramiento en Cim.		Interacción según RDF-87	
		(A)	(B)	(A)	(B)	(A)	(B)
"X" transver- sal.	1	1.201	0.837	1.203	0.843	1.299	0.972
	2	0.324	0.252	0.322	0.254	0.371	0.308
	3	0.227	0.201	0.227	0.202	0.234	0.214
"Y" longitu- dinal.	1	0.607	0.606	0.625	0.629	0.737	0.782
	2	0.187	0.177	0.189	0.180	0.288	0.260
	3	0.131	0.131	0.131	0.131	0.129	0.135

Notas:

1.- Periodos medidos al edificio en su estado modificado:

T<sub>i</sub>(TRANSVERSAL, DIRECCION N-S) = 0.83 seg.

T<sub>i</sub>(LONGITUDINAL, DIRECCION E-W) = 0.57 seg.

2.- Periodos calculados según fórmula del RDF-87:  $T_1 = (T_o^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2}$

2.1. Estado original del edificio.

T<sub>i</sub>(TRANSVERSAL) = 1.378 seg.

T<sub>i</sub>(LONGITUDINAL) = 0.765 seg.

2.2 Estado modificado.

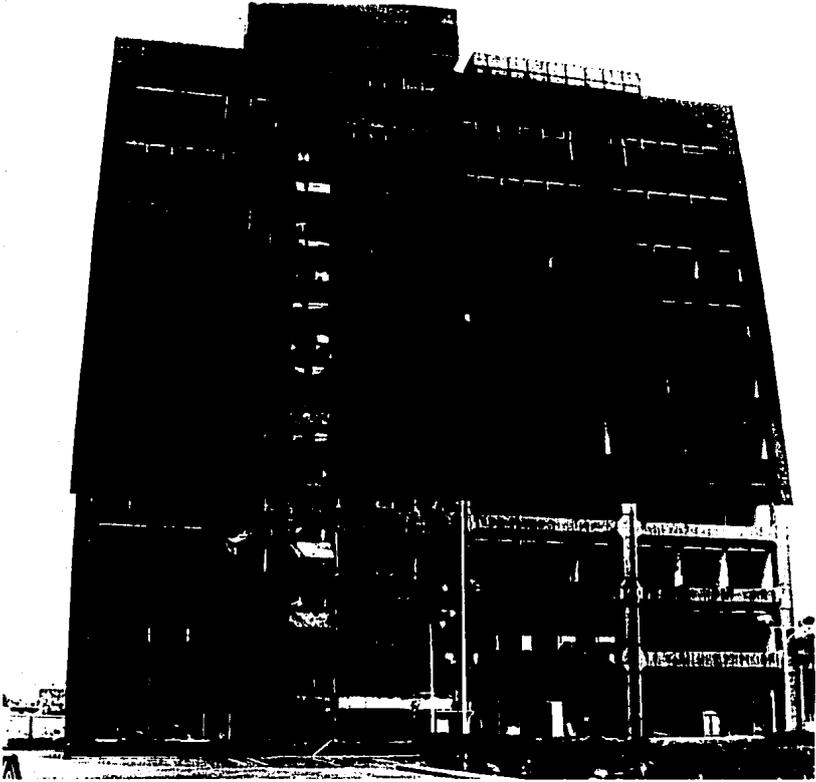
T<sub>i</sub>(TRANSVERSAL) = 1.010 seg.

T<sub>i</sub>(LONGITUDINAL) = 0.781 seg.

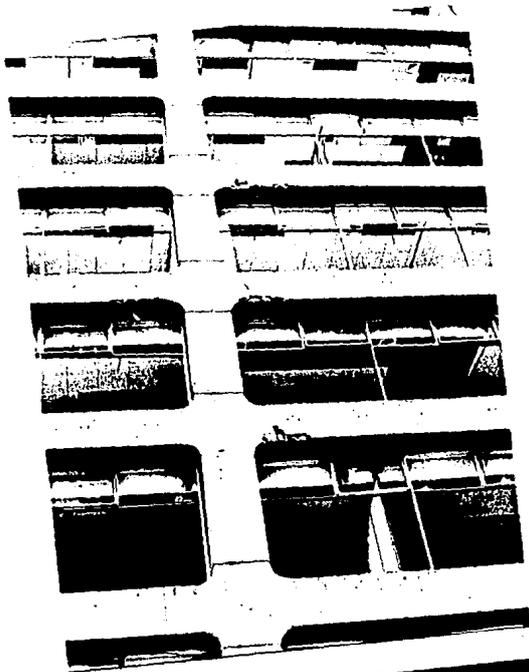
3.- (A) Edificio en su estado original.

(B) Edificio en estado modificado por el reforzamiento.

TABLA 7.6 PERIODOS DE VIBRACION EN EL EDIFICIO XOCHICALCO.



FOTOGRAFIA 1. FACHADA NORTE. EDIFICIO STC.



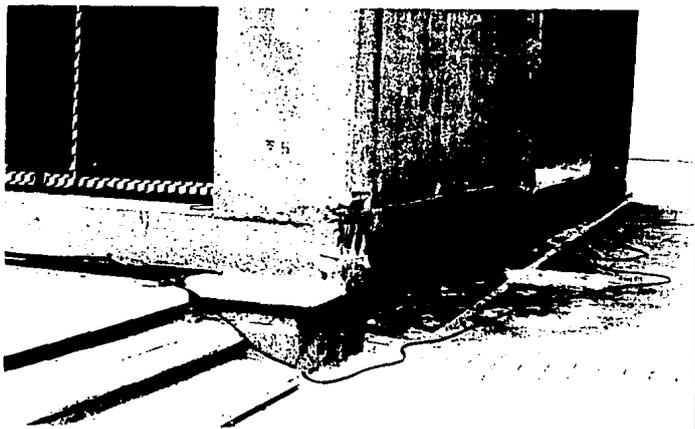
FOTOGRAFIA 2. VISTA DE FALLAS  
EN VIGAS DEL EJE 4. EDIFICIO  
STC

FOTOGRAFIA 3. VISTA INTERIOR  
DE FALLA TÍPICA EN EXTREMO DE  
VIGA, EDIFICIO STC.





FOTOGRAFIA 4. VISTA INTERIOR DE FALLA TÍPICA EN  
EXTREMO DE VIGA, EDIFICIO STC.



FOTOGRAFIA 5. PANDEO DE VARILLAS LONGITUDINALES, EXTRE-  
MO INFERIOR DE COLUMNA EXTERIOR, EJE 4, EDIFICIO STC.



FOTOGRAFIA 6. EDIFICIO IZAZAGA.



FOTOGRAFIA 7. FACHADA PRINCIPAL  
DEL EDIFICIO XOCHICALCO.



FOTOGRAFIA 8. FALLA DE COLUMNA 1-A,  
ENTREPISO P.B.-1. EDIFICIO XOCHICALCO.



FOTOGRAFIA 9. FALLA TIPICA EN MUROS DE MAMPOSTERIA. EDIFICIO XOCHICALCO.



FOTOGRAFIA 10. FALLA DE MUROS DE MAMPOSTERIA SOBRE EL EJE D, EDIFICIO XOCHICALCO.

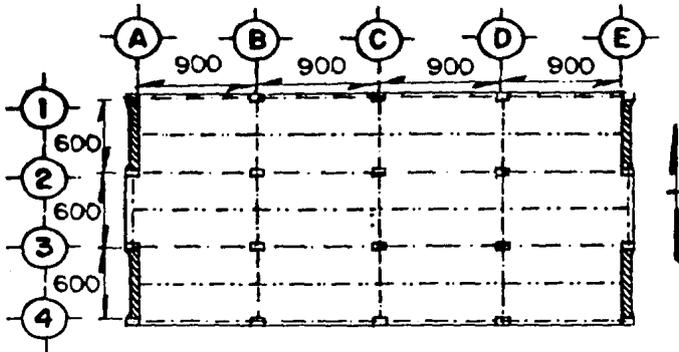


FIG. 2.1 PLANTA TIPO, EDIFICIO STC.

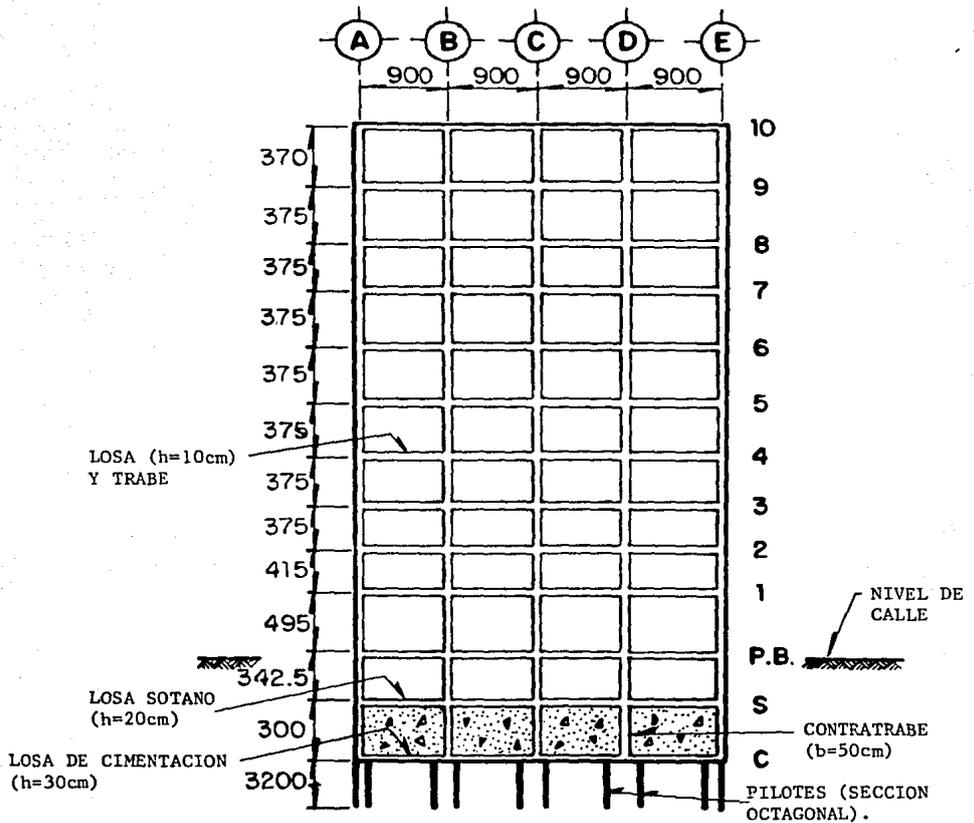


FIG. 2.2 CORTE EJE 3, EDIFICIO STC.

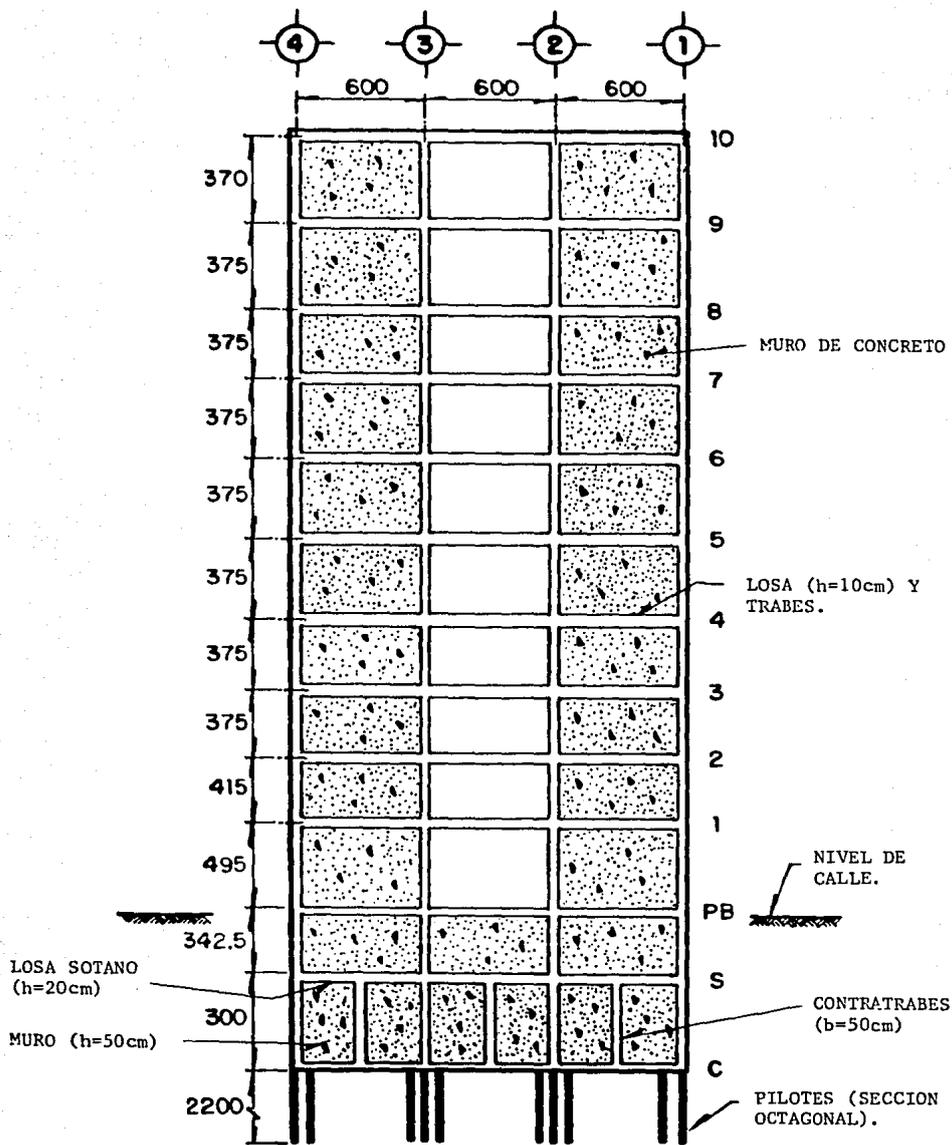


FIG. 2.3 CORTE EJE A, EDIFICIO STC.

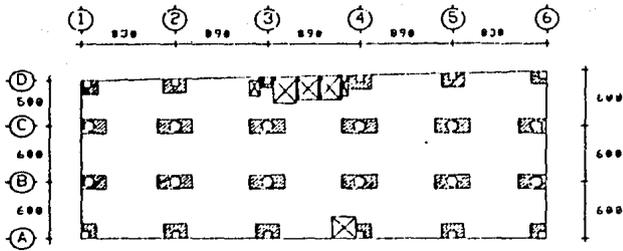


FIG. 2.4 PLANTA TIPO,  
EDIFICIO IZAZAGA.

/// ZONA MACIZA  
 ◻ COLUMNAS  
 — MURO DE MAMPOSTERÍA

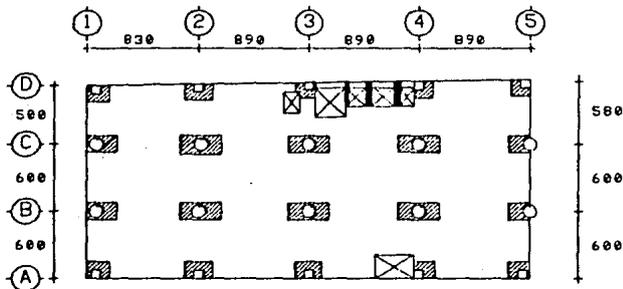


FIG. 2.5 PLANTA MEZANINE,  
EDIFICIO IZAZAGA.

/// ZONA MACIZA  
 ◻ COLUMNAS  
 — MURO DE MAMPOSTERÍA

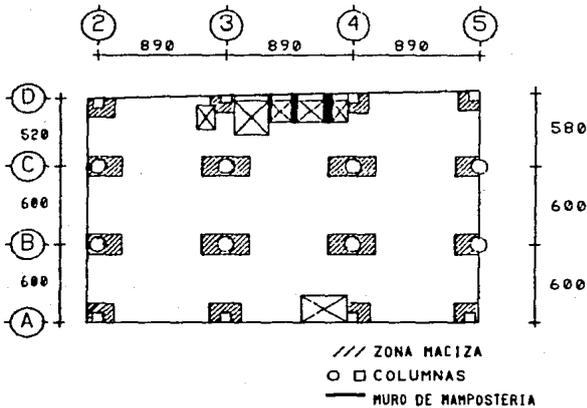


FIG. 2.6 PLANTA NIVEL 10, EDIFICIO IZAZAGA.

/// ZONA MACIZA  
 ◻ COLUMNAS  
 — MURO DE MAMPOSTERÍA

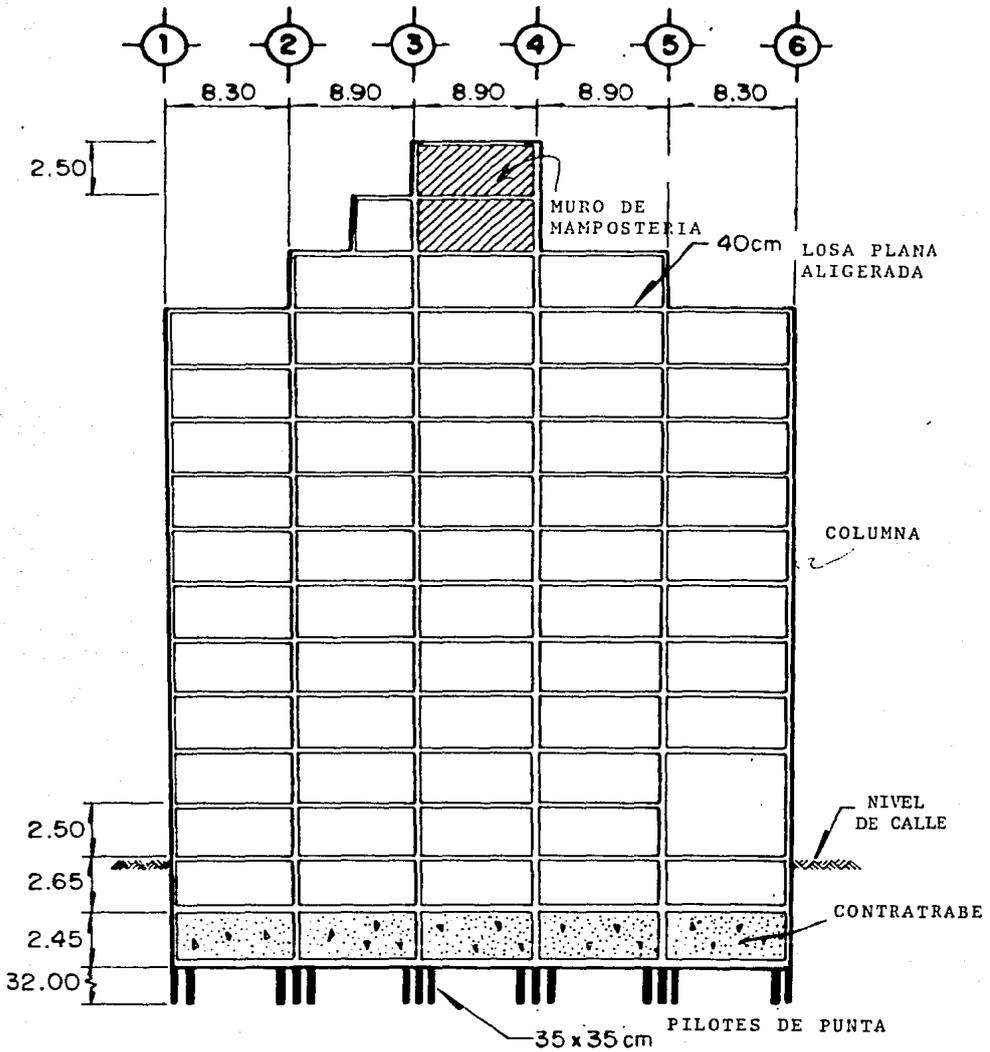


FIG. 2.7 CORTE EJE C, EDIFICIO IZAZAGA.

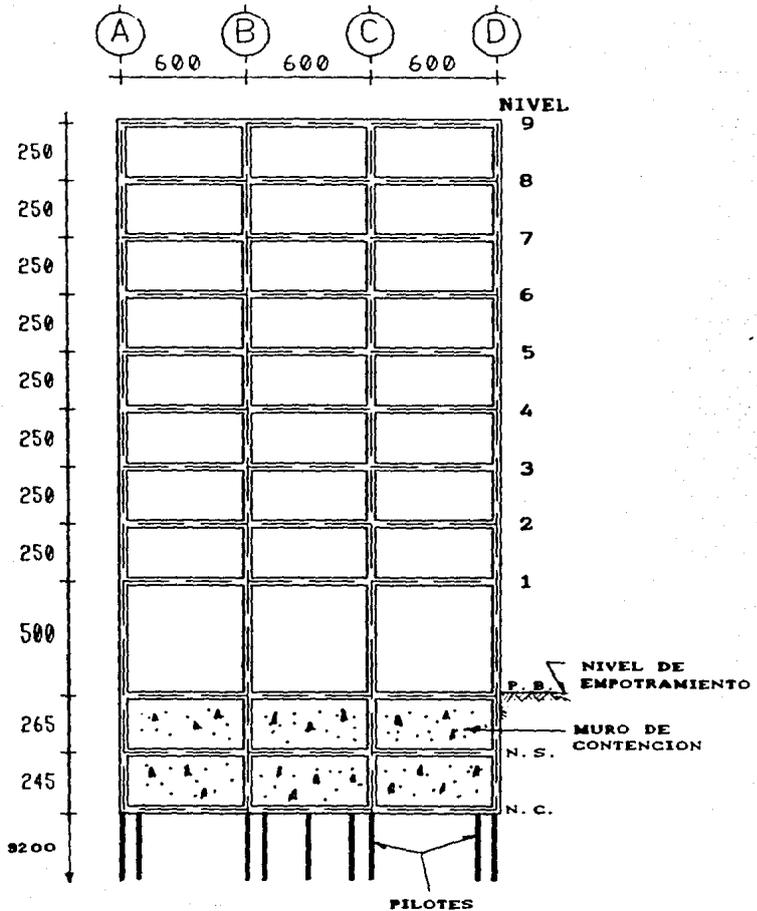


FIG. 2.8 CORTE EJE 6, EDIFICIO IZAZACA.





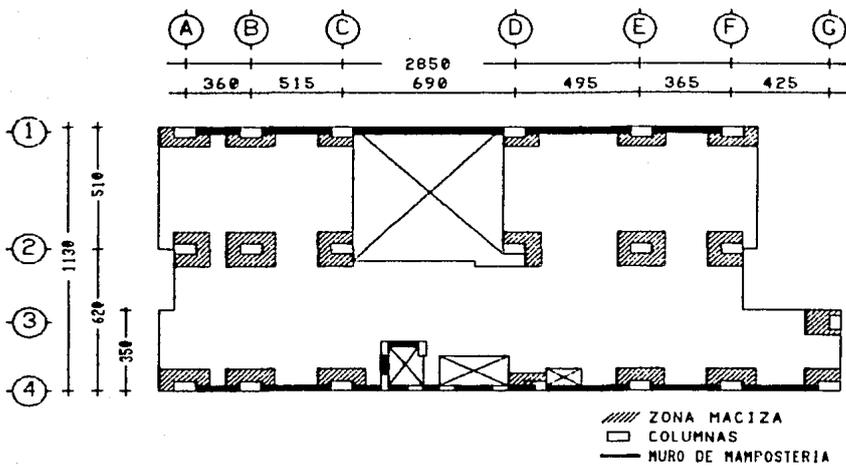


FIG. 2.11 PLANTA BAJA, EDIFICIO XOCHICALCO.

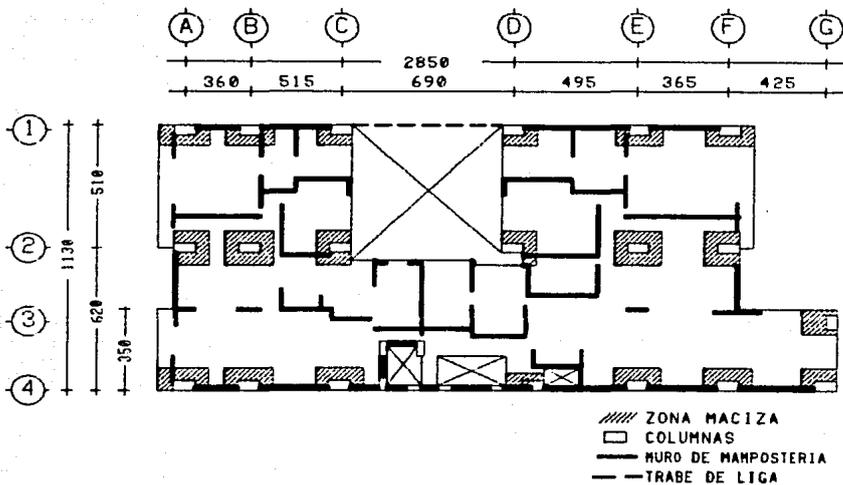


FIG. 2.12 PLANTA TIPO, EDIFICIO XOCHICALCO.

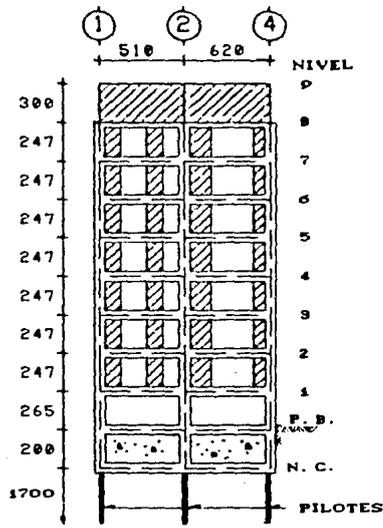


FIG. 2.14 CORTE EJE A, EDIFICIO XOCHICALCO.

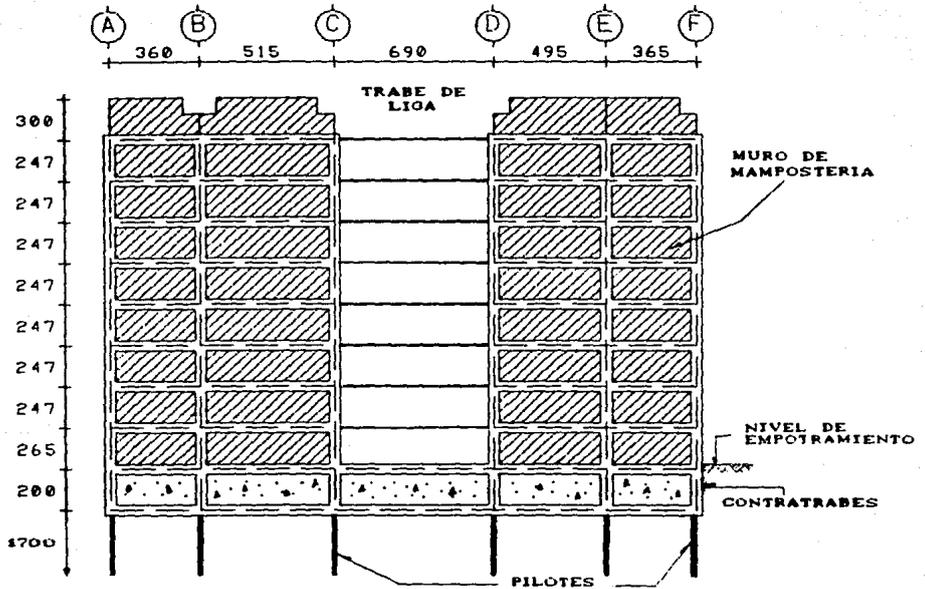


FIG. 2.13 CORTE EJE 1, EDIFICIO XOCHICALCO.

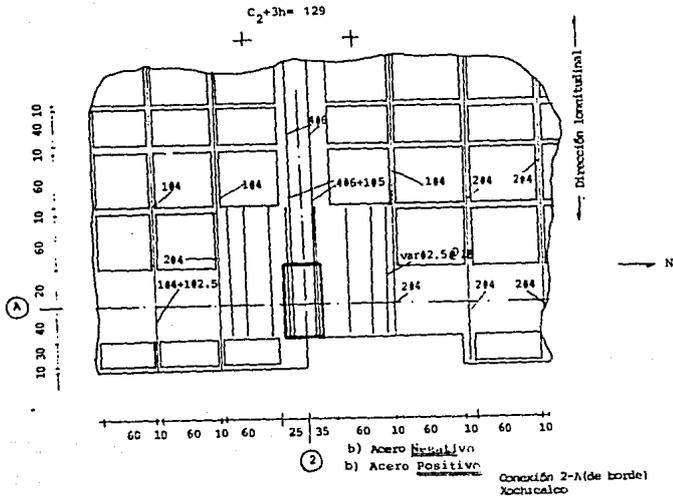
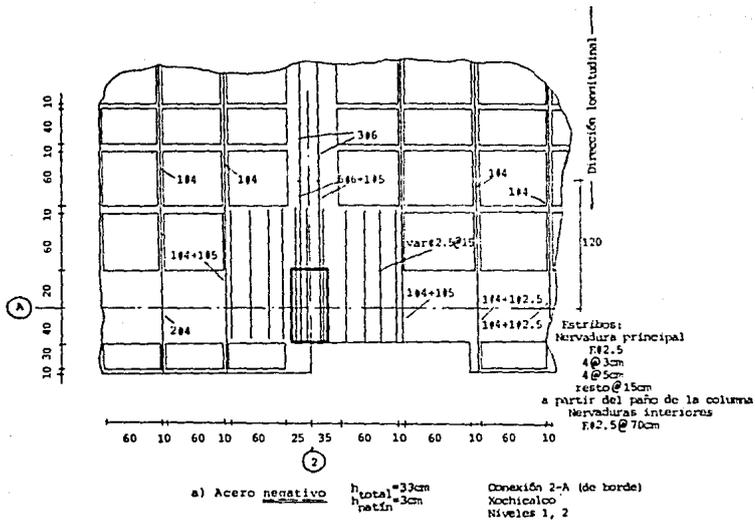
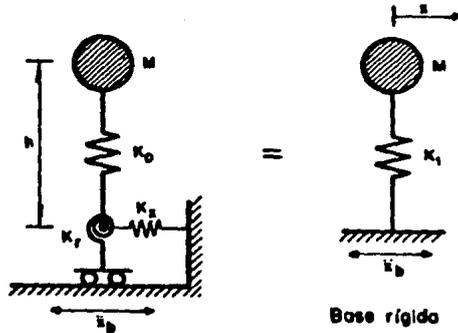


FIG. 2.15 ARMADO TIPO, CONEXION DE BORDE LOSA PLANA-COLUMNA, DIRECCION E-W, EDIFICIO XOCHICALCO.





Base flexible

$$\frac{1}{K_1} = \frac{1}{K_0} + \frac{1}{K_x} + \frac{h^2}{K_r}$$

$$T_1 = T_0 \left( 1 + \frac{K_0}{K_x} + \frac{K_0 h^2}{K_r} \right)^{1/2}$$

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

FIG. 3.1 SISTEMAS EQUIVALENTES PARA MODELAR LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

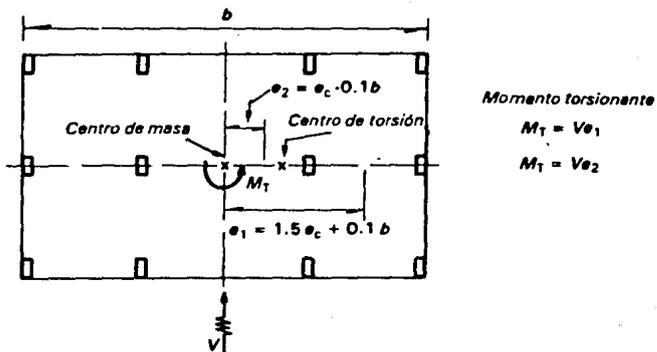


FIG. 4.1 EXCENTRICIDAD DE DISEÑO PARA LA DETERMINACION DE LOS EFECTOS DE TORSION.

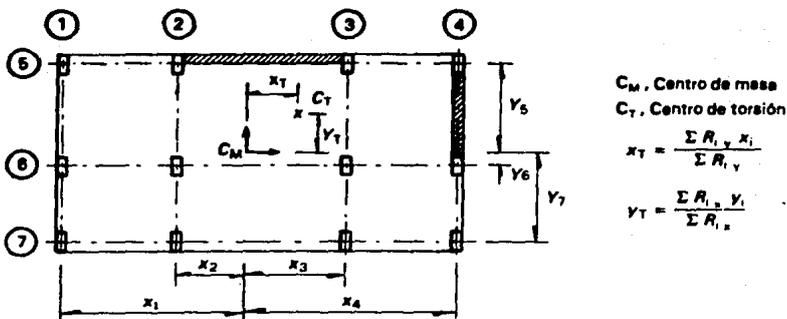
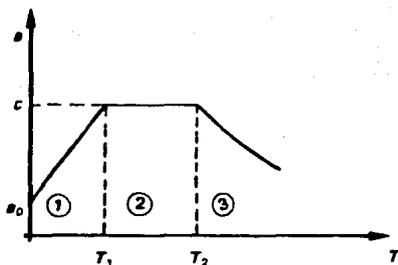


FIG. 4.2 DETERMINACION DEL CENTRO DE TORSION.



$$\textcircled{1} \quad 0 < T < T_1: a = a_0 + \frac{c - a_0}{T_1} T$$

$$\textcircled{2} \quad T_1 < T < T_2: a = c$$

$$\textcircled{3} \quad T > T_2: a = c \left( \frac{T_2}{T} \right)^r$$

- donde:
- $a$ : ordenada espectral
  - $a_0$ : ordenada espectral para  $T = 0$
  - $c$ : coeficiente sísmico básico
  - $r$ : exponente adimensional
  - $T$ : periodo natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
  - $T_1, T_2$ : periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

FIG. 4.3 ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO.

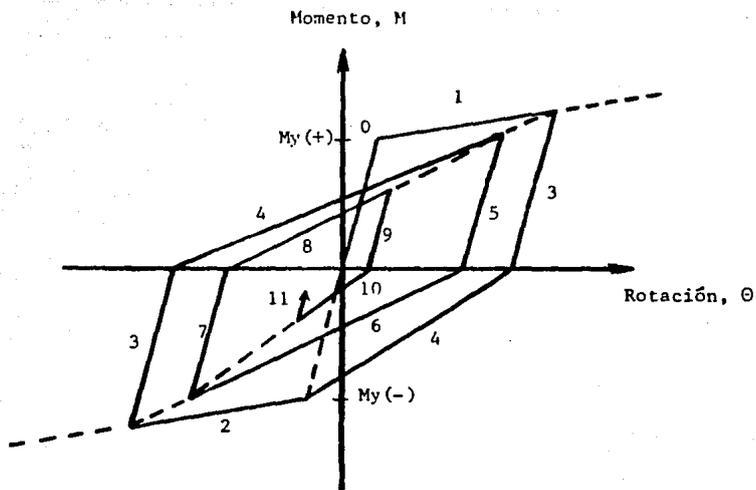


Fig. 5.1 Relación Momento-Rotación según el modelo de Takeda.

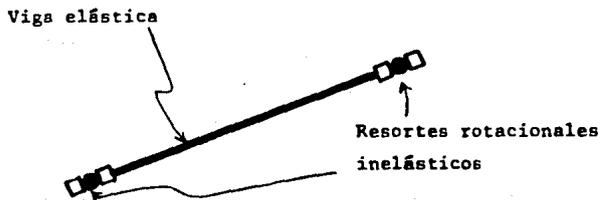


Fig. 5.2 Idealización del elemento viga en DRAIN-2D

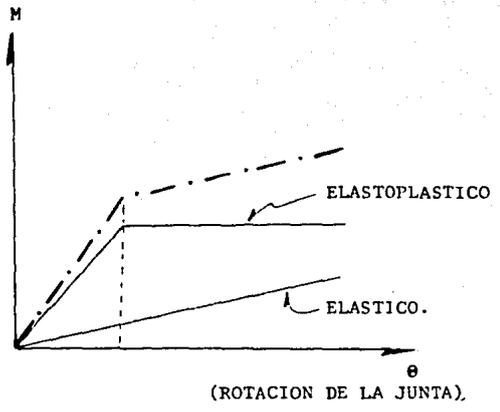
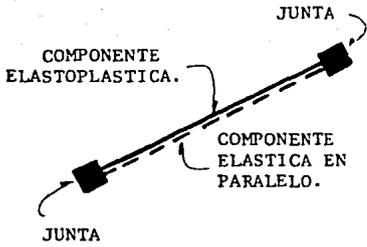


FIG. 6.1 ELEMENTO DE DOS COMPONENTES PARA MODELAR EL ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION.

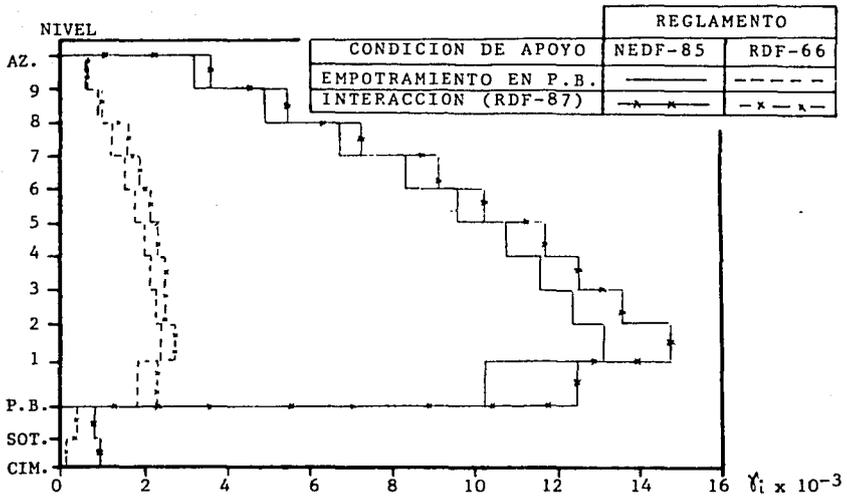


FIG. 7.1(a) DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO EN LA DIRECCION LONGITUDINAL (EJE 3) DEL EDIFICIO STC.

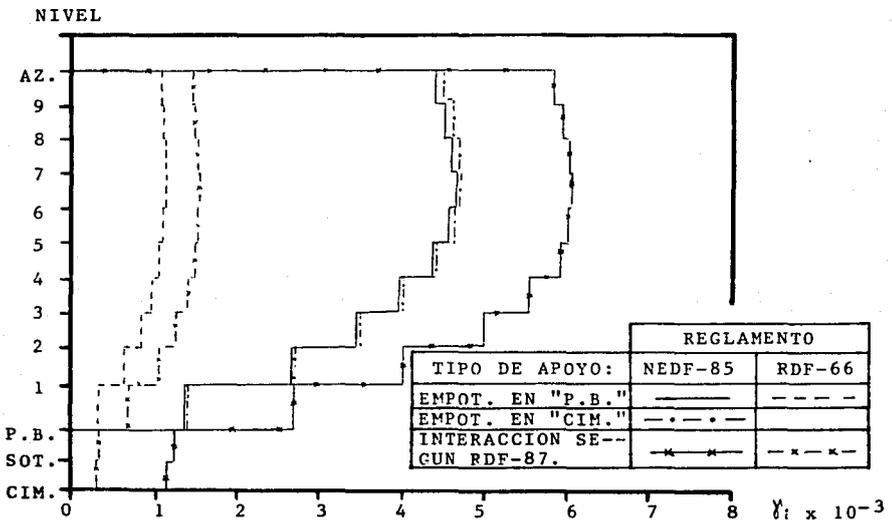


FIG. 7.1(b) DEFORMACIONES ANGULARES DE ENTREPISO EN LA DIRECCION TRANSVERSAL (EJE E) DEL EDIFICIO STC.

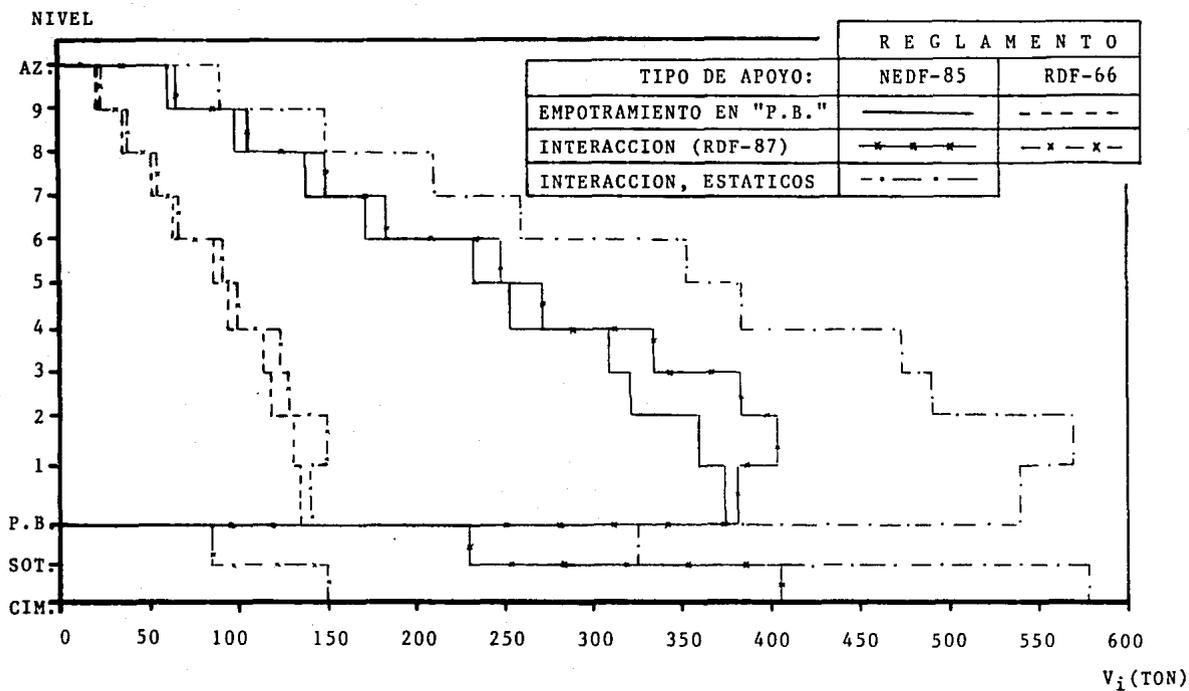


FIG. 7.2(a) CORTANTES DE ENTREPISO ( $V_i$ ) EN LA DIRECCION LONGITUDINAL (EJE 3) DEL EDIFICIO STC.

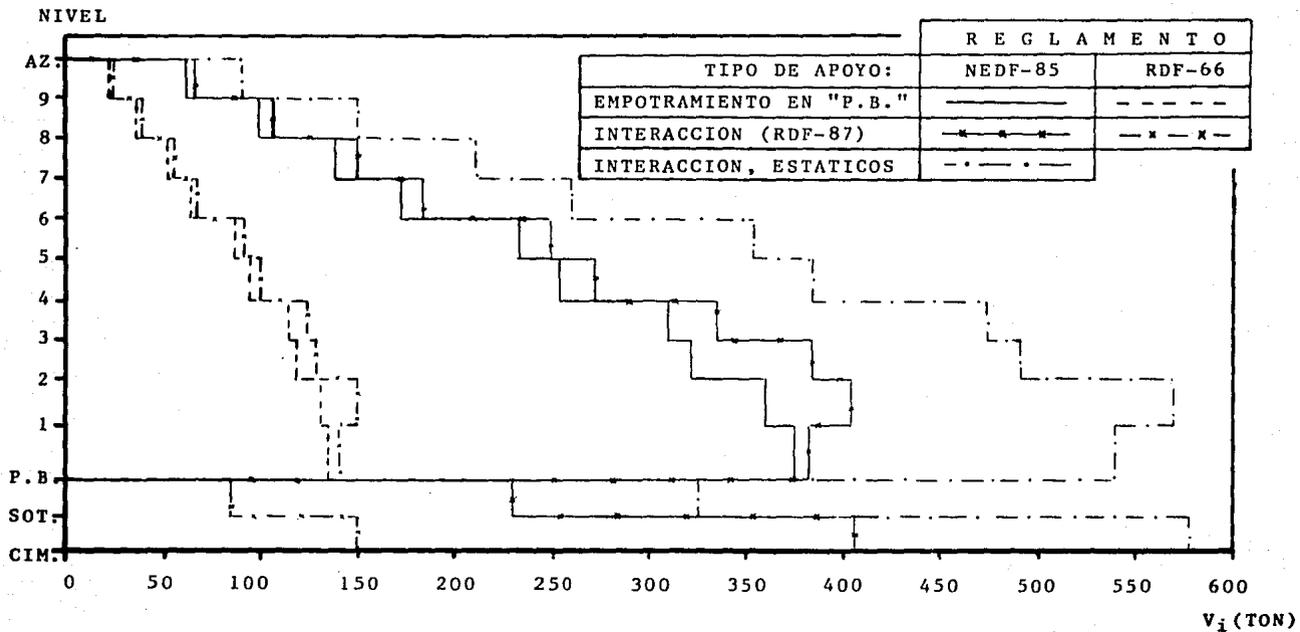


FIG. 7.2(a) CORTANTES DE ENTREPISO ( $V_i$ ) EN LA DIRECCION LONGITUDINAL (EJE 3) DEL EDIFICIO STC.

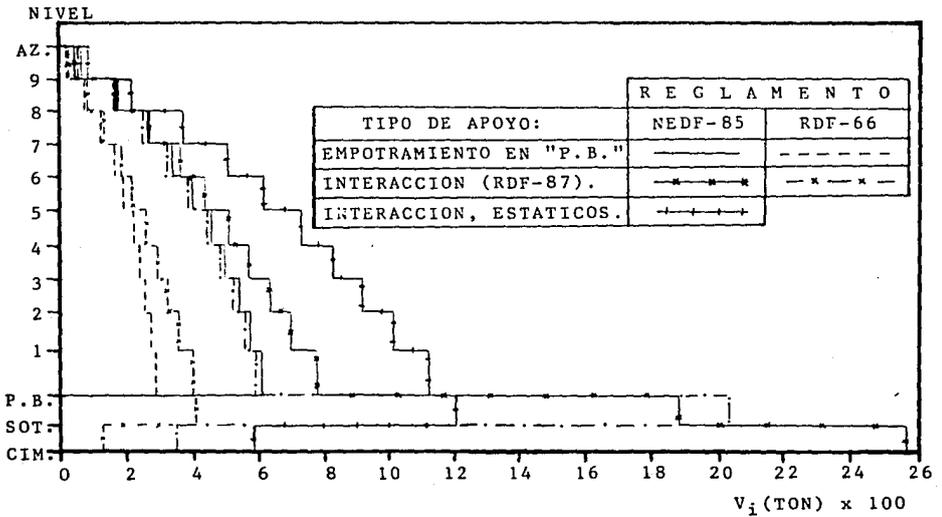


FIG. 7.2(b) CORTANTES DE ENTREPISO EN EL EJE E TRANSVERSAL. EDIFICIO STC.

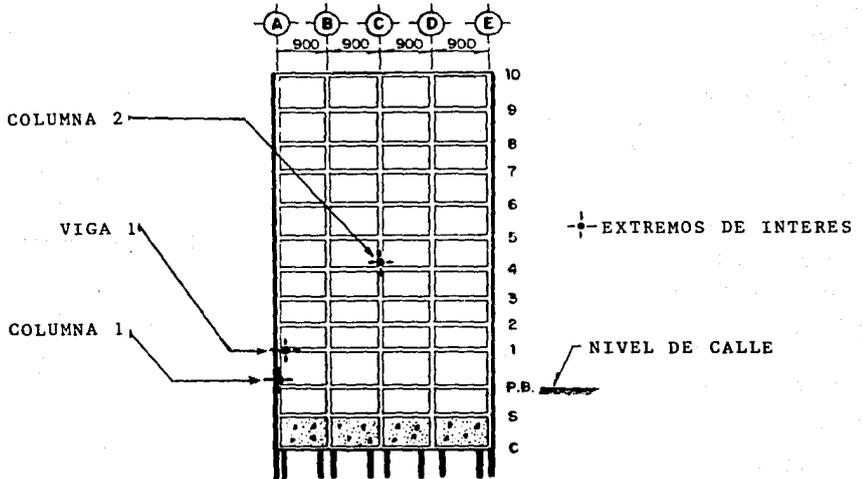


FIG. 7.3 NUDOS Y EXTREMOS DE INTERES. EJE 3, EDIFICIO STC.

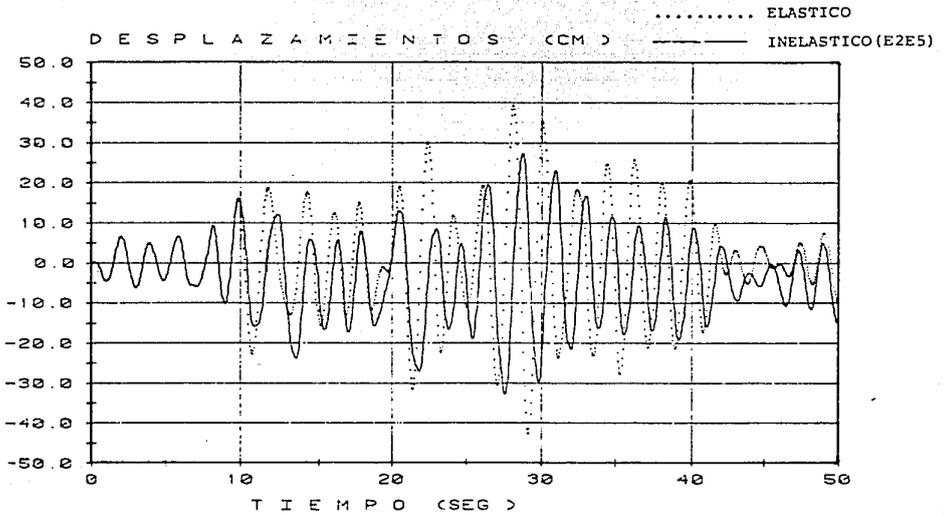


FIG. 7.4 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS DEL NIVEL AZOTEA, EJE 3, EDIFICIO STC.

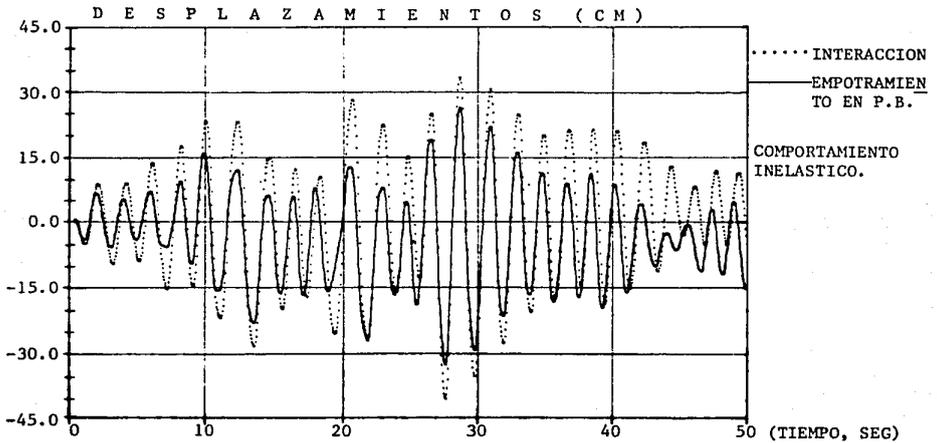


FIG. 7.5 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS CON Y SIN LA INFLUENCIA DE LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA, EJE 3, EDIFICIO STC.

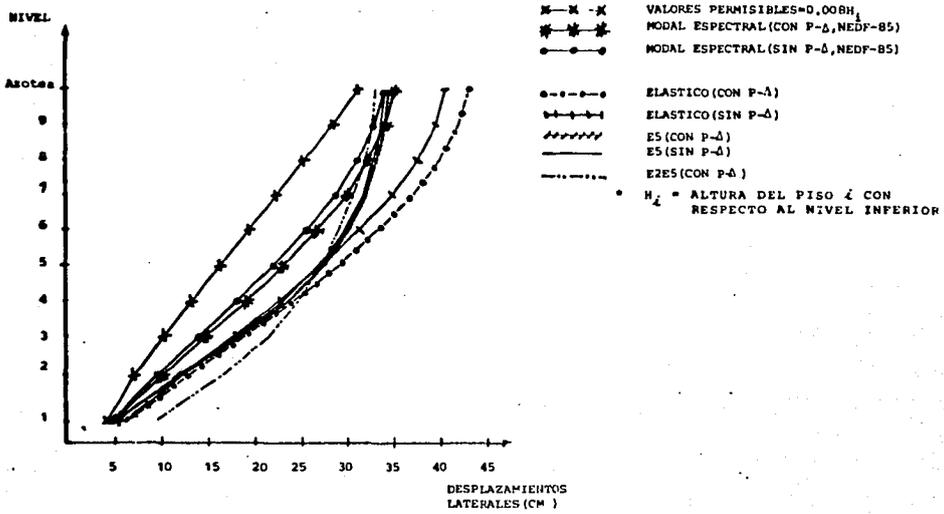


FIG. 7.6 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES EN EL EJE 3, EDIFICIO STC.

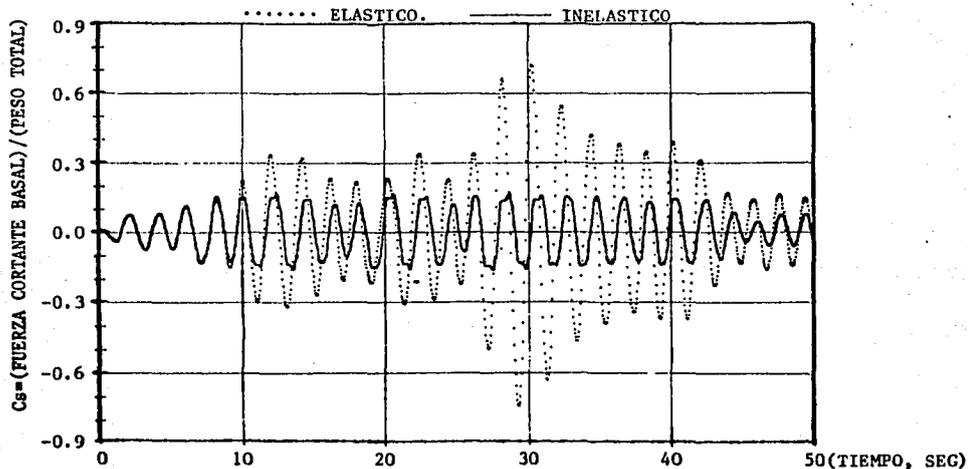


FIG. 7.7 HISTORIA EN EL TIEMPO DEL COEFICIENTE SISMICO, CON INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA. EJE 3, EDIFICIO STC.

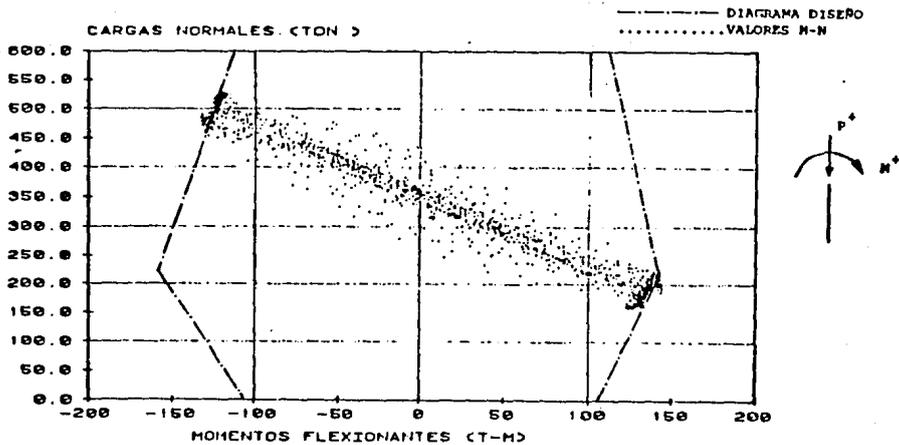


FIG. 7.8(a) HISTORIA DE VALORES M-N, EXTREMO INFERIOR DE COLUMNA 1, COMPORTAMIENTO E2E5, EJE 3, EDIFICIO STC.

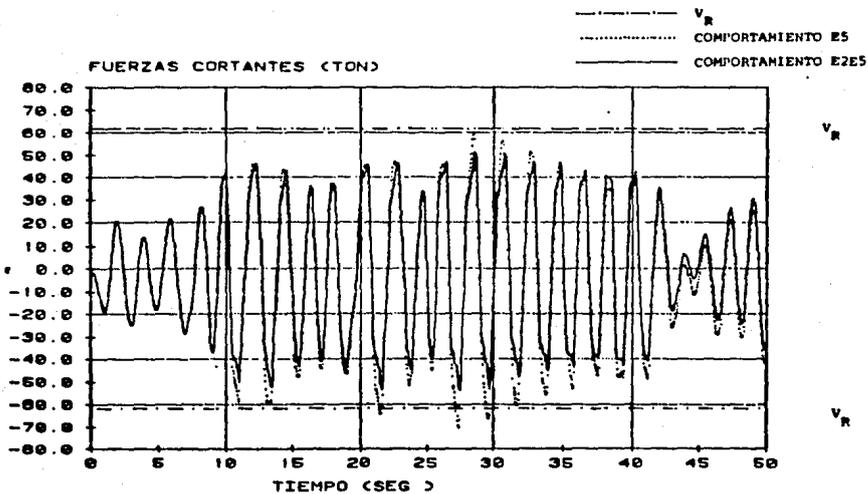


FIG. 7.8(b) HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES, COLUMNA 1, COMPORTAMIENTO E5 y E2E5, EJE 3, EDIFICIO STC.

----- DIAGRAMA DISEÑO  
 ..... VALORES M-N

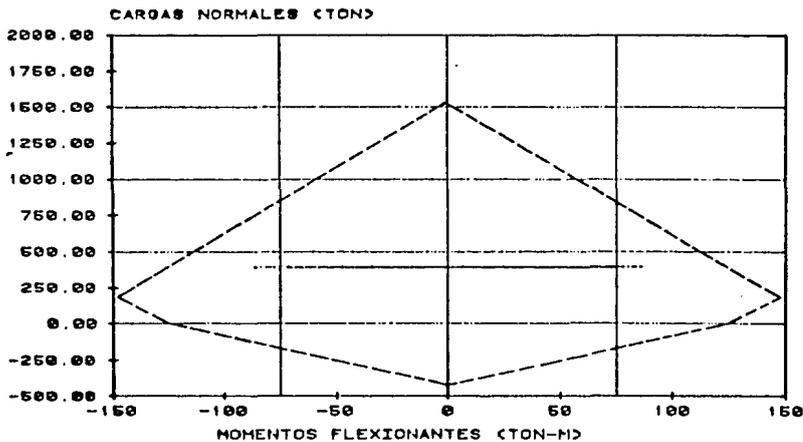


FIG. 7.9(a) HISTORIA DE VALORES M-N, EXTREMO INFERIOR DE COLUMNA 2 , COMPORTAMIENTO E2E5, EJE 3, EDIFICIO STC.

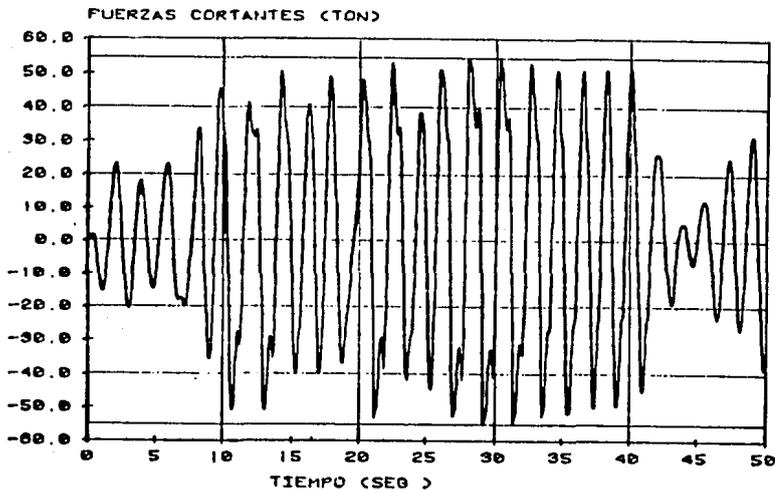


FIG. 7.9(b) HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES, COLUMNA 2 , COMPORTAMIENTO E2E5, EJE 3, EDIFICIO STC.

DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL (CURVATURAS)

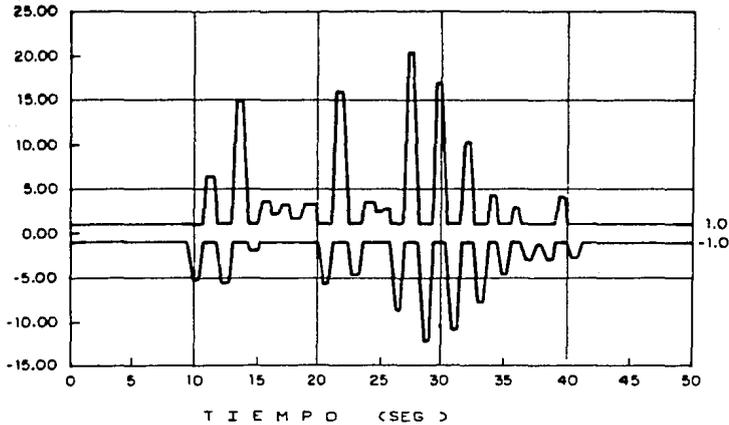


FIG. 7.10(a) HISTORIA DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD LOCAL EN EXTREMO IZQUIERDO DE VIGA 1, COMPORTAMIENTO E2E5,  $l_p=0.5d$ ; EJE 3, EDIFICIO STC.

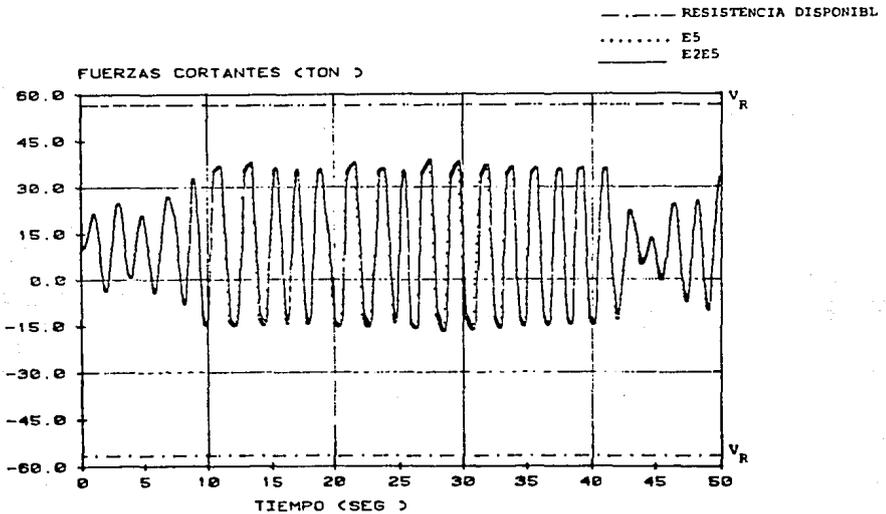
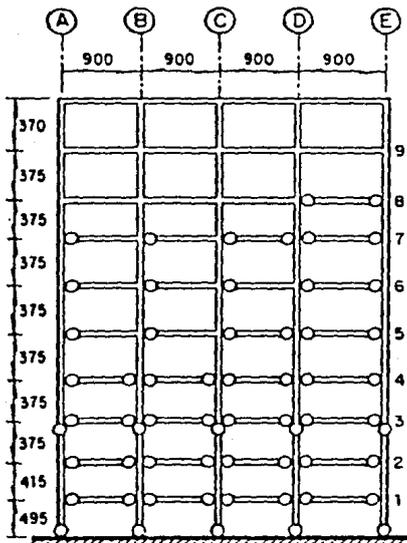
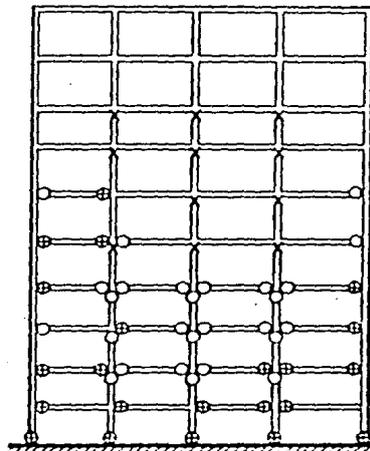


FIG. 7.10(b) HISTORIA DE FUERZAS CORTANTES EN EXTREMO IZQUIERDO DE VIGA 1 COMPORTAMIENTO E2E5, EJE 3, EDIFICIO STC.



(A)

MODELO TEORICO DE LAS ARTICULACIONES PLASTICAS.



(B)

MODELO ESQUEMATICO DEL DAÑO.

SIMBOLOGIA:

- ARTICULACION PLASTICA.
- X LIGERO AGRIETAMIENTO DIAGONAL.
- ⊕ ARTICULACION PLASTICA CON AGRIETAMIENTO DEL CONCRETO.

FIG. 7.11 COMPARACION DEL PATRON DE DAÑOS TEORICO Y OBSERVADO DIRECCION LONGITUDINAL (EJE 3), EDIFICIO STC.

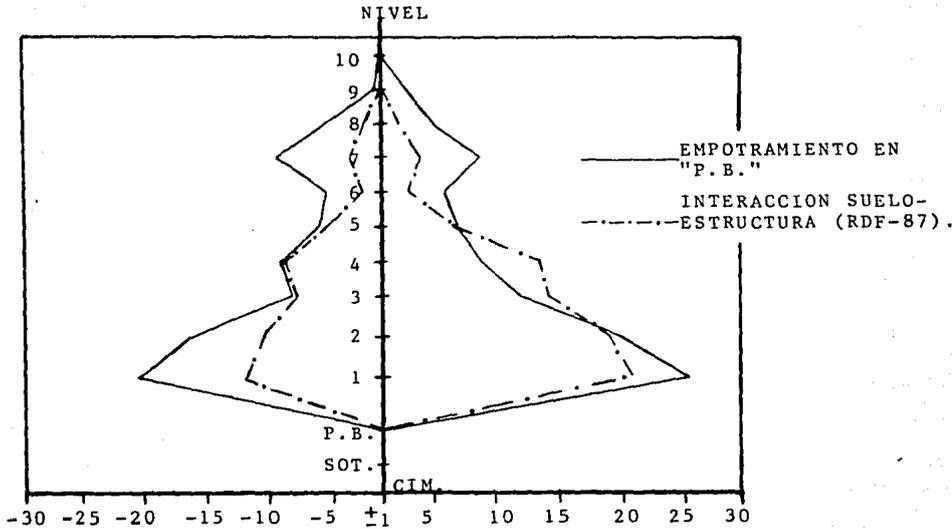


FIG. 7.12 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD EN VIGAS,  $L_p=0.5d$ .  
EJE 3, EDIFICIO STC.

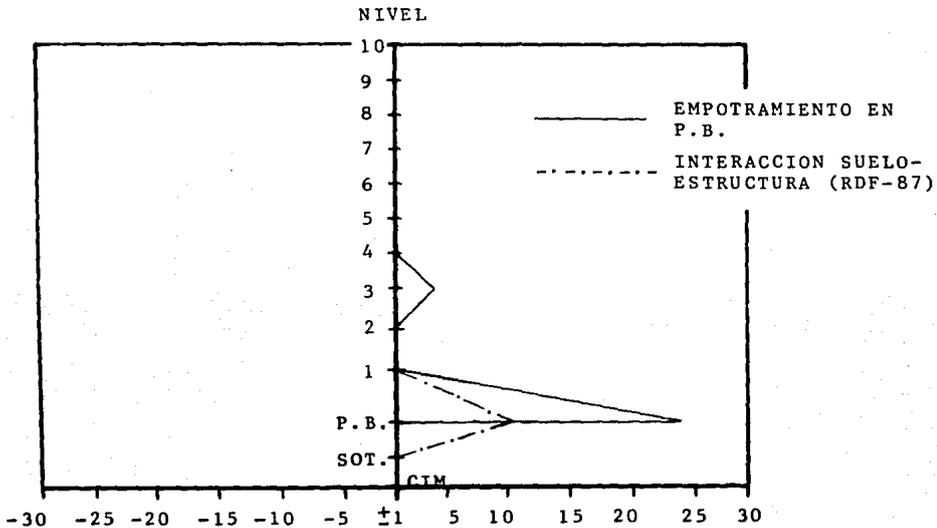
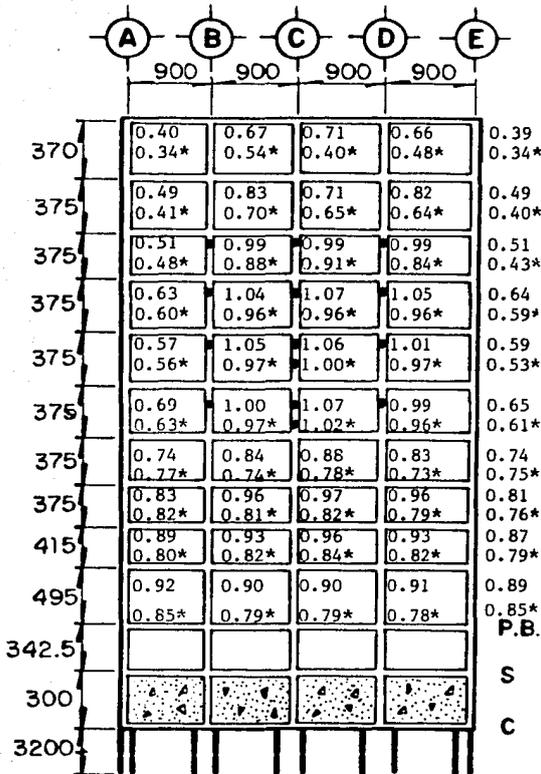


FIG. 7.13 DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD EN COLUMNAS,  $L_p=0.5d$ .  
EJE 3, EDIFICIO STC.

NOTAS:

- 1) LOS NUMEROS INDICAN LA RELACION  $V_a/V_r$  PARA COLUMNAS CON EL MODELO DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA SEGUN EL RDF-87.
- 2) LOS NUMEROS CON "\*" INDICAN LA MISMA RELACION PERO CON EL MODELO DE EMPOTRAMIENTO EN P.B.
- 3) "•" INDICA QUE SE REBASO O IGUALO LA RESISTENCIA; ES DECIR,  $V_a \geq V_r$ .
- 4) EN VIGAS, PARA AMBAS CONDICIONES DE APOYO (EMP. EN P.B. E INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA)  $V_a$  SIEMPRE FUE MENOR QUE  $V_r$ .
- 5) LOS VALORES DE  $V_a$  SE OBTUVIERON DEL ANALISIS INELASTICO PASO A PASO.



NIVEL DE CALLE.  
P.B.

FIG. 7.14 RELACIONES  $V_a/V_r$  PARA COLUMNAS DEL EJE 3, EDIFICIO STC.

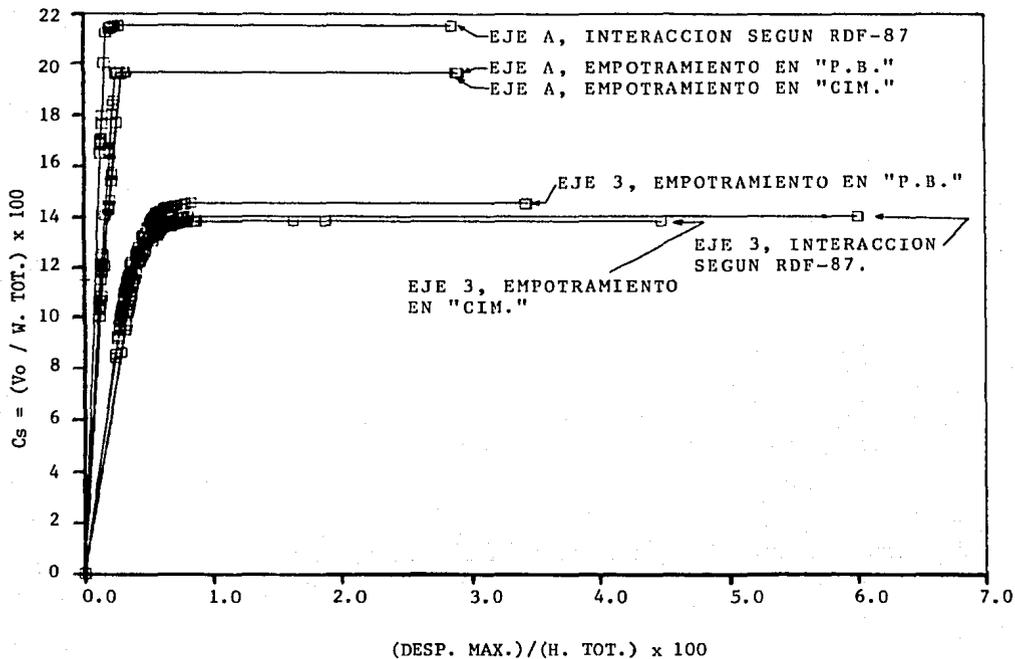
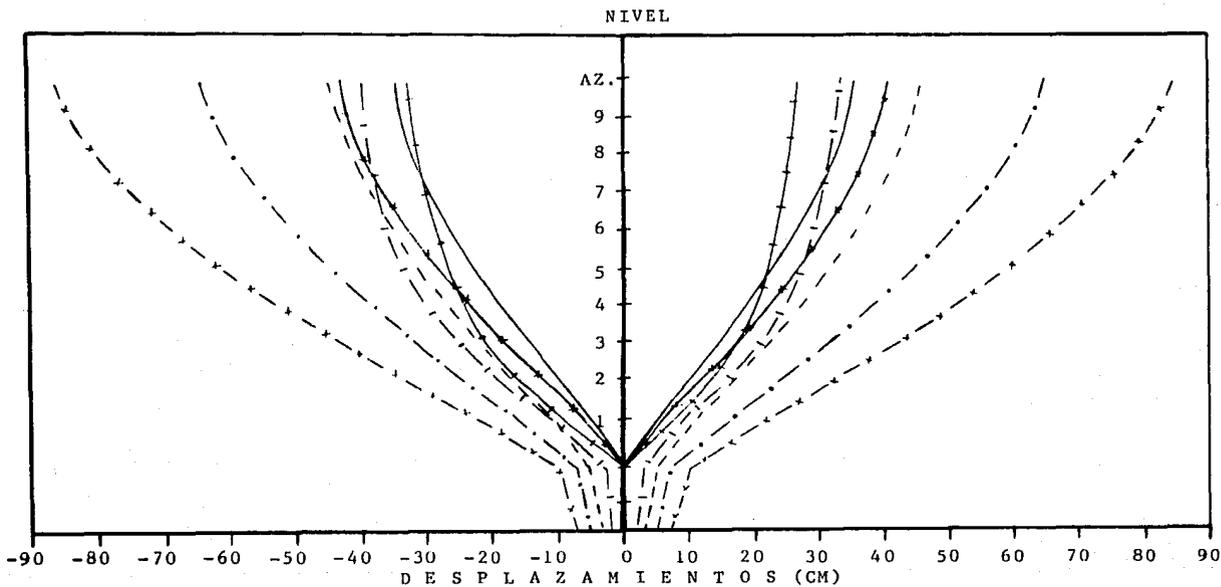
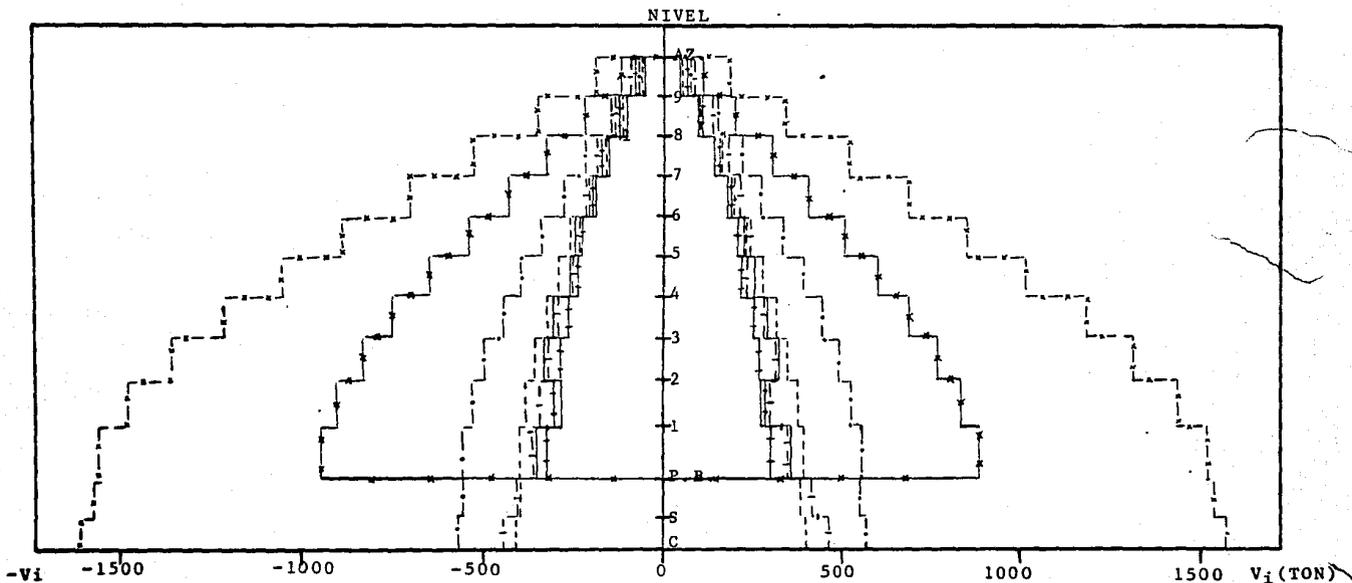


FIG. 7.15 RELACION CARGA DEFORMACION CALCULADA PARA MARCOS TIPIICOS EN CADA DIRECCION. EDIFICIO STC.



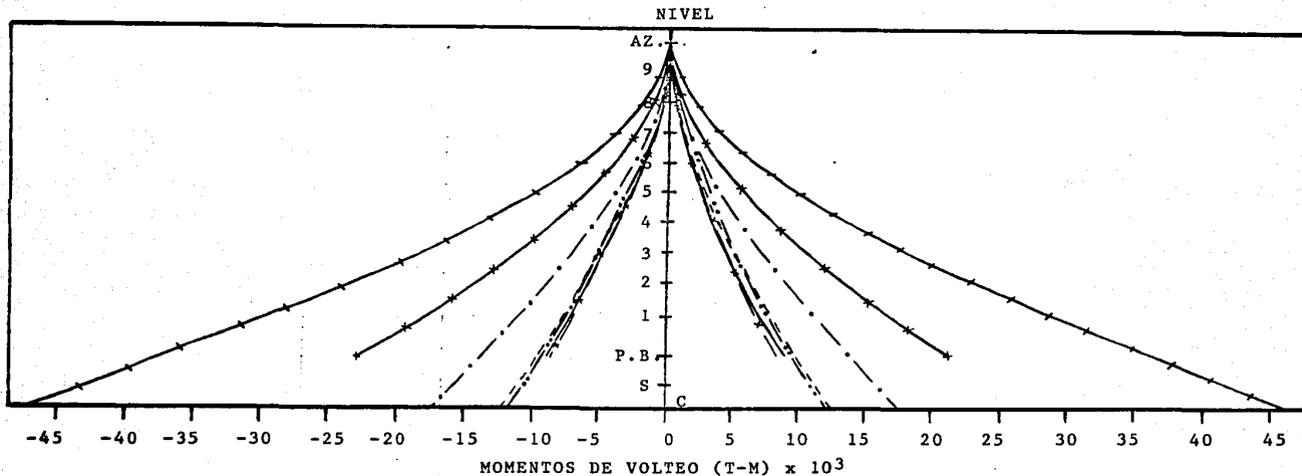
CONDICION DE APOYO :	TIPO DE ANALISIS :			
	ESTATICO	DINAMICO MODAL.	ELASTICO PASO A PASO.	INELASTICO PASO A PASO
EMPOTRAMIENTO EN PLANTA BAJA		—	* * *	
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA SEGUN RDF-87.	- . - . - .	- - - - -	- * - * - *	-   -   -

FIG. 7.16 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL EJE 3 DEL EDIFICIO STC. DIFERENTES TIPOS DE ANALISIS Y CONDICIONES DE APOYO.



CONDICION DE APOYO:	TIPO DE ANALISIS:			
	ESTATICO	DINAMICO MODAL.	ELASTICO PASO A PASO	INELASTICO PASO A PASO.
EMPOTRAMIENTO EN "P.B."	————	————	————	————
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA SEGUN RDF-87.	— · — · —	— · — · —	* — * — * — *	—   —   —   —

FIG. 7.17 CORTANTES DE ENTREPISO, EJE 3. EDIFICIO STC.



CONDICION DE APOYO :	TIPO DE ANALISIS			
	ESTATICO	DINAMICO MODAL	ELASTICO PASO A PASO	INELASTICO PASO A PASO.
EMPOTRAMIENTO EN "P.B."		————	—x—x—x—	x—x—x—
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA SEGUN RDE-87.	-----	-----	—x—x—x—	-----

FIG. 7.18 MOMENTOS DE VOLTEO EN EL EJE 3 PARA DIFERENTES TIPOS DE ANALISIS Y CONDICIONES DE APOYO. EDIFICIO STC.

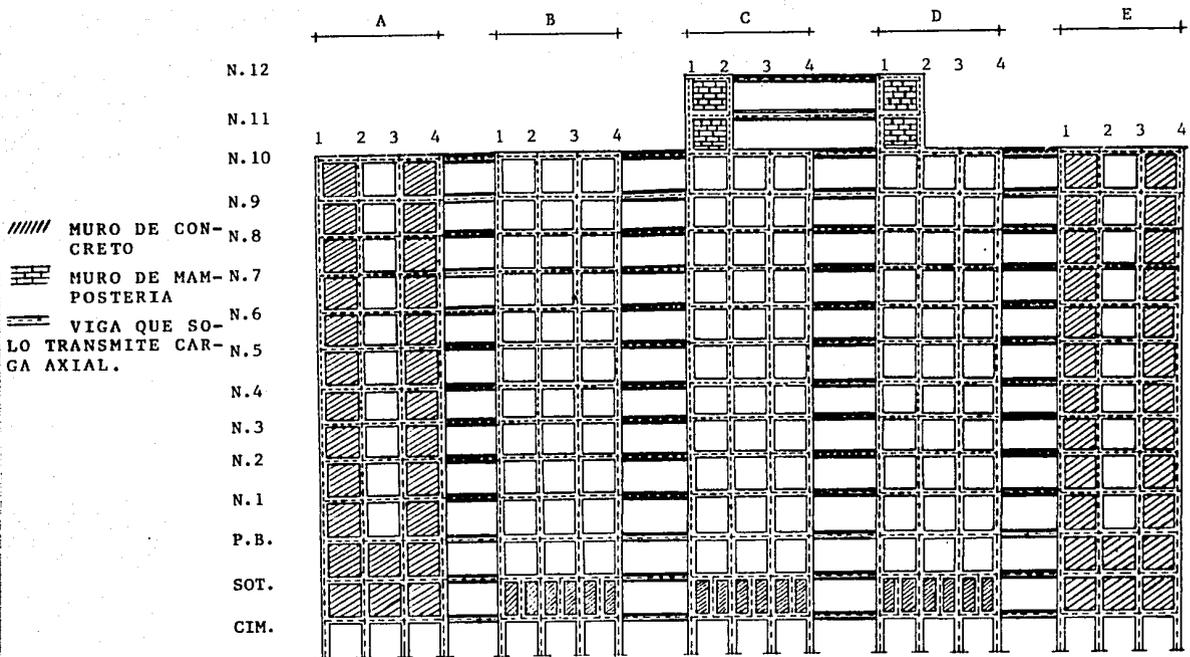


FIG. 7.19 MARCOS ALINEADOS EN UN SOLO PLANO PARA ANALISIS BIDIMENSIONAL. DIRECCION TRANSVERSAL, EDIFICIO STC.

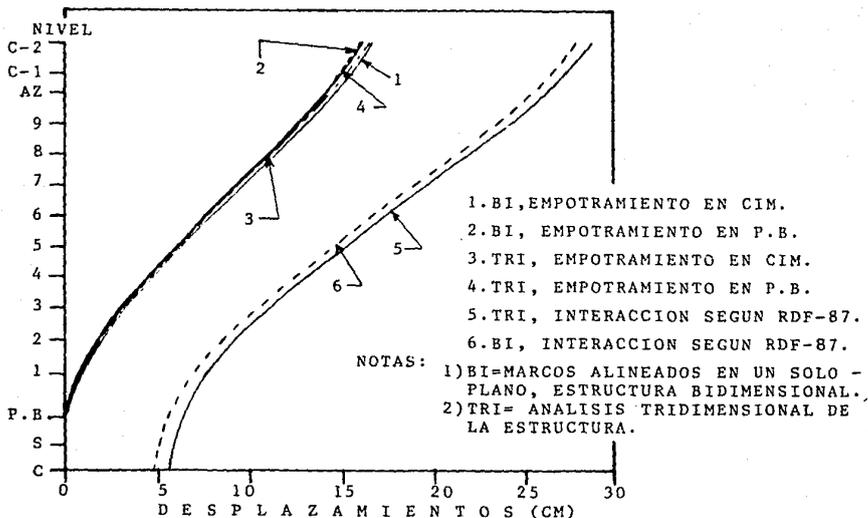


FIG. 7.20 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS TOTALES, ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL. DIRECCION TRANSVERSAL, EDIFICIO STC.

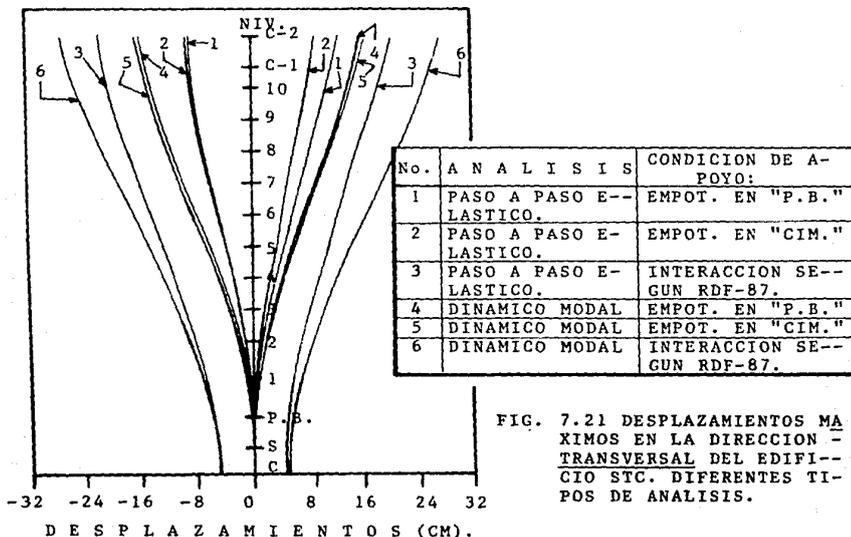


FIG. 7.21 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN LA DIRECCION TRANSVERSAL DEL EDIFICIO STC. DIFERENTES TIPOS DE ANALISIS.

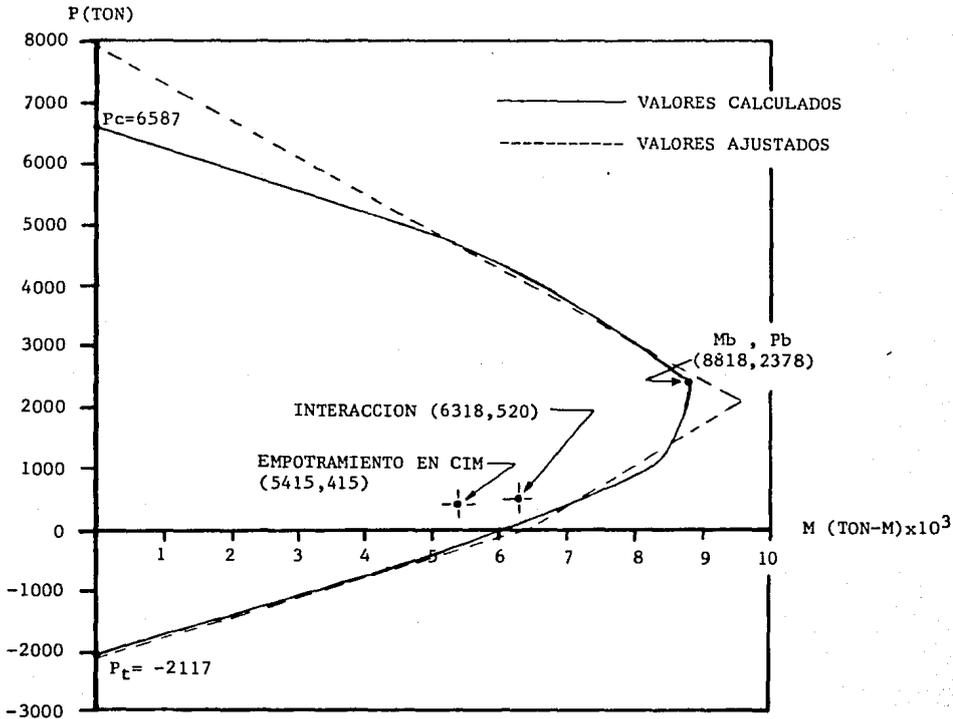


FIG. 7.22 DIAGRAMA DE INTERACCION DEL MURO DEL EJE "E" EN EL PRIMER ENTREPISO. DIRECCION TRANSVERSAL DEL EDIFICIO STC.

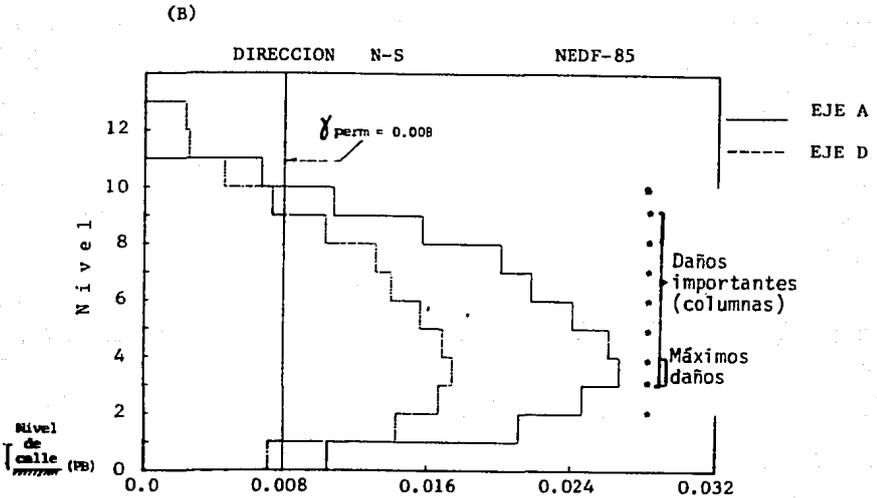
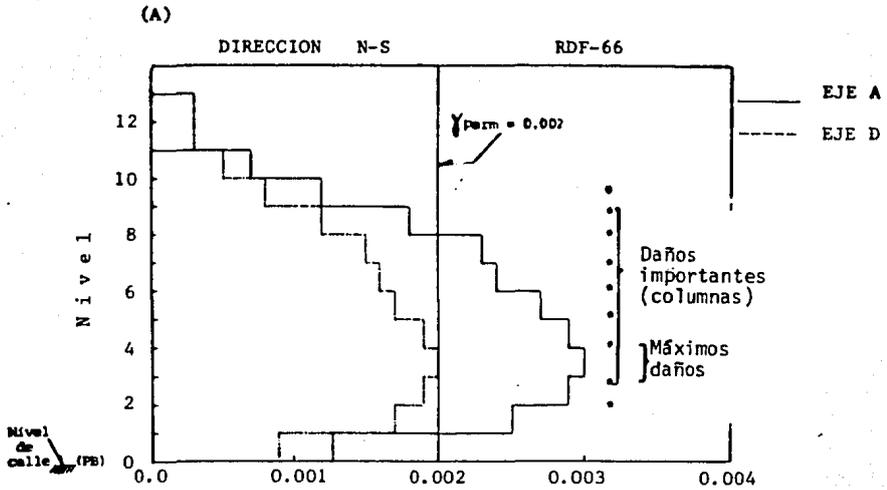
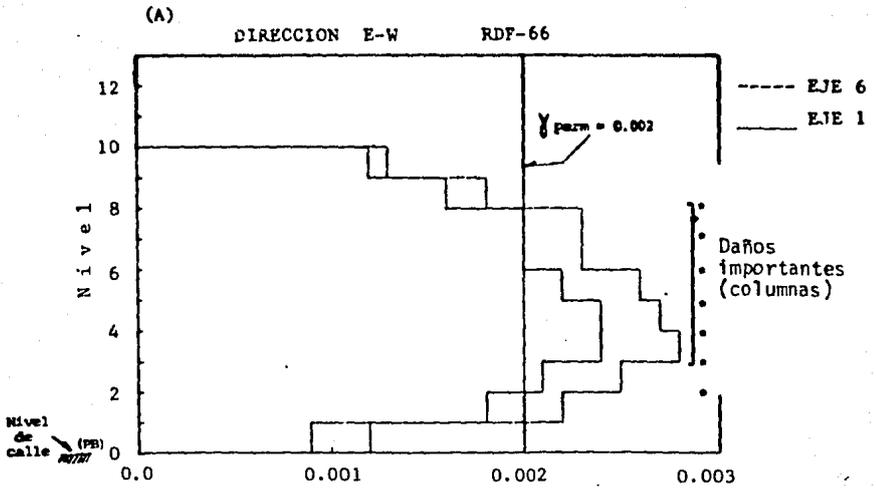


Fig. 7.23 Deformaciones angulares de entrepiso, ejes A y D, Edificio Izazaga.



Máximos daños = Dirección E-W coincide con la dirección más flexible

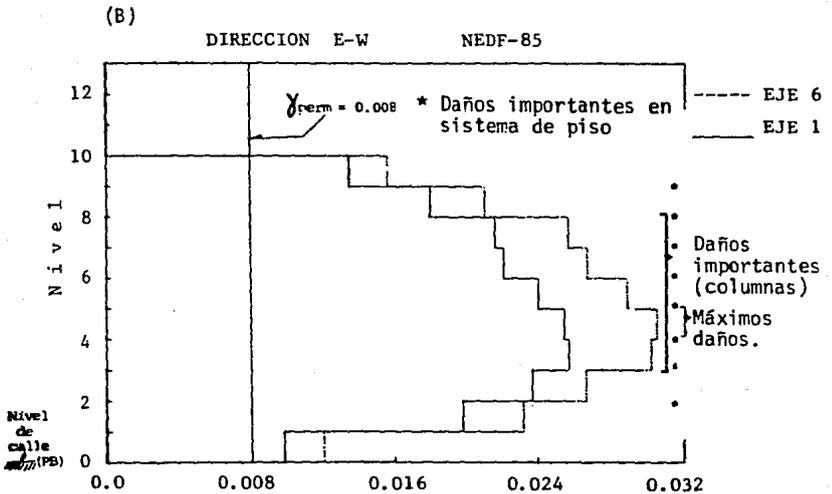
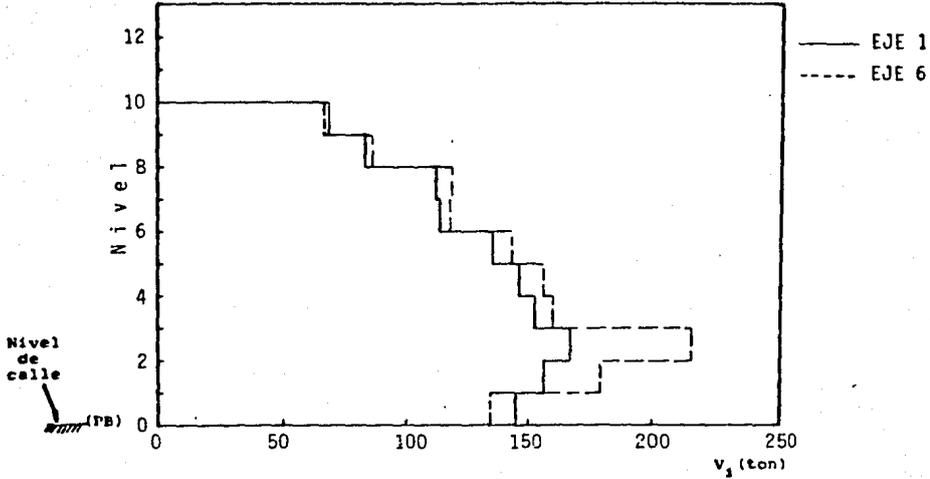


Fig. 7.24 Deformaciones angulares de entrepiso, ejes 1 y 6, Edificio Izazaga.

Edificio Izazaga. Ejes 1 y 6, NEDF-85



Edificio Izazaga. Ejes A y D, NEDF-85

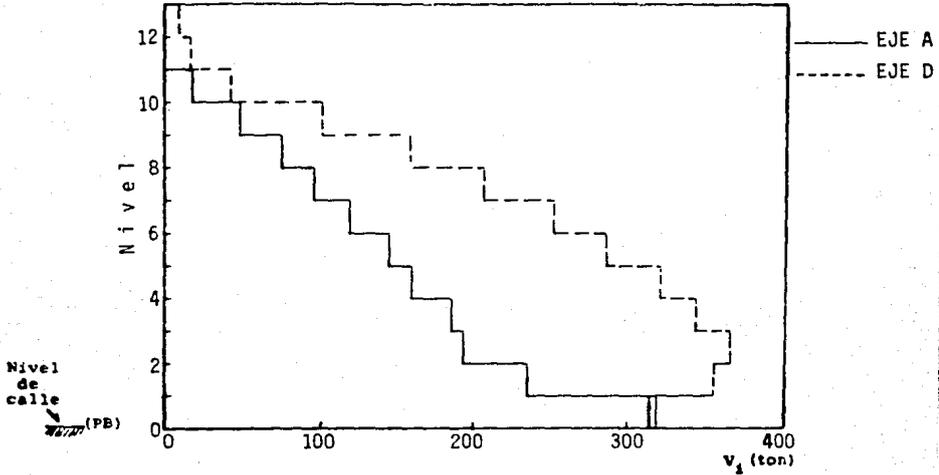


Fig. 7.25 Cortantes dinámicos de entrepiso en ejes de ambas direcciones, Edificio Izazaga.

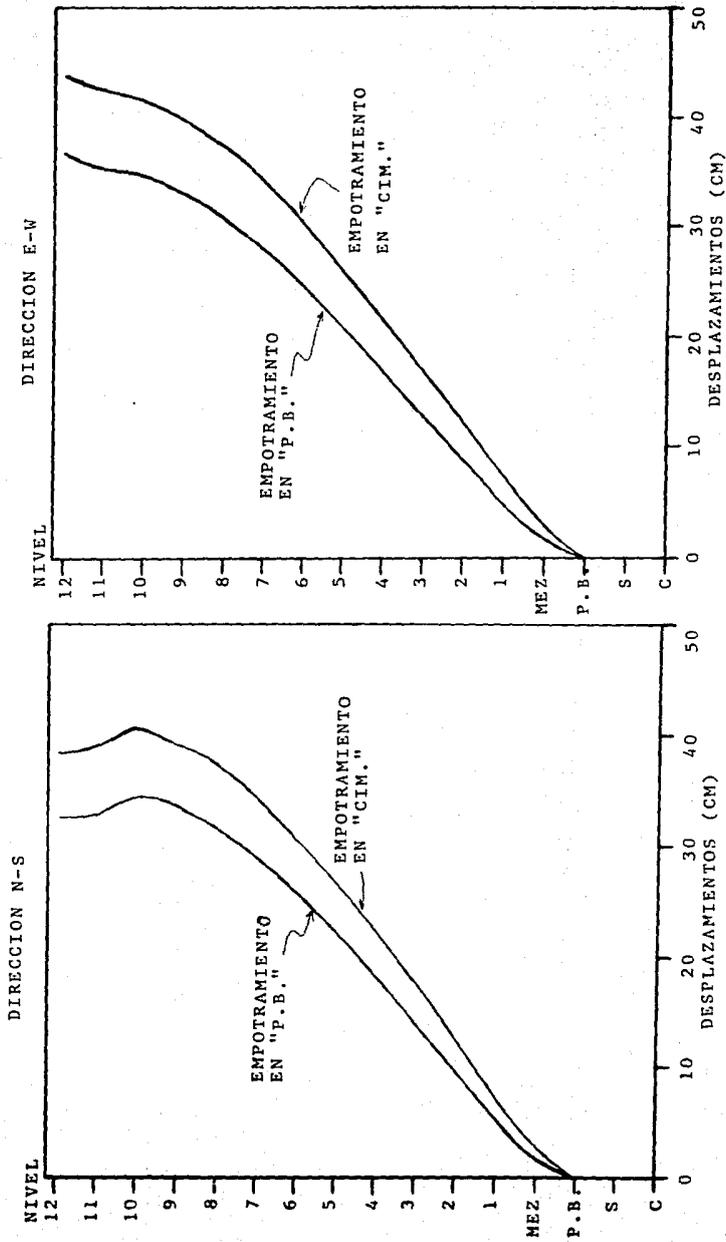


FIG. 7.26 DESPLAZAMIENTOS DE PISO PARA LA ESTRUCTURA TRIDIMENSIONAL. AMBAS DIRECCIONES, EDIFICIO IZAZAGA.

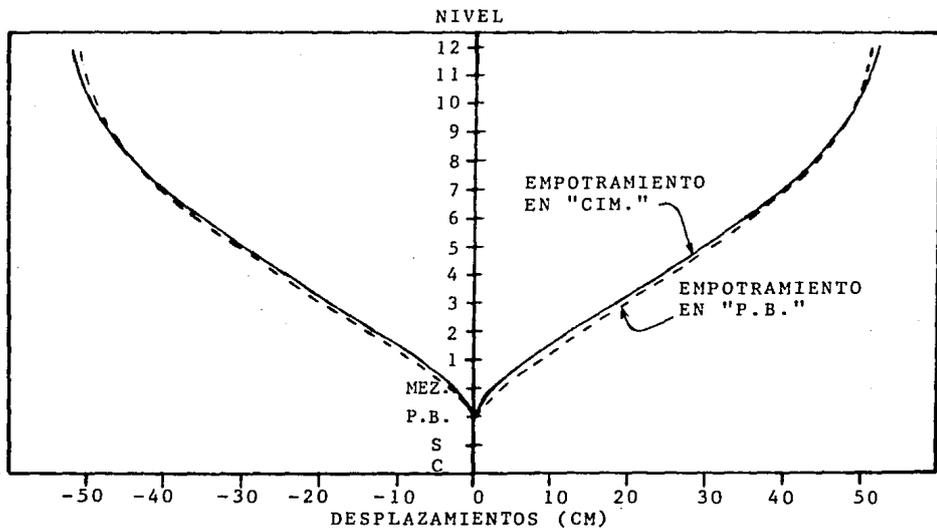


FIG. 7.27 DESPLAZAMIENTOS DINAMICOS EN EL EJE 3 (TRIDIMENSIONAL) DEL EDIFICIO IZAZAGA.

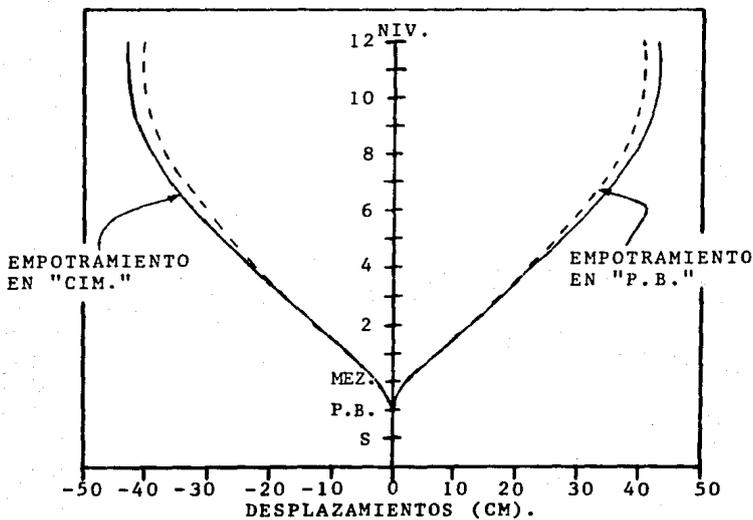
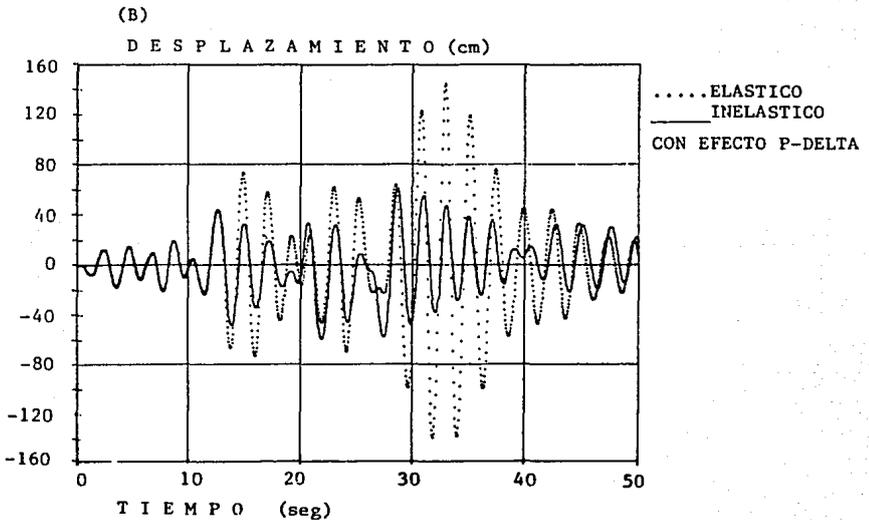
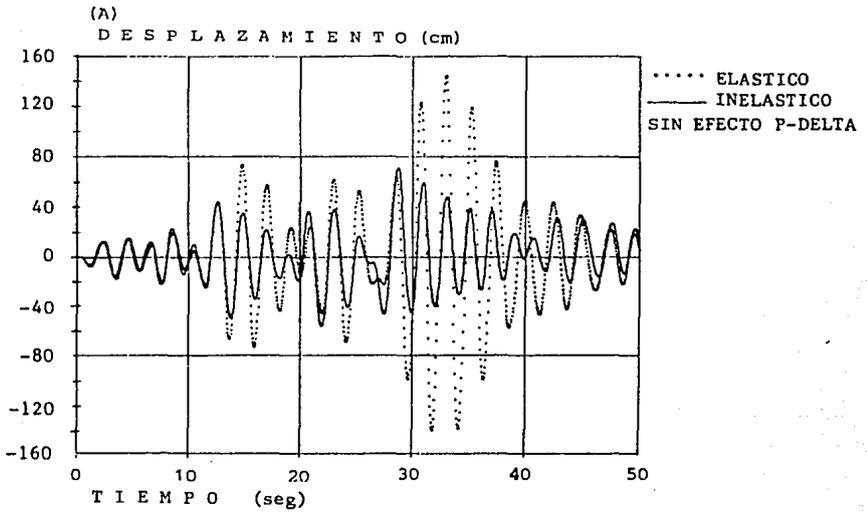
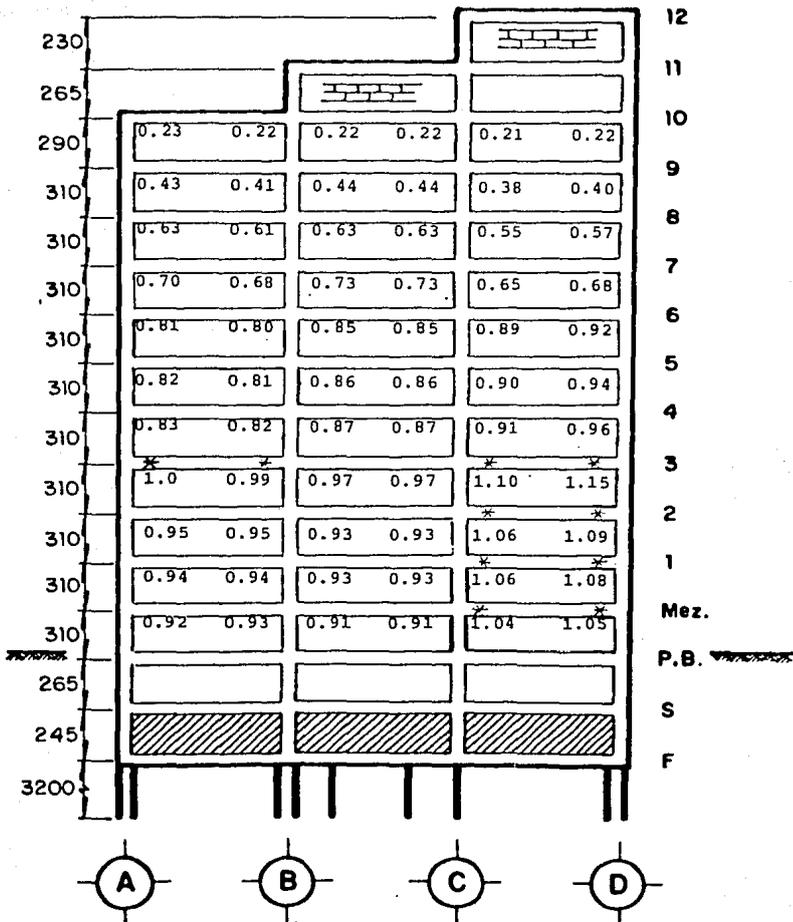


FIG. 7.28 DESPLAZAMIENTOS DINAMICOS EN EL EJE C (TRIDIMENSIONAL) DEL EDIFICIO IZAZAGA.

Figura 7.29 Historia de desplazamientos del eje 3 con interacción suelo-estructura según RDF-87. Edificio Izazaga.







- Notas:
- (1) Los números indican la relación de  $V_a/V_r$  siendo  $V_a$  la fuerza cortante que actúa en el elemento debido a la acción sísmica, y  $V_r$  la fuerza cortante resistente del elemento.
  - (2) Respecto a columnas en ningún caso se excedió la resistencia; es decir,  $V_a/V_r < 1$

Fig. 7.31 Envolventes de fuerzas cortantes en vigas del eje 3 con interacción suelo-estructura según RDF-87. Edificio Iza zaga. Análisis inelástico paso a paso.

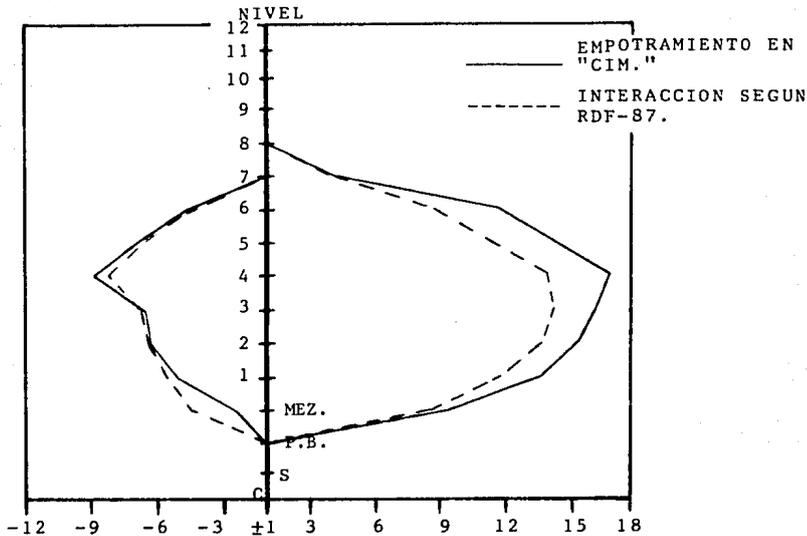


FIG. 7.32(a) DISTRIBUCION DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD " $\mu$ " EN VIGAS, EJE 3 DEL EDIFICIO IZAZAGA.

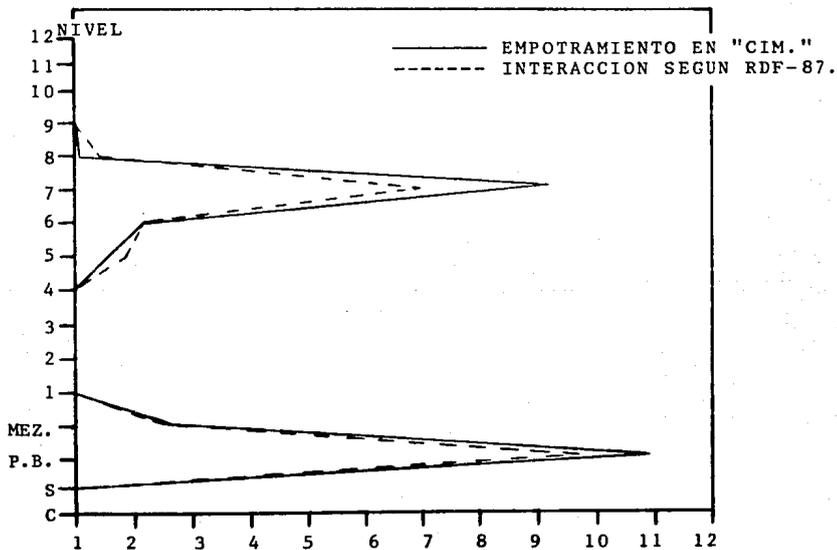
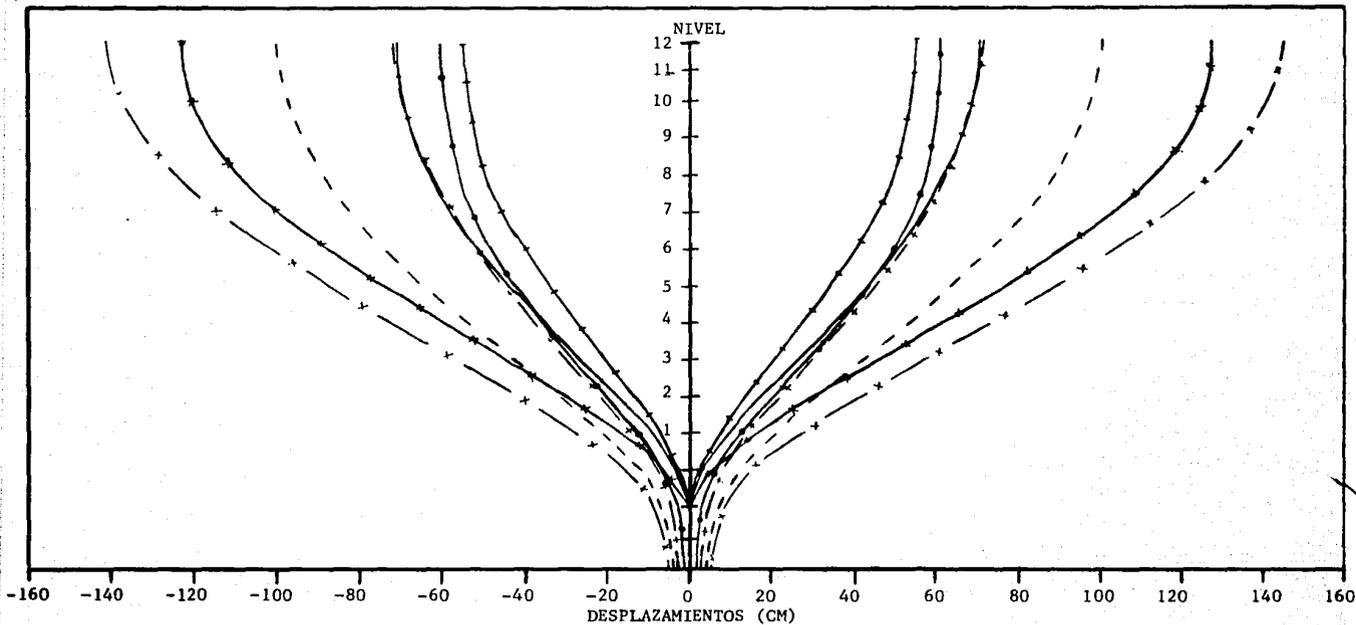
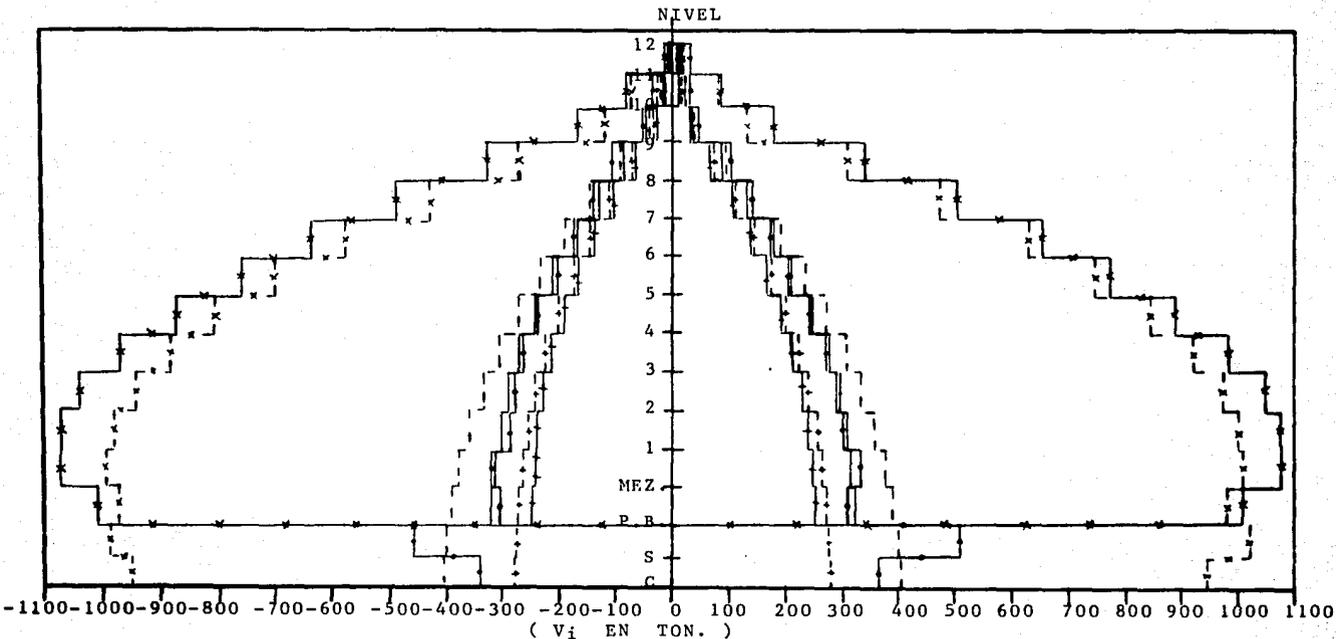


FIG. 7.32(b) DISTRIBUCION DE DEMANDAS DE DUCTILIDAD " $\mu$ " EN COLUMNAS, EJE 3 DEL EDIFICIO IZAZAGA.



CONDICION DE APOYO:	TIPO DE ANALISIS:			
	ESTATICO	DINAMICO MODAL.	ELASTICO PASO A PASO	INELASTICO PASO A PASO.
EMPOTRAMIENTO EN PLANTA BAJA	————	-+ + + -	-* * * *	————
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA SEGUN RDF-87.	- - - - -	-+ + + -	- x - x -	-●-●-●-

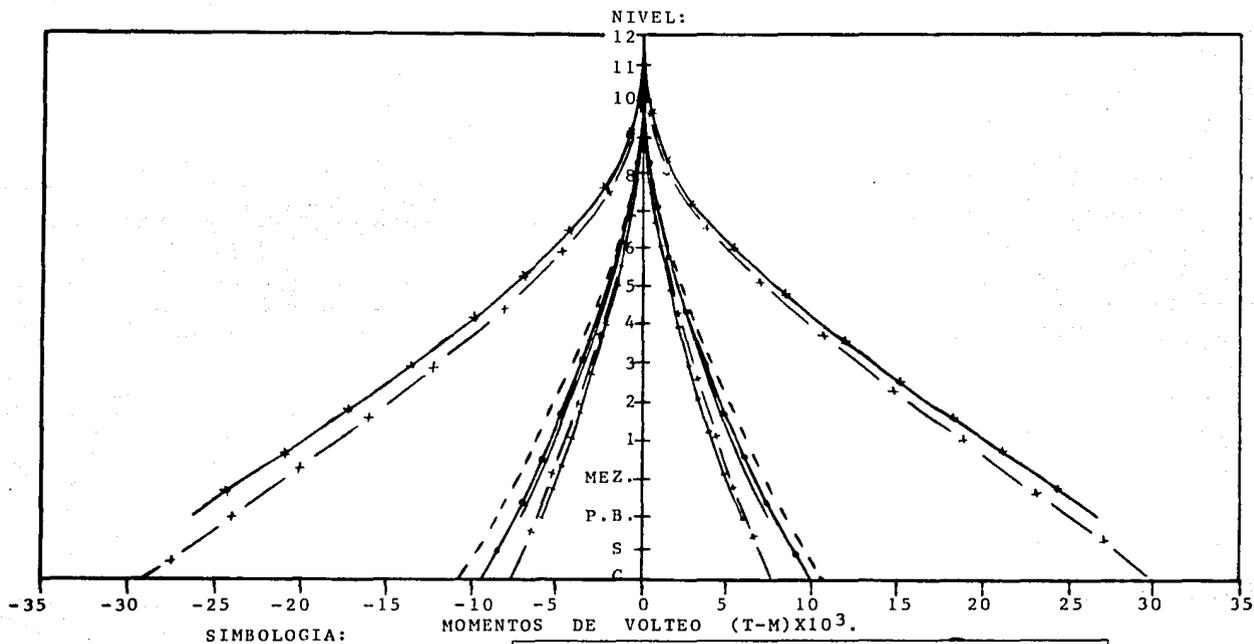
FIG. 7.33 DESPLAZAMIENTOS EN EL EJE 3 DEL EDIFICIO IZAZAGA. ANALISIS ELASTICOS E INELASTICOS.



SIMBOLOGIA:

CONDICION DE APOYO:	TIPO DE ANALISIS:			
	ESTATICO	DINAMICO MODAL.	ELASTICO PASO A PASO	INELASTICO PASO A PASO.
EMPOTRAMIENTO EN "P.B."	————	—+—+—+	—x—x—x—	
INTERACCION SUELO-ESTRUC TURA SEGUN RDF-87.	-----	-+--+--+	-x-x-x-	—•—•—•—

FIG. 7.34 CORTANTES DE ENTREPISO EN EL EJE 3 DEL EDIFICIO IZAZAGA PARA DIFERENTES ANALISIS Y CON DICIONES DE APOYO.



SIMBOLOGIA:

CONDICION DE APOYO:	TIPO DE ANALISIS :			
	ESTATICO	DINAMICO MODAL.	ELASTICO PASO A PASO.	INELASTICO PASO A PASO.
EMPOTRAMIENTO EN "P.B."	— — — — —	— + — + —	— * — * —	— — — — —
INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA SEGUN RDF-87.	- - - - -	- + - + -	- x - x - x -	— — — — —

FIG. 7.35 MOMENTOS DE VOLTEO EN EL EJE 3 DEL EDIFICIO IZAZAGA. DIFERENTES TIPOS DE ANALISIS CON Y SIN EL EFECTO DE LA INTERACCION.

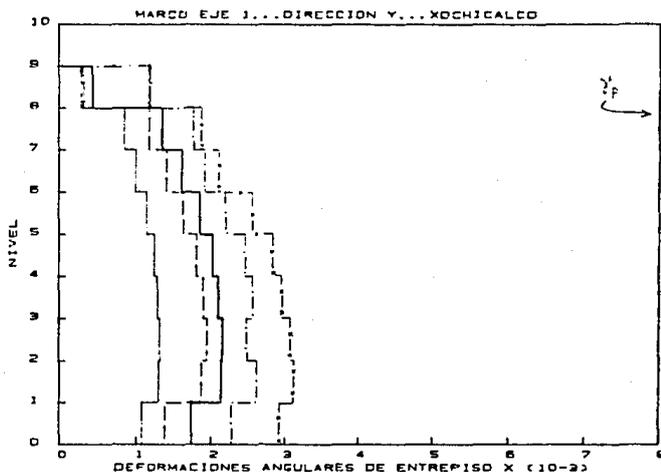


Fig. 7.36 Deformaciones angulares de entrepiso. Edificio Xochicalco.

Ejes 1, 2 (A-C) y 4 representativos de la dirección longitudinal  
Ejes A, D, F y G representativos de la dirección transversal.

Simbología para las figuras 7.36

$\chi_p$  = Deformación angular permisible = 0.008 para NEDF-85 y RDF-76.

————— RDF-76.

————— NEDF-85, Estado original.

----- NEDF-85, Estado modificado.

----- Interacción suelo-estructura en base al RDF-87, Estado original.

-x-x-x-x- Interacción suelo-estructura en base al RDF-87, Estado modificado.

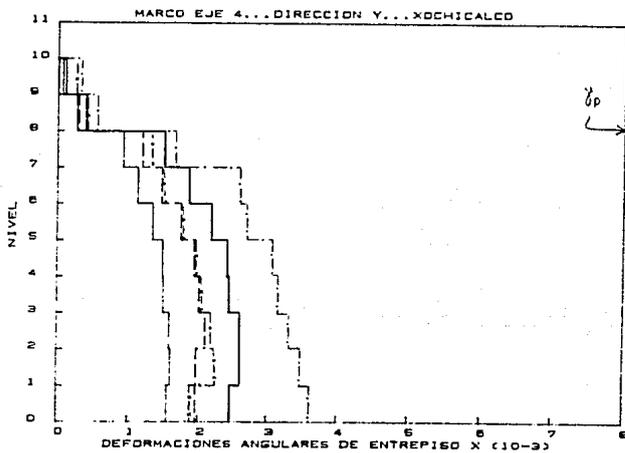
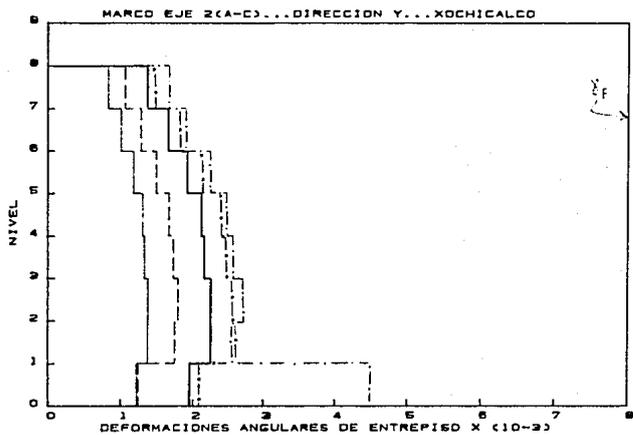


Fig. 7.36 Deformaciones angulares de entrepiso, dirección longitudinal, Edificio Xochicalco.

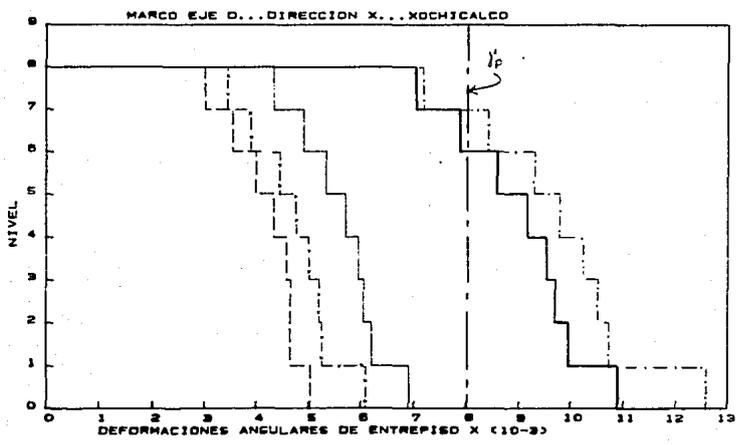
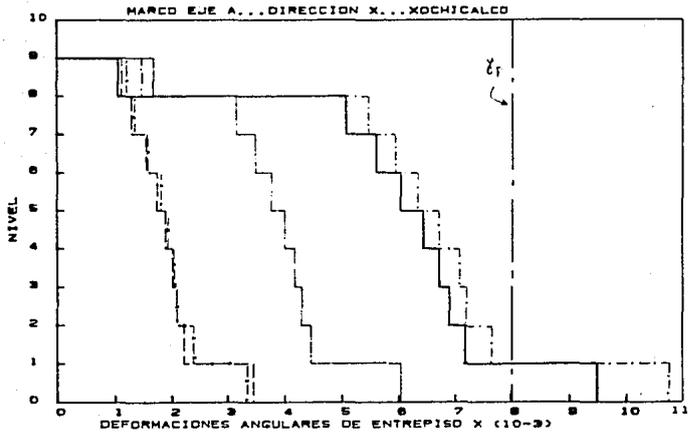


Fig. 7.36 Deformaciones angulares de entrepiso, dirección transversal, Edificio Xochicalco.

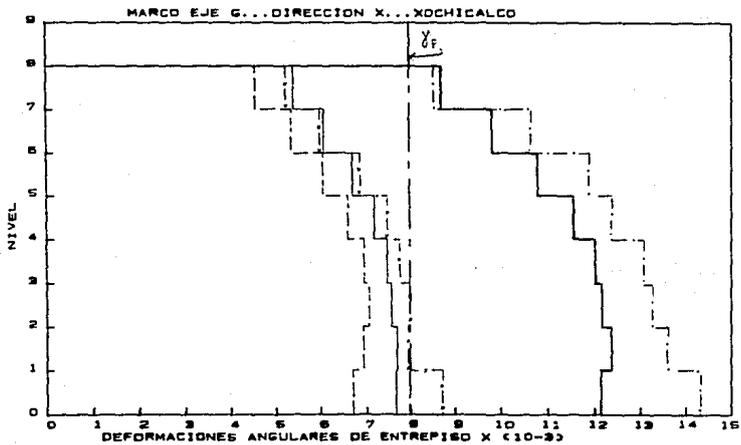
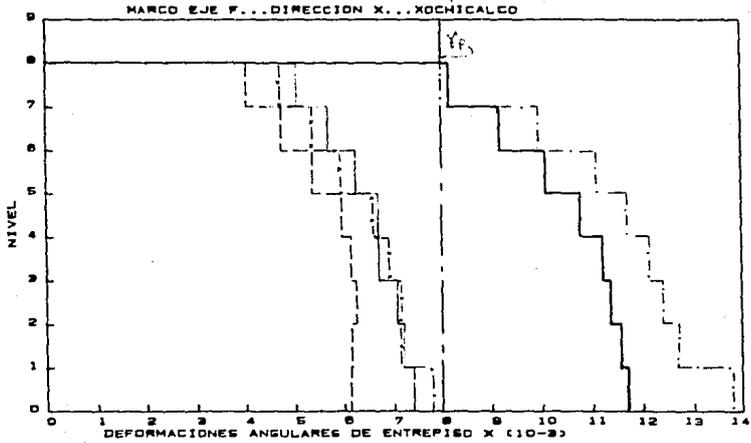


Fig. 7.36 Deformaciones angulares de entrepiso, dirección transversal Edificio Xochicalco.

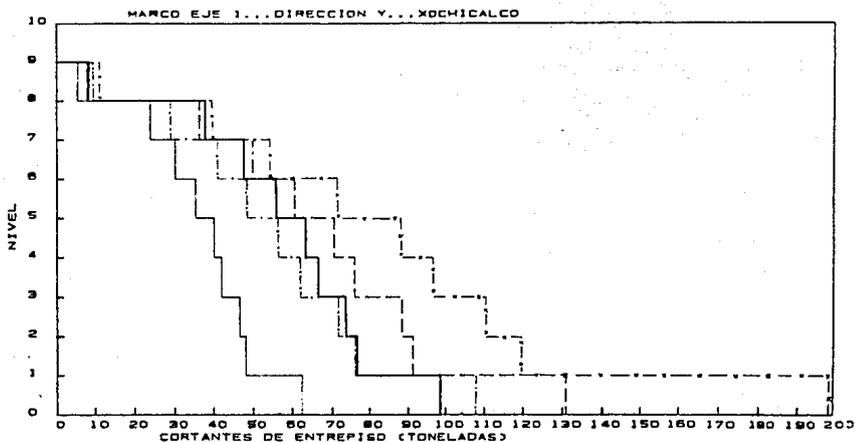


Fig. 7.37 Cortantes de entrepiso ( $V_i$ ) en el edificio Xochicalco.

Ejes 1, 2 (A-C) y 4 representativos de la dirección longitudinal.  
Ejes A, D, F y G representativos de la dirección transversal.

Simbología para las figuras 7.37

- RDF-76
- NEDF-85, Estado original.
- - - NEDF-85, Estado modificado.
- · - · - Interacción suelo-estructura según criterios del RDF-87, condición original.
- · - · - Interacción suelo-estructura según criterios del RDF-87, estado modificado del edificio.

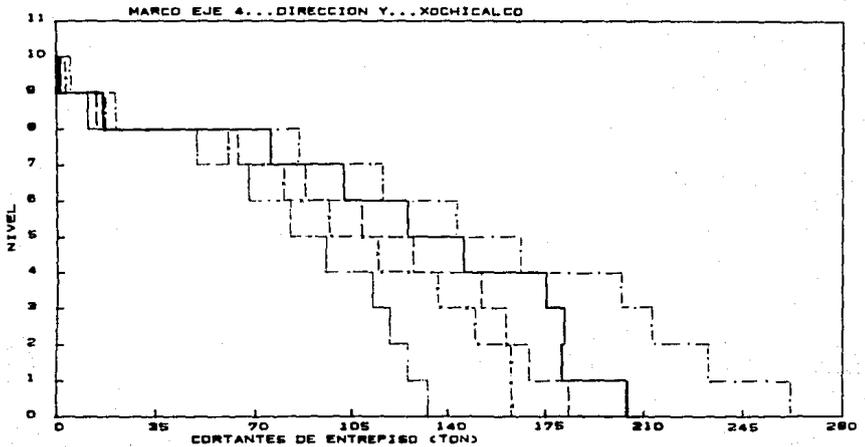
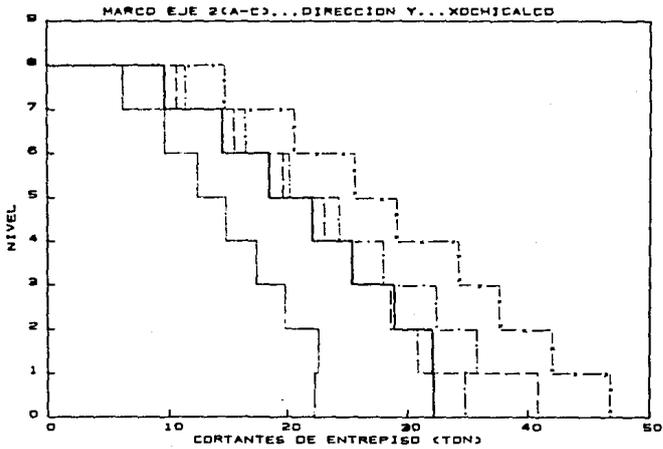


Fig. 7.37 Cortantes de entrepiso ( $V_f$ ), dirección longitudinal, edificio Xochicalco.

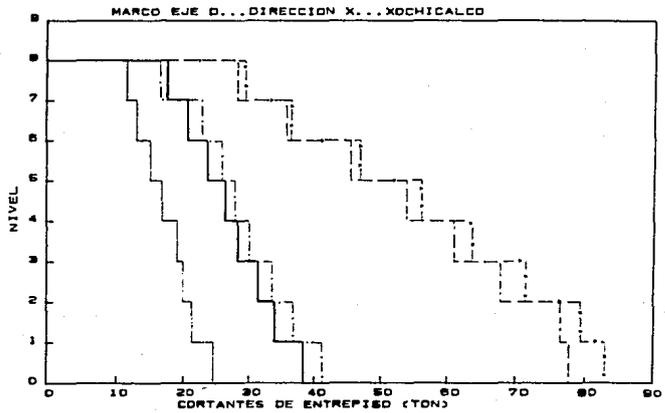
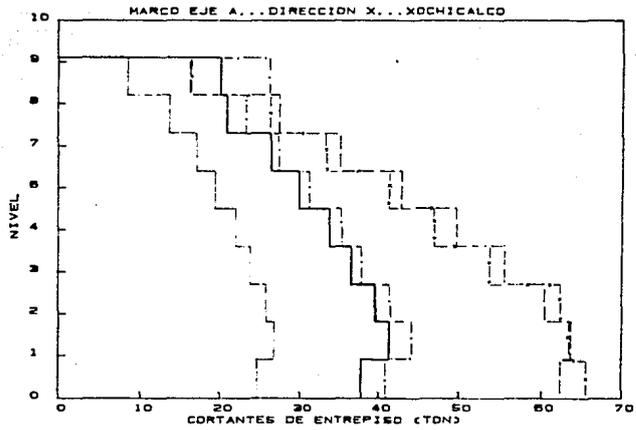


Fig. 7.37 Cortantes de entresiso ( $V_i$ ), dirección transversal, edificio Xochicalco.

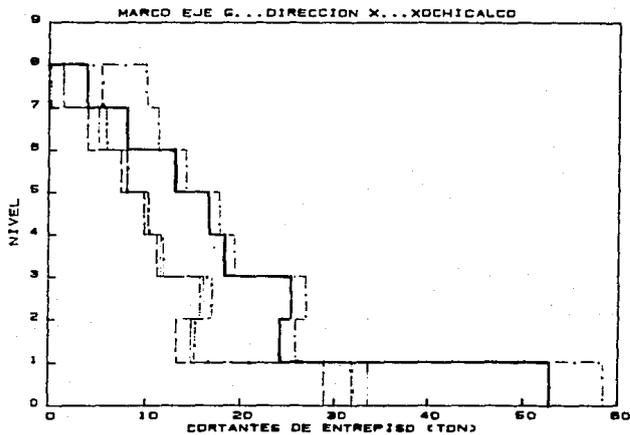
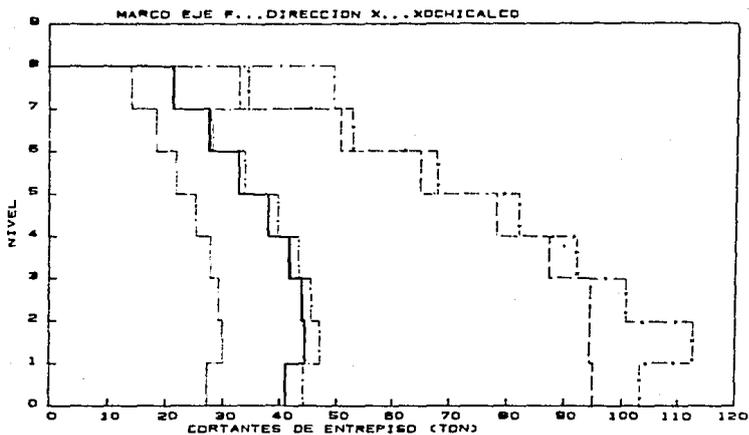


Fig. 7.37 Cortantes de entrepiso ( $V_i$ ), dirección transversal, edificio Xochicalco.

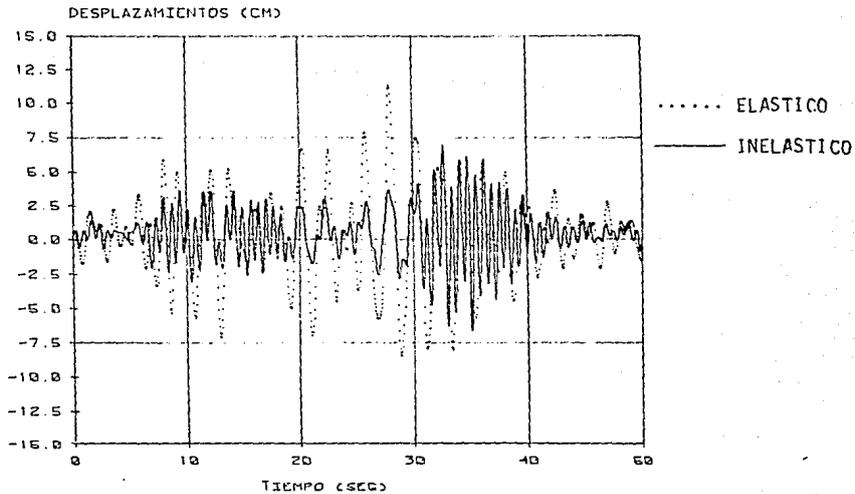


FIG. 7.38 HISTORIA EN EL TIEMPO DE DESPLAZAMIENTOS CALCULADOS EN LA PUNTA DEL EDIFICIO XOCHICALCO. EJE A DE LA DIRECCION TRANSVERSAL.

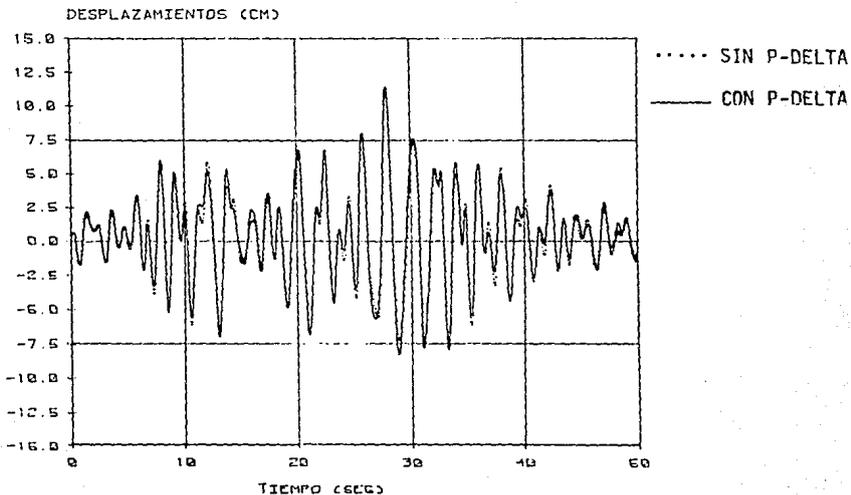
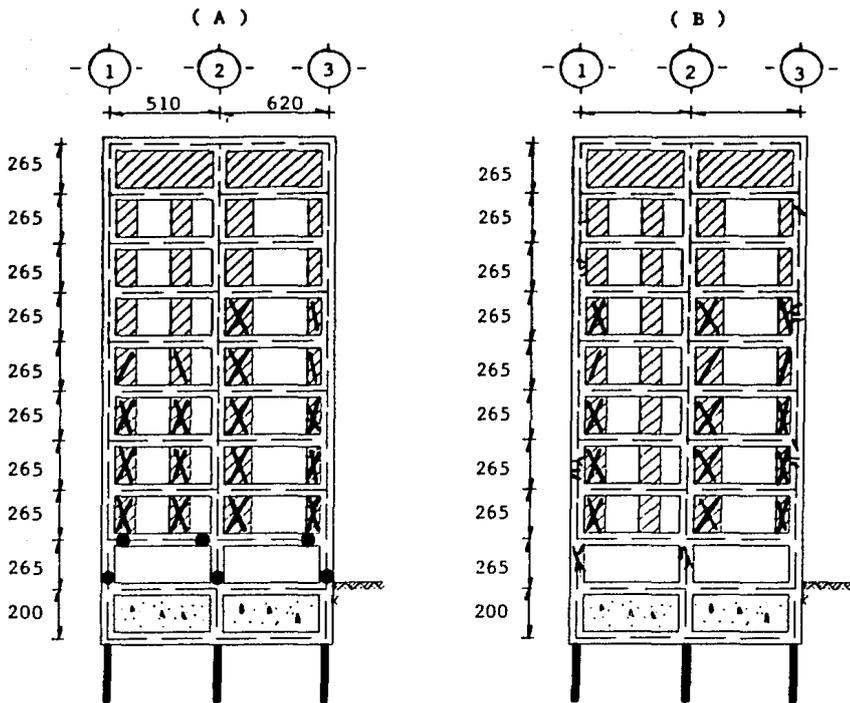


FIG. 7.39 HISTORIA DE DESPLAZAMIENTOS EN LA PUNTA DEL EDIFICIO CON Y SIN LA INFLUENCIA DEL EFECTO P-DELTA. EJE A DE LA DIRECCION TRANSVERSAL.



SIMBOLOGIA:

- $\backslash / X$  = Muro agrietado.
- $////$  = Muro de mampostería.
- = Articulación plástica.

Fig. 7.40 (A) Configuración de daños calculados para la dirección transversal del edificio Xochicalco.

(B) Configuración real de daños en el mismo marco (eje A) del edificio Xochicalco.

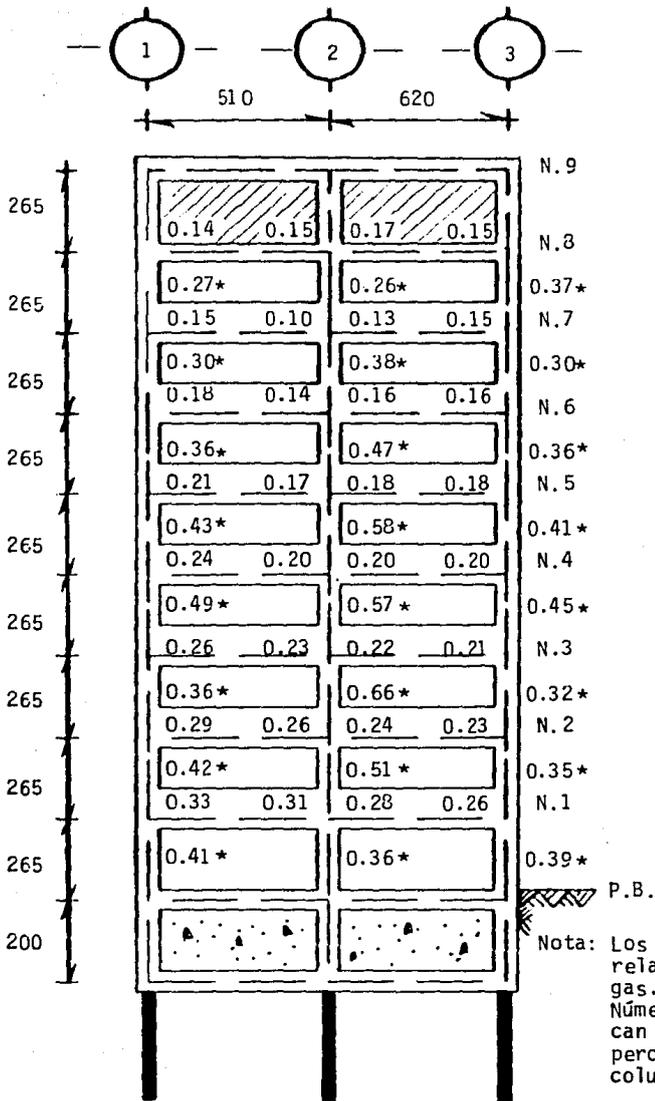
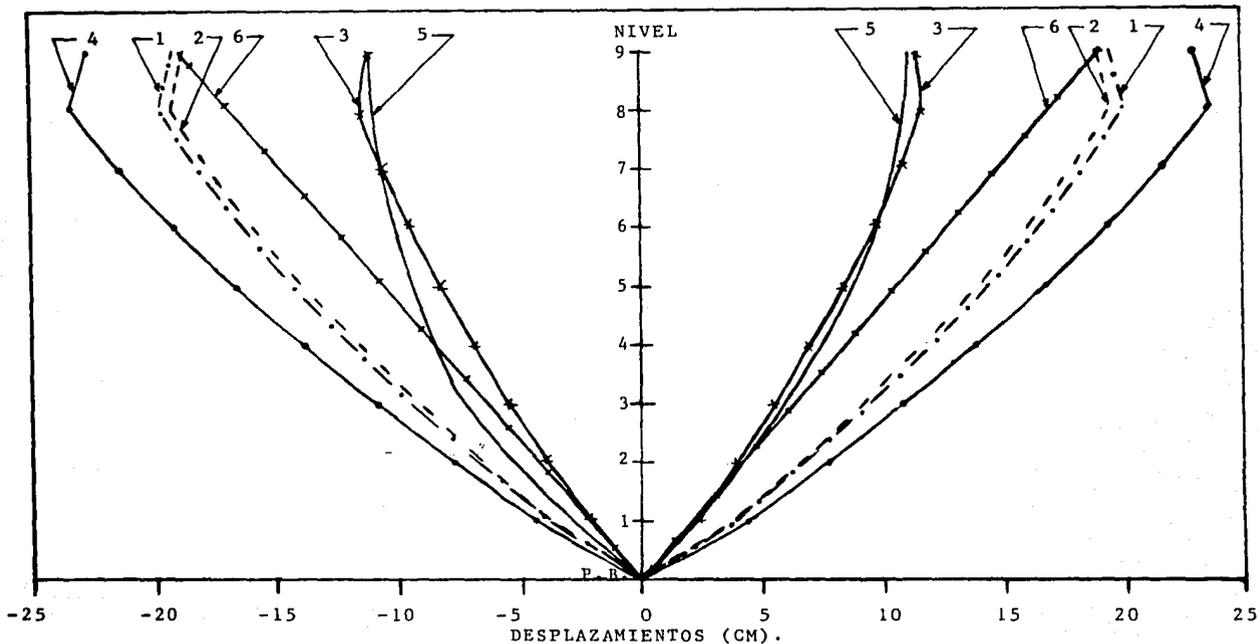


FIG. 7.41 RELACIONES  $V_a/V_r$  PARA VIGAS Y COLUMNAS EN EL EJE A DEL EDIFICIO XOCHICALCO MODIFICADO.



**SIMBOLOGIA:**

- |   |  |
|---|--|
| 1.-ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL CON P-DELTA. (NEDF-85) ·····     | 5.-ANALISIS INELASTICO PASO A PASO CON P-DELTA. ———              |
| 2.-ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL SIN P-DELTA. (NEDF-85) - - - - - | 6.-DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES = 0.008H <sub>i</sub> .+ .+ .+ .+ |
| 3.-ANALISIS DINAMICO MODAL ESPECTRAL SIN P-DELTA. (RDF-76) ×××××      |  |
| 4.-ANALISIS ESTATICO SIN P-DELTA. —·—·—·—·—                           |  |

FIG. 7.42 DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS EN EL EJE A DEL EDIFICIO XOCHICALCO, ESTADO ORIGINAL.