

271  
2 eje.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA  
INELASTICA EN UN EDIFICIO NUEVO CON Y SIN  
DIAGONALES DE ACERO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
CARLOS LOPEZ AGUIRRE

DIRECTOR DE TESIS:  
M.I. JORGE A. AVILA RODRIGUEZ



MEXICO, D. F.

MAYO 1994

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



## **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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-258/92

Señor  
CARLOS LOPEZ AGUIRRE  
Presente.

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

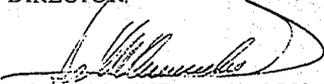
"COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA INELASTICA EN UN EDIFICIO  
NUEVO CON Y SIN DIAGONALES DE ACERO"

- I . INTRODUCCION
- II . CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO
- III . MODELACION Y CALCULO DE LA RESPUESTA ELASTICA
- IV . CALCULO DE LA RESPUESTA INELASTICA
- V . COMPARACION DE RESPUESTAS
- VI . CONCLUSIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria, a 29 de septiembre de 1993.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

JMCS/RCR\*mccm

**" Un viaje de mil leguas comienza con un paso"  
Proverbio Chino**

**A: Elda, María del Consuelo y Ana.  
Por las distintas maneras de apoyarme  
e impulsarme en este trabajo.**

**A: Marcia y Raúl**

# COMPARACION DE LA RESPUESTA SISMICA INELASTICA DE UN EDIFICIO NUEVO CON Y SIN DIAGONALES DE ACERO

## INDICE

<b>1. INTRODUCCION</b>	
1.1 Antecedentes	1
1.2 Alcance y objetivos	2
<b>2. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO</b>	
2.1 Análisis y diseño sísmico elástico	4
2.1.1 Criterios generales de diseño sísmico	4
2.1.2 Criterios de diseño del RDF-87	6
2.1.3 Características y modelado con ETABS-90	8
2.1.4 Criterios y especificaciones de diseño para marcos dúctiles	11
2.1.4.a Especificaciones para marcos dúctiles de concreto	12
2.1.4.b Especificaciones para marcos dúctiles de acero	19
2.2 Análisis sísmico inelástico	22
2.2.1 Justificación del análisis inelástico	22
2.2.2 Análisis paso a paso por integración directa	23
2.2.3 Características y modelado con el DRAIN-2D	26
<b>3. MODELACION Y CALCULO DE LA RESPUESTA ELASTICA</b>	
3.1 Características de las estructuras	28
3.2 Modelación de las estructuras	30
3.3 Respuestas del análisis modal espectral	31
3.3.1 CASO A (Marcos de concreto unicamente)	31
3.3.1.1 Periodos de vibración	31
3.3.1.2 Desplazamientos laterales máximos totales	32
3.3.1.3 Desplazamiento relativo / altura de entrepiso, $\Delta r_1 / h_e$	32
3.3.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso	33
3.3.1.5 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso entre ejes interiores y exteriores	33
3.3.1.6 Elementos mecánicos en vigas	33
3.3.1.7 Elementos mecánicos en columnas	34
3.3.1.8 Diseños de vigas	34
3.3.1.9 Diseños de columnas	34

3.3.2	CASO B (Marcos de concreto y diagonales de acero)	34
3.3.2.1	Periodos de vibración	34
3.3.2.2	Desplazamientos laterales máximos totales	35
3.3.2.3	Desplazamiento relativo / altura de entrepiso, $\Delta_r / h_i$	35
3.3.2.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	35
3.3.2.5	Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso entre ejes interiores y exteriores	36
3.3.2.6	Elementos mecánicos en vigas	36
3.3.2.7	Elementos mecánicos en columnas	36
3.3.2.8	Cargas axiales últimas y diseño de diagonales	36
3.3.2.9	Diseños de vigas	37
3.3.2.10	Diseños de columnas	37

#### 4. CALCULO DE LA RESPUESTA INELASTICA

4.1	Análisis paso a paso	38
4.1.1	Análisis dinámicos paso a paso elásticos	39
4.1.2	Análisis dinámicos paso a paso inelásticos	39
4.2	Respuestas de los análisis paso a paso	39
4.2.1	CASO A (Marcos de concreto únicamente)	40
4.2.1.1	Desplazamientos horizontales máximos	40
4.2.1.2	Fuerzas cortantes máximas de entrepiso	40
4.2.1.3	Historia de desplazamientos en la azotea	40
4.2.1.4	Historia de coeficientes sísmicos	40
4.2.1.5	Historia de momentos flexionantes en vigas	41
4.2.1.6	Historia de fuerzas cortantes en vigas	41
4.2.1.7	Historia de demandas de ductilidad local en vigas	41
4.2.1.8	Historia de momentos flexionantes contra cargas axiales en columnas	41
4.2.1.9	Historia de fuerzas cortantes en columnas	42
4.2.1.10	Demandas máximas de ductilidad local en vigas	42
4.2.1.11	Demandas máximas de ductilidad local en columnas	42
4.2.1.12	Distribución global de articulaciones plásticas	42
4.2.1.13	Relaciones de desplazamiento de azotea contra cortante basal	43
4.2.2	CASO B (Marcos de concreto y diagonales de acero)	43
4.2.2.1	Desplazamientos horizontales máximos	43
4.2.2.2	Fuerzas cortantes máximas de entrepiso	43
4.2.2.3	Historia de desplazamientos en la azotea	44
4.2.2.4	Historia de coeficientes sísmicos	44
4.2.2.5	Historia de momentos flexionantes en vigas	44
4.2.2.6	Historia de fuerzas cortantes en vigas	45
4.2.2.7	Historia de demandas de ductilidad local en vigas	45
4.2.2.8	Historia de momentos flexionantes contra cargas axiales en columnas	45
4.2.2.9	Historia de fuerzas cortantes en columnas	45
4.2.2.10	Historia de cargas axiales en diagonales	45
4.2.2.11	Demandas máximas de ductilidad local en vigas	46
4.2.2.12	Demandas máximas de ductilidad local en columnas	46
4.2.2.13	Distribución global de articulaciones plásticas	46
4.2.2.14	Relación de desplazamiento en azotea contra cortante basal	46

## 5. COMPARACION DE RESPUESTAS

5.1	Comparación de resultados del análisis dinámico modal espectral	47
5.1.1	Periodos de vibración	47
5.1.2	Desplazamientos laterales máximos totales	48
5.1.3	Desplazamiento relativo / altura de entrepiso, $\Delta r_i / h_i$	48
5.1.4	Fuerzas cortantes de entrepiso	48
5.1.5	Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso entre ejes interiores y exteriores	49
5.1.6	Elementos mecánicos en vigas	49
5.1.7	Elementos mecánicos en columnas	49
5.1.8	Diseños de vigas	50
5.1.9	Diseños de columnas	50
5.2	Comparación de respuestas del análisis dinámico paso a paso inelástico	50
5.2.1	Desplazamientos horizontales máximos	50
5.2.2	Fuerzas cortantes de entrepiso	51
5.2.3	Historias de desplazamientos en la azotea	51
5.2.4	Historias de coeficientes sísmicos	51
5.2.5	Historias de momentos flexionantes en vigas	52
5.2.6	Historias de fuerzas cortantes en vigas	52
5.2.7	Historias de demandas de ductilidad local en vigas	52
5.2.8	Historias de momentos flexionantes contra cargas axiales en columnas	52
5.2.9	Historias de fuerzas cortantes en columnas	52
5.2.10	Demandas máximas de ductilidad local en vigas	53
5.2.11	Demandas máximas de ductilidad local en columnas	53
5.2.12	Distribución global de articulaciones plásticas	53
5.2.13	Relaciones de desplazamiento en azotea contra cortante basal	53

## 6. CONCLUSIONES

6.1	Conclusiones	55
6.2	Recomendaciones	57

## 7. REFERENCIAS

58

TABLAS

FIGURAS

---

# 1. INTRODUCCION

---

## 1.1 Antecedentes

Aunque la Ciudad de México siempre ha padecido de los sismos procedentes de la zona de subducción en la costa del pacífico, el sismo del 19 de septiembre de 1985 originado en la misma, es hasta esta fecha el más trágico que ha ocurrido en esta ciudad, tanto por el número de vidas perdidas (15,000 según Franz Sauter ref. 1, pp 165), como por la magnitud de los daños materiales causados, trayendo consigo problemas tanto sociales como económicos que en algunos casos a la fecha se siguen arrastrando.

Quizá es este acontecimiento, el que más ha impactado dentro de la ingeniería sísmica mexicana, pudiéndose mencionar como los dos resultados posteriores más importantes, los siguientes:

1.- Creación de un nuevo reglamento de construcciones para el D.F. (RDF-87) y sus normas técnicas complementarias (NTC), con algunos cambios en la filosofía general del anterior tanto en aspectos técnicos, resultado de la investigación y la experiencia de los expertos, como en aspectos legales de las responsabilidades civiles, introduciendo la figura legal del director responsable de obra y los corresponsables de seguridad estructural, de instalaciones y de desarrollo urbano.

2.- Un mayor presupuesto destinado a la investigación en los campos de la sismología, comportamiento de estructuras, comportamiento de materiales, regionalización sísmica, mecánica aplicada, etc. Asimismo, en la instrumentación de estructuras existentes, para poder tener registros que nos permitan comparar los comportamientos obtenidos analíticamente con los reales.

De acuerdo a lo anterior, no hay que olvidar que los resultados de la investigación deben reflejarse en un código que reglamente la forma de proyectar y construir, de tal forma que la teoría e investigación tengan como fin último la creación de estructuras más seguras, económicas y funcionales donde habitarán seres humanos.

En general, los mayores avances en ingeniería sísmica se han tenido en países o zonas del planeta donde se tienen movimientos telúricos importantes ya sea por su periodicidad o por su intensidad; algunos ejemplos son: Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda y desde luego México.

Actualmente las investigaciones que se realizan en la Ciudad de México son necesarias para seguir mejorando los códigos actuales; se trata de un proceso cíclico que incorpora los nuevos resultados en lo ya utilizado, así como nuevas especificaciones que consideren el avance de la tecnología usando nuevos materiales y nuevas alternativas de estructuración. Son muchos los trabajos que se desarrollan actualmente, en diversos campos.

El estudio desarrollado en este trabajo y que forma parte de las investigaciones actuales que se realizan en el Instituto de Ingeniería UNAM en el área de comportamiento sísmico de estructuras, consiste en la comparación de la respuesta sísmica de un edificio ubicado en la zona compresible de la Ciudad de México, utilizando una estructuración convencional de marcos de concreto reforzado y por otro lado a base de contraventeos con diagonales de acero.

## 1.2 Alcance y objetivos

En este trabajo se compara la respuesta sísmica de un edificio regular para oficinas de 9 niveles desplantado en la zona III (compresible) del D.F., considerando la interacción suelo-estructura, para dos posibles variaciones de estructuración: caso A y caso B (ver fig 1.1), que tienen las siguientes características:

CASO A .- Estructura formada por marcos de concreto reforzado, los muros se consideran no estructurales y el sistema de piso está formado por losas macizas junto con las vigas de concreto coladas monolíticamente; se cuenta con vigas secundarias a mitad de los claros. El factor de comportamiento sísmico utilizado fue  $Q=4$ .

CASO B .- Estructura formada por marcos de concreto reforzado, con un sistema de contraventeo a base de diagonales de acero en forma de "K"; las secciones de columnas y trabes de concreto se redujeron con respecto al caso A, aprovechando la rigidez para resistir cargas laterales proporcionada por las diagonales. Los muros y el sistema de piso son iguales al caso A. Para el diseño se utilizó  $Q=3$ .

El diseño de ambas estructuras se realizó de acuerdo al criterio de marcos dúctiles del RDF-87 y sus NTC, tratando de obtener diseños óptimos, así como probar que el RDF-87 nos lleva a estructuras seguras cuando se utiliza el criterio de marcos dúctiles.

Se hacen análisis sísmicos del tipo:

1.- Análisis dinámico modal espectral elástico, en el cual se basa el diseño, de acuerdo a las especificaciones del RDF-87. Para este análisis se utilizó el programa ETABS-90, útil para estructuras tridimensionales.

2.- Análisis paso a paso en la historia del tiempo, utilizando el acelerograma SCT, componente E-W; este análisis somete a las estructuras a la solicitación "real" de un determinado sismo, por lo que nos sirve para "probar" las estructuras ya diseñadas. Para este tipo de análisis se consideró primero comportamiento elástico, asignando valores de resistencias muy grandes a los elementos, y posteriormente comportamiento inelástico y con los valores de las resistencias nominales de los elementos, obtenidas a partir del diseño. Para este tipo de análisis se utilizó el programa DRAIN-2D, que modela la estructura como marcos planos aislados.

El objetivo del trabajo es conocer las diferencias en la respuesta sísmica de ambos casos de estructuración, y concluir cual de ellas se comporta mejor, así como poder ofrecer algunas recomendaciones para el diseño.

En el capítulo 2 se describen los criterios de análisis y diseño utilizados en este trabajo, tratando de explicar algunos de los conceptos generales en los que está basado el RDF-87, como es la idea de ductilidad. Se describen las especificaciones para marcos dúctiles de las mismas normas, y también se hace una descripción de los programas de cómputo utilizados en este trabajo.

En el capítulo 3 se presentan los resultados de la respuesta sísmica de ambas estructuras a partir de un análisis modal espectral, de acuerdo a las especificaciones del RDF-87, diseñándolas según marcos dúctiles. Las respuestas que se presentan son periodos naturales de vibración, desplazamientos máximos de cada nivel, relaciones  $\Delta_i / h_i$ , cortantes de entrepiso, comparación de cortantes de marcos exteriores con interiores, elementos mecánicos y diseños de las vigas, columnas y diagonales.

En el capítulo 4 se muestran los resultados del análisis sísmico paso a paso, elásticos e inelásticos, de ambas estructuras; se presentan las siguientes respuestas: desplazamientos horizontales máximos, cortantes de entrepiso, historia de desplazamientos en azotea, historia de coeficientes sísmicos, historia de cortante basal vs desplazamiento en azotea, demandas máximas de ductilidad en vigas y columnas, historia de demandas de ductilidad en vigas, historia de los momentos flexionantes en vigas, historia de fuerzas cortantes en vigas, historia de fuerzas cortantes en columnas, historia de carga vs momento en columnas, y distribución global de articulaciones plásticas.

En el capítulo 5 se comparan todas las respuestas del caso A y B, presentadas por separado en los dos capítulos anteriores. Finalmente en el capítulo 6 se dan las conclusiones y recomendaciones que se generan de este estudio.

---

## 2. CRITERIOS DE ANALISIS Y DISEÑO

---

### 2.1 Análisis y diseño sísmico elástico

#### 2.1.1 Criterios generales de diseño sísmico

##### Tipo de análisis

Algunos de los métodos de diseño prescritos en muchos de los códigos modernos simplifican el problema sísmico, idealizando las acciones sísmicas como un conjunto de fuerzas estáticas que actúan sobre la estructura. Aunque en muchas ocasiones esta simplificación trae consigo un ahorro en el tiempo de cálculo y logra representar el problema en una forma suficientemente aproximada, en otras se pueden obtener diseños poco económicos, y en el peor de los casos aunque no es muy común se puede llegar a diseños inseguros. En la actualidad, ya es común que los despachos de cálculo diseñen a partir de análisis dinámicos. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-S) especifican que para estructuras que sobrepasen los 60 m será necesario recurrir a un análisis dinámico; este puede ser con base a los espectros de diseño, o con varios acelerogramas representativos del fenómeno. En estructuras con alturas abajo de los 60 m, muchas veces es recomendable hacer un análisis dinámico, sobre todo en aquellas que presentan condiciones importantes de asimetría e irregularidad.

Es importante que cuando se utilice uno de los métodos estáticos no se pierda de vista que el fenómeno sísmico es fundamentalmente un problema dinámico, por lo que el conocimiento de principios básicos de dinámica estructural, aunado al buen juicio y criterio son indispensables.

##### Ductilidad

Cuando las estructuras están expuestas a la acción de sismos de gran intensidad, se presenta un comportamiento no lineal, a partir de la carga cercana a la máxima, la cual se incrementa muy

poco en relación con los desplazamientos que en un cambio pueden llegar a ser varias veces mayores que el desplazamiento de fluencia al iniciarse el comportamiento inelástico; la falla se tendrá cuando se alcance la deformación máxima, que depende de las características esfuerzo-deformación de los materiales de la estructura.

El comportamiento no lineal se puede representar con el modelo elastoplástico perfecto (ver fig 2.2), que tiene un comportamiento lineal hasta la carga máxima y después dicha carga se mantiene constante hasta cierto nivel de deformación correspondiente a la falla; la relación que existe entre la deformación máxima o de falla y la deformación al final del comportamiento elástico se le llama ductilidad o factor de ductilidad ( $\mu$ ). El modelo elastoplástico representa con suficiente aproximación el comportamiento de la mayoría de los aceros dúctiles o dulces. Quizá esta propiedad sea una de las más importantes del acero y la que lo distingue de la mayoría de los materiales. Dicho comportamiento es muy deseable y en algunas ocasiones puede traernos importantes beneficios.

Sin embargo este tipo de comportamiento no se presenta en estructuras reales, debido a que el comportamiento elastoplástico perfecto no existe, por lo que el comportamiento de una estructura real es mucho más complejo. La presencia de deterioro de resistencia y de degradación de rigidez en los diversos elementos estructurales ante la acción de los sismos, hace que los ciclos de histéresis sean diferentes a los del comportamiento idealizado elastoplástico perfecto.

La estructura al excursionar en el rango postelástico debe ser capaz de no deteriorarse en su resistencia, de no degradarse en su rigidez, así como también de tener la suficiente capacidad de deformación. De acuerdo a este tipo de conceptos es que los códigos modernos proponen que las fuerzas sísmicas para diseño sean ya el resultado de haberlas reducido. Pero, debe quedar claro que los efectos anteriores no se darán en un diseño normal, sino que para garantizar que realmente se llegue a ello deben cuidarse una serie de requisitos, adicionales a los requerimientos generales del diseño normal.

### **Factor de comportamiento sísmico**

Todo lo anterior nos conduce al concepto que en la mayoría de los códigos actuales se maneja como factor de comportamiento sísmico (Q), que reduce las fuerzas sísmicas tomando en cuenta la ductilidad de los elementos y la estructura en general. El factor de comportamiento sísmico permite disminuir las ordenadas espectrales para el diseño, en relación directa con la capacidad de ductilidad que la estructura pueda alcanzar; esta capacidad a su vez estará determinada por las características propias de la estructura, que se pueden controlar en el diseño.

Debido a la naturaleza de los sismos, de su gran aleatoriedad y de que solo en casos muy excepcionales se llegan a presentar de gran intensidad, resulta impráctico y antieconómico hacer diseños para que las estructuras se comporten solo en el rango elástico y soporten sin ningún daño las acciones de éstos, sobre todo si se dispone de una propiedad intrínseca en el material que le permita disipar importantes cantidades de la energía sísmica mediante deformaciones inelásticas.

Si se quieren diseños económicos debe aceptarse que existe una probabilidad no despreciable de que ante la acción de un sismo de gran intensidad (sismo de diseño) se produzcan daños permanentes en la estructura debido al comportamiento no lineal, pero que a pesar de éstos se mantendrá la estructura en pie evitando la pérdida de vidas humanas. Ante la acción de sismos menos intensos (sismos de servicio), que se presentan con mayor frecuencia durante la vida útil de la estructura, se mantendrá la estructura sin daños haciendo que su comportamiento permanezca en el rango elástico.

### **2.1.2 Criterios de Diseño del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RDF-87)**

A continuación se mencionan los criterios más importantes que toma en cuenta el RDF-87 y que tienen que ver con los efectos sísmicos.

El RDF-87 considera para fines de diseño sísmico al coeficiente sísmico ( $c$ ) como el parámetro que toma en cuenta la intensidad de la acción sísmica introducida en la estructura; es la fracción del peso total de la estructura que actúa como fuerza lateral en la base de ésta, y se utiliza para la construcción de los espectros de diseño.

El coeficiente sísmico depende del riesgo sísmico del sitio, del tipo de suelo y de la importancia de la estructura. El RDF-87 divide la ciudad de México en tres zonas (ver fig 2.1); según el tipo de suelo, las acciones sísmicas dependerán de la zona en que se encuentre la estructura, a saber:

Zona I.- Suelos duros, donde el terreno firme se encuentra a profundidades menores de 3 m:  $c=0.16$

Zona II.- Suelo de transición, donde los estratos de terreno firme se encuentran a profundidades entre 3 y 20 m:  $c=0.32$

Zona III.- Suelo compresible, donde los estratos de terreno firme se encuentran a profundidades mayores de 20 m. En algunas zonas de la ciudad estos estratos alcanzan hasta 100 m. Debido al tipo de sismos que afectan la ciudad de México, cuyos epicentros se encuentran a grandes distancias, la zona compresible ha sido la más vulnerable:  $c=0.40$

Con los coeficientes sísmicos se construyen los espectros de diseño de aceleraciones (ver fig 2.3). Estos espectros se emplean para el análisis dinámico modal y sirven para determinar las fuerzas laterales en la estructura.

Es posible reducir las ordenadas espectrales cuando se acepta un comportamiento inelástico por medio del factor "Q" (ver fig 2.4), que dependerá del tipo de estructuración y de los detalles en el diseño de los elementos estructurales. El factor Q en el código se identifica como factor de comportamiento sísmico. Por otro lado, el RDF-87 también considera un coeficiente que

depende de la importancia de la estructura, cuando las consecuencias de falla son fatales, o donde será vital que permanezcan funcionando después de un sismo de magnitud importante; este tipo de estructuras son las del grupo A, y sus acciones sísmicas, durante el diseño, se multiplican por el factor de seguridad adicional de 1.5.

Cuando se revise una estructura ante el sismo, debe tenerse en cuenta los efectos bidireccionales del movimiento en la base de la estructura. Los efectos de la dirección vertical no se toman en cuenta, debido a que son mínimos en lugares como la ciudad de México, como consecuencia del tipo de temblores de distancias largas. De estudios probabilistas se ha observado que simultáneamente al máximo efecto sísmico en una dirección, se puede presentar el 30 por ciento del efecto máximo en la dirección ortogonal. Dicho criterio es el especificado en el código actual.

En aquellas construcciones con estructuraciones no regulares o con asimetrías en planta y elevación, suelen ser importantes los efectos de torsión ocasionados por la excentricidad entre las fuerzas sísmicas actuantes y las fuerzas sísmicas resistentes que no son colineales; además de la fuerza cortante se tiene un momento torsionante, el cual incrementará a su vez la fuerza cortante actuante en algunos elementos. Ante el problema de torsión demasiado complejo a resolver, por su naturaleza dinámica, desde el punto de código se plantea tomarlo en cuenta a partir de fuerzas estáticas.

El RDF-87 especifica que el momento torsionante, para fines de diseño, debe tomarse con la excentricidad que resulte más desfavorable de las dos expresiones siguientes:

$$E_{d1} = 1.5 e_c + 0.1 b$$
$$E_{d2} = e_c - 0.1 b$$

donde:  $e_c$ .- Excentricidad calculada a partir de los valores teóricos del centro de masa y el centro de rigidez  
 $b$  .- Lado del edificio en dirección perpendicular al análisis.

Asimismo, será necesario revisar que no se produzcan daños importantes, durante sismos moderados, limitando los desplazamientos laterales que se presentan en la estructura. Se recomienda que en edificios con elementos frágiles ligados a la estructura, los cuales pueden fallar con deformaciones menores, no deba presentar deformaciones laterales de entrepiso mayores a  $0.006h$ , donde  $h$  = altura de entrepiso. Cuando en la estructura no existan elementos frágiles o estén desligados y que puedan dañarse, se permiten desplazamientos relativos de entrepiso de  $0.012h$ .

## 2.1.3 Características y modelado con ETABS-90

### Generalidades

El ETABS-90 es la versión más reciente de los programas de la serie ETABS (Three Dimensional Analysis of Building System), creado para el análisis tridimensional de edificios, suponiendo un comportamiento elástico lineal.

Aunque básicamente la solución y la formulación matemática no ha variado sustancialmente en los programas de esta serie, como el SUPER-ETABS y el ETABS, el ETABS-90 presenta varias ventajas, que en general ayudan en el proceso del modelado, haciendolo más fácil y rápido; cuenta con diversas funciones para generación de elementos, cargas, etc., así como con algunos postprocesadores de graficación de datos y resultados que producen imágenes de la estructura y de sus configuraciones deformadas, que nos ayudan a visualizar mejor el fenomeno.

El ETABS fue especialmente creado para estructuras de edificios convencionales, por lo que en estructuras con geometrías simples se obtiene un análisis más fácil y rapido que otros programas.

La estructura se modela como un ensamble de marcos verticales y de muros de cortante, los cuales estarán unidos por medio de los sistemas de piso, considerados por el programa como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. En esta versión, sin embargo, también pueden desconectarse las columnas de los niveles, como ocurre en los mezanines, estacionamientos, etc.

El sistema estructural puede estar formado por columnas, vigas, paneles y diagonales.

Por la forma como ensambla los paneles para constituir familias de muros, el programa facilita las estructuraciones a base de muros de cortante de diversas geometrías, como cubos de elevadores en forma "L" o en "C", proporcionando buenos resultados.

El programa acepta cargas verticales y laterales, y puede realizar análisis estático o dinámico; Se pueden representar los efectos sísmicos a partir de un espectro de respuesta o de un análisis paso a paso. También permite combinaciones de las distintas sollicitaciones de cargas específicas.

Cuenta, también, con los postprocesadores para diseño de concreto y de acero estructural.

### Procedimiento general de análisis y diseño

1.-Definir la estructuración general del modelo; es decir cotas de cada nivel, localización de cada línea de columnas, localización de traveses, paneles y diagonales. De ser posible es recomendable tener croquis de las plantas de los distintos niveles cuando éstos sean diferentes, de las elevaciones de los marcos y muros, que formarán la estructura. También es necesario predefinir la geometría de todos los elementos estructurales como columnas, vigas, muros y diagonales, que forman el modelo. Deben estar definidas las cargas, así como el tipo de análisis deseado.

2.- Para la preparación de los datos del modelo será necesario el uso de un editor de textos, con el que se creará un archivo con los datos del modelo. El programa permite el uso de formato libre; esto es, los datos deben separarse con un espacio o una coma. Los datos deberán tener consistencia en las unidades. Cuando se usen los postprocesadores de diseño, en éstos se especificarán las unidades que deberán manejarse. Con el archivo de datos el programa revisa la información para la ejecución y posteriormente generará los archivos de resultados.

3.- Se podrán imprimir los resultados de elementos mecánicos para diseñarlos, o en su caso se podrá usar los programas CONKER o STEELER con los que se pueden diseñar elementos ya sean de concreto o acero. Se pueden graficar las respuestas de las configuraciones deformadas, de los modos de vibrar, de los elementos mecánicos, etc.

### **Procedimiento de modelado y codificación**

1.-Datos generales; en esta parte se proporcionan datos como número de marcos que forman la estructura, número de niveles, tipo y número de condiciones de carga, tipo de análisis, efectos P- $\Delta$ , así como el número de secciones diferentes de columnas, vigas, paneles y diagonales existentes en la estructura.

2.-Posteriormente se suministra la información de cada nivel de la estructura, que consiste en altura, masa, centro de gravedad y rigideces externas, con respecto al sistema de ejes globales del modelo.

3.-Definición de propiedades de los materiales empleados en la estructura como son, módulo de elasticidad, peso volumétrico, relación de Poisson, y algunos parámetros del material, para cuando se usan los postprocesadores de diseño.

4.-Definición de propiedades geométricas de los elementos, de acuerdo a un sistema de ejes locales para cada elemento. Se pueden incluir las zonas rígidas de los elementos que nos servirán para obtener los elementos mecánicos en los paños para fines de diseño, además de su participación en cuanto a su rigidez. En esta parte se suministran los datos correspondientes de todas las secciones diferentes que forman la estructura, ya sean columnas, vigas, paneles o diagonales; dichas propiedades son: área total, momentos de inercia y áreas de cortante en los dos ejes, momento de inercia rotacional. El programa cuenta con varias funciones para calcular propiedades de secciones tipo, así como una librería de propiedades de perfiles laminados.

5.-En la siguiente parte se introducen datos de los marcos; para el modelado de la estructura se tienen dos opciones: una a base de marcos planos que posteriormente serán ensamblados por el sistema de piso para formar la estructura, y otra a base de un solo marco tridimensional que representa la estructura. En general puede recomendarse la primera opción cuando se tienen estructuras simétricas donde muchos marcos tienen la misma geometría y las mismas cargas; en otros casos se recomienda la segunda opción, que además es la mejor.

En esta parte se introducen todos los datos necesarios para cada marco especificándose número de niveles, número de crujías, número de diagonales, número de líneas de columnas, número de paneles y tipos de cargas verticales, ya sean uniformes o concentradas.

6.-Ubicación y orientación de columnas; se dan las coordenadas de cada línea de columna, definiendo una dirección mayor y otra menor con respecto al sistema de ejes locales. Para ello es necesario definir un ángulo respecto al eje x para definir la orientación de la dirección mayor de cada columna.

7.-Conectividad de crujías; se da la localización de cada crujía, definiendo la línea de columna en el extremo i y en el extremo j. Cuando no haya vigas no son necesarias las crujías.

8.-Definición de cargas verticales en vigas; en esta parte se dan las cargas que pueden actuar sobre cualquier viga, uniformemente distribuidas, triangulares o en su caso concentradas sobre el claro del elemento.

9.-Localización de los miembros; se asignan las propiedades de cada elemento (columnas, vigas, etc.) a un lugar específico. El procedimiento se realiza de arriba hacia abajo a partir del nivel superior, pudiéndose generar elementos del mismo tipo.

10.-Asignación de los tipos de cargas verticales en las vigas; las cargas previamente definidas en 8, serán asignadas a determinadas vigas. Para una misma viga se pueden asignar tres cargas diferentes. También se pueden utilizar generadores de carga.

11.-Localización de los marcos; esta parte consiste en ubicar y ensamblar todos los marcos de la estructura, de acuerdo a una posición específica dentro del sistema de ejes globales; cuando se utilizó únicamente un marco tridimensional, sólo se tiene que ubicar el origen del sistema local de referencia con respecto del origen del sistema de ejes globales.

12.-Asignación de cargas laterales estáticas; se puede aplicar cualquier tipo de distribución de cargas laterales o se pueden generar las correspondientes a los códigos ATC y UBC por sismo o por viento.

13.-Cargas dinámicas con análisis modal espectral; esta sección permite calcular las solicitaciones máximas de cada modo de vibrar de la estructura mediante el uso de un espectro de respuesta de aceleraciones contra periodos. En este tipo de análisis se considera la influencia de superposición de los modos de ubicación en el comportamiento general de la estructura, la cual dependerá de las periodos de cada modo y de sus coeficientes de participación. El programa admite la excitación dinámica en tres direcciones.

Es posible hacer la combinación de las respuestas máximas por el método SRSS (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados) o en el caso de modos acoplados con el método CQC (Combinación cuadrática completa). Los datos del espectro de respuesta se introducen por medio de parejas de valores periodo contra aceleración.

14.-Cargas dinámicas por el movimiento del terreno, descrito con un acelerograma dado; mediante un análisis modal paso a paso, se obtiene la respuesta de la estructura. El programa acepta cualquier dirección de la excitación en el plano X-Y. Los datos del acelerograma son introducidos por medio de parejas de valores aceleración contra tiempo; es necesario que el acelerograma se discretice en un número suficiente de puntos, y que logre representar correctamente el fenómeno.

15.-Finalmente, existe la opción de combinar linealmente cualquiera de las cargas, así como multiplicarlas por factores de carga. Las condiciones de carga que el programa puede combinar son las siguientes:

- 3 condiciones de carga vertical (I, II, y III)
- 2 condiciones de carga lateral estática (A y B)
- 3 condiciones para análisis modal espectral (3 direcciones)
- 1 condición para análisis paso a paso (1 dirección)

## Resultados de análisis

Para el caso del análisis estático es posible obtener los elementos mecánicos y los desplazamientos. Del análisis dinámico se obtienen los periodos, configuraciones y factores de participación modal, valores máximos de desplazamientos y elementos mecánicos según el método de superposición modal especificado.

### 2.1.4 Criterios y especificaciones de diseño para marcos dúctiles

Según el RDF-87 y sus NTC se definen dos tipos de marcos: marcos convencionales, cuya ductilidad está limitada; y, marcos dúctiles, los cuales estarán específicamente diseñados, cuando se disipe grandes cantidades de energía mediante deformaciones inelásticas, para lo cual debe cumplirse una serie de requisitos de armados y detalles.

El factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), es el parámetro que mejor se asocia para definir la capacidad de disipación de energía de una estructura mediante el comportamiento dúctil. El RDF limita los valores de  $Q$ , de 1 a 4. Entre mayor sea el factor  $Q$ , la estructura se diseñará para sollicitaciones menores. Por ejemplo, si:  $V = c * W$  (sin considerar comportamiento dúctil), al suponer comportamiento dúctil:  $V_r = (c/Q) * W$ , donde:

- V.- Fuerza cortante actuante en la estructura debida al sismo, sin deducir por  $Q$
- c.- Coeficiente sísmico
- W.- Peso total de la estructura
- Q.- Factor de comportamiento sísmico o de ductilidad

Para cualquier estructura, ya sea a base de marcos dúctiles o no, se deberán cumplir los límites y tolerancias de desplazamientos laterales especificados por el RDF-87.

Cuando se diseñan los elementos de un marco estructural, que se comportará dúctilmente, convendría que la falla de los elementos fuera por flexión, la cual puede presentar gran capacidad de ductilidad; esto es, es necesario evitar fallas de tipo frágil como son por cortante, torsión, adherencia, por inestabilidad, etc. Sin embargo, las columnas de los niveles inferiores de estructuras de altura mediana a grande tienden a tener fuerzas de compresión muy por arriba de lo que convendría; en estos miembros debe tenerse mucho cuidado al diseñarse como parte de marcos dúctiles.

Para que se cumpla lo anterior, será necesario que se cumpla con una serie de requisitos, los cuales tienen que ver con: la uniformidad y regularidad de la estructuración en conjunto, calidad de los materiales empleados, dimensiones de los elementos que componen la estructura, detalle del armado y refuerzo, y otras especificaciones.

Cuando se diseñan marcos dúctiles con factores de comportamiento sísmico de 3 o 4, hay que tomar en cuenta varios aspectos, a saber: que bajo sismos de pequeña magnitud, éstos no deberán presentar ningún daño, que ante sismos de mediana magnitud se presentarán daños en algunos elementos secundarios; y, finalmente, que bajo la acción de sismos de gran magnitud, se presentarán daños importantes en ciertas secciones de los elementos estructurales principales, como articulaciones plásticas que funcionarán como "fusibles estructurales", pero sin colapsarse la estructura. Es importante que dichas articulaciones plásticas se presenten en aquellos elementos que sean dúctiles, permitiendo de esta manera la formación de mecanismos de falla que permitan grandes ductilidades por desarrollar.

#### **2.1.4.a Especificaciones para marcos dúctiles de concreto**

A continuación se presentarán las especificaciones más importantes que se señalan en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto Reforzado (NTC-C), del RDF-87. Estas se dividen en: requisitos especiales, miembros a flexión, miembros a compresión y uniones viga-columna.

Las especificaciones siguientes se aplicarán a estructuras donde el diseño se hará con un factor  $Q$  de 3 o 4, que son las que se consideran en general "estructuras dúctiles". Las estructuras diseñadas con  $Q$  igual a 2 o menor, aunque estrictamente sí desarrollan un trabajo dúctil no suelen mencionarse como tales, debido que para desarrollar su capacidad de ductilidad no requieren requisitos tan exigentes; estas estructuras sólo se diseñarán de acuerdo a los requisitos generales de las NTC-C.

## 1.- REQUISITOS ESPECIALES

Para identificar las estructuras diseñadas con  $Q=3$  o  $4$ , se utiliza la siguiente tabla:

ELEMENTOS ESTRUCTURALES	CORTANTE RESISTENTE	Q
Únicamente marcos	$V_r \text{ marcos} = V_r \text{ total}$	4
Marcos + muros de concreto (que cumplan 4.5.2, incluyendo b)	$V_r \text{ marcos} \geq 0.5 V_r \text{ total}$	4
Marcos + contravientos (que cumplan 4.6)	$V_r \text{ marcos} \geq 0.5 V_r \text{ total}$	4
Marcos + muros de concreto (que cumplan 4.5.2, incluyendo b)	$V_r \text{ marcos} \leq 0.5 V_r \text{ total}$	3
Marcos + contravientos (que cumplan 4.6)	$V_r \text{ marcos} \leq 0.5 V_r \text{ total}$	3

Se utilizará  $Q=4$  cuando la estructura esté formada únicamente por marcos de concreto. También se utilizará  $Q=4$  cuando la estructura esté formada por marcos de concreto y muros de cortante o marcos de concreto y contravientos, donde el cortante resistente de los marcos únicamente, sea capaz de resistir más del 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

Se utilizará  $Q=3$  cuando la estructura esté formada por marcos de concreto y muros de cortante o marcos de concreto y contravientos, donde el cortante resistente de los marcos únicamente, sea menor al 50 por ciento de la fuerza cortante sísmica actuante.

Todos los marcos dúctiles, deberán diseñarse para resistir una fuerza cortante mayor del 25 por ciento de la fuerza cortante que este marco resistiría si estuviese aislado del resto de la estructura.

## 2.- MATERIALES

Concreto:

El concreto que se utilizará para marcos dúctiles deberá tener una resistencia a la compresión no menor de  $f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ ; en general se recomienda utilizar concretos de resistencias  $f'_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ , ya que con esto se asegura el empleo de concretos clase 1, que además de tener mejor calidad, reducirá las deflexiones de la estructura, debido a que su módulo de elasticidad será mayor.

Acero de refuerzo:

Se deberán utilizar barras de acero corrugadas con  $f_y \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$ , que tengan una zona de fluencia amplia; en general, en México se utilizan aceros de grado 42 con bajo contenido de carbón y con las características anteriores, que facilita el uso de soldadura. Para cualquier tipo de acero que se utilice en estructuras dúctiles se deberá cumplir que:

$$f_y \text{ real} \leq f_y \text{ especificada} + 1300 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{y} \quad f \text{ max} \leq 1.25 f_y \text{ real}$$

### 3.- MIEMBROS A FLEXION ( $P_u \leq f'c A_g/10$ )

Requisitos geométricos:

-El peralte total de la trabe será (ver fig 2.5):

$$h = d + r, \text{ donde: } d \text{- peralte efectivo, y } r \text{-recubrimiento}$$

-Si  $L$  es el claro del miembro en flexión, el peralte efectivo de la trabe deberá cumplir:

$$d \leq L/4$$

-Asimismo, el ancho de la viga deberá cumplir con:

$$b \geq L/30$$

$$b \geq 25 \text{ cm}$$

$$b \leq c_1 \text{ y } c_2 \text{ (el ancho de las columnas a las que se une)}$$

-También se deberá cumplir:

$$h \leq 3b$$

Refuerzo longitudinal:

Todos los miembros a flexión en marcos dúctiles contarán, en todas sus secciones, con acero de refuerzo longitudinal, tanto en el lecho inferior, como en el lecho superior.

$$A_s \text{ mín} \leq \text{Acero en lecho inferior ó superior} \leq A_s \text{ máx.}$$

$$A_s \text{ mín} = 2 \text{ varillas de } 4/8" \text{ o } 0.7 \sqrt{f'c} b d / f_y$$

$$A_s \text{ máx} = 0.75 A_s \text{ balanceada (solo para acero en tensión)}$$

El momento resistente positivo  $\geq 50$  por ciento del momento resistente negativo para cualquier sección. Los momentos resistentes positivos y negativos en cualquier sección, serán al menos el 25 por ciento del momento resistente máximo que se tenga en los extremos (ver fig 2.6).

Las uniones de barras del refuerzo longitudinal se pueden hacer con: traslapes, soldadura o con dispositivos mecánicos. No se permiten uniones a base de traslapes en las zonas críticas especificadas en 5.2.2 (fig 4). Solo se podrán formar paquetes de dos barras cada uno. Las uniones soldadas o con dispositivos (ver fig 2.7 y 2.8) se deberán hacer en barras adyacentes separadas por lo menos 60 cm; cuando se trate de barras alternadas se podrán hacer en cualquier parte de la sección.

### Refuerzo transversal (estribos):

Para las zonas críticas definidas en 5.2.3: dentro de los nudos (zona I); a una distancia de dos veces el peralte del miembro, medida desde el paño de la columna (zona II); y en aquellas zonas donde es factible que aparezcan articulaciones plásticas (zona III) (ver fig 2.9), la separación máxima será la menor de las siguientes:

- $s \leq 0.25 d$
- $s \leq 8 \phi$  de la varilla longitudinal más delgada
- $s \leq 24 \phi$  del estribo
- $s \leq 30 \text{ cm}$

Para las zonas convencionales (las que no son críticas), la separación máxima será:

- $s \leq 0.5 d$
- $s \leq$  separación requerida por fuerza cortante

Los estribos a los que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de  $135^\circ$ .

### Requisitos para fuerza cortante:

Es necesario asegurar que la falla por cortante, en los miembros a flexión, se presente posteriormente a la formación de las articulaciones plásticas ubicadas en los extremos de las vigas. Para todos los elementos se debe cumplir que:

$$V_u \leq V_{cr} + V_{sr}$$

donde:

- $V_u$ .- Cortante actuante último
- $V_{cr}$ .- Cortante resistente por el concreto
- $V_{sr}$ .- Cortante resistente por el acero

$$\text{si } p \leq 0.01, V_{cr} = FR \cdot b d (0.2 + 30p) \sqrt{f^*c}$$

$$\text{si } p > 0.01, V_{cr} = FR \cdot 0.5 b d \sqrt{f^*c}$$

$$V_{sr} = (FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d) / s$$

$V_u$  se podrá obtener del análisis estructural elástico, a partir de las cargas de servicio factorizadas. Como opción válida se acepta que  $FR=0.6$  para el cálculo de  $V_{cr}$  y  $V_{sr}$ .

#### 4.- MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION ( $P_u > f'_c A_g/10$ )

Requisitos geométricos:

Las dimensiones mínimas de los elementos dependerán de la altura de entrepiso  $H$ ;  $b$  será la dimensión menor de la sección y  $h$  la dimensión mayor de la sección (ver fig 2.10). Se debe cumplir que:

$$b \geq 30 \text{ cm}$$

$$b \geq H/15$$

$$b \leq 2.5 h$$

Ademas que:  $A_g \geq P_u/(0.5 f'_c)$ , donde  $A_g = bh$

Resistencia mínima a la flexión:

Para lograr un adecuado comportamiento de la estructura sometida a las acciones de sismos de magnitudes importantes será necesario que las columnas de un nudo en conjunto tengan mayor capacidad a flexión que las trabes, para lograr que las articulaciones plásticas se formen en estas últimas; esto es, que las columnas sean fuertes y las vigas débiles. Lo anterior se satisface, según el código, si  $\Sigma M_{r, \text{cols}} \geq 1.5 \Sigma M_{r, \text{vigas}}$ . Los momentos resistentes en vigas y columnas, se calcularán a partir de los armados disponibles. Como opción adicional para cumplir con este requisito se permitirá utilizar  $F_r = 0.6$  al diseñar el área longitudinal de las columnas.

Refuerzo longitudinal:

La cuantía del refuerzo longitudinal se encontrará entre los siguientes límites:

$$0.01 \leq p \leq 0.04 \quad ( p = A_s / bd )$$

Solo se permitirán paquetes formados por dos barras. Las uniones de barras, al igual que en el caso de elementos a flexión, podrán ser por traslape, soldadura o dispositivos mecánicos (ver fig 2.11 y 2.12). Las uniones por medio de traslape, solo se podrán realizar a la mitad de la altura del elemento.

En el caso de las uniones soldadas o con dispositivo mecánicos, cuando se trate de tenerse barras alternadas, se podrá hacer en cualquier parte de la sección; en el caso de barras adyacentes, éstas deberán de tener una separación mínima de 60 cm.

Refuerzo transversal:

El refuerzo transversal de elementos a flexocompresión deberá cumplir con 4.2.3 y 5.3.5. El acero utilizado para el refuerzo transversal deberá presentar un esfuerzo de fluencia  $f_y \leq 4200$

kg/cm<sup>2</sup>. El refuerzo transversal en columnas dependerá de la zona en la que se encuentre, colocándose mayor refuerzo en las zonas críticas de la columna, descritas en 5.3.4 (ver fig 2.13).

Es necesario que en estas zonas críticas el área de acero (ver fig 2.14) no sea menor que:

$$A_{shx,y} \geq 0.3 (A_g/A_c - 1) f'_c/f_y (s * h_{cx,y})$$

$$A_{shx,y} \geq 0.12 f'_c/f_y (s * h_{cx,y})$$

donde:

$A_{shx,y}$  .- Área de acero de estribos más grapas en direcciones "x" y "y", respectivamente

$A_c$  .-  $h_1 * b_1$

$A_g$  .-  $h * b$

$s$  .- Separación del refuerzo transversal en "x" y "y"

$h_{cx,y}$  .- Dimensiones del núcleo, normal al refuerzo

Es necesario que todos los estribos que forman el refuerzo transversal (ver figs 2.14 y 2.15) sean cerrados, de una sola pieza, sencillos o sobrepuestos, con un diámetro mínimo de 0.95 cm, y que cumplan las especificaciones de remate señaladas para miembros a flexión; pueden completarse con grapas del mismo diámetro e igual separación (rematadas a 135°). La separación máxima del refuerzo transversal, deberá ser menor o igual que la cuarta parte de la dimensión mínima de la sección transversal del elemento y de 10 cm.

Para las secciones transversales de las zonas convencionales se deberá cumplir con 4.2, donde se mencionan algunas de las siguientes especificaciones:

El refuerzo transversal de toda columna, no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, según sea el caso.

Para evitar el pandeo de las varillas longitudinales, los estribos o zunchos deberán tener una separación no mayor de  $850/\sqrt{f_y}$  veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete, 48 diámetros de la barra del estribo, ni que la mitad de la dimensión menor de la columna.

La separación anterior se reducirá a la mitad en las zonas de arriba y abajo de cada unión de la columna con traveses o losas, en una longitud no menor de: 60 cm, la dimensión mayor transversal de la columna, ni de un sexto de la altura libre.

Capacidad a fuerza cortante:

En elementos sujetos a flexocompresión, igual que en el caso que en los elementos en flexión, la fuerza cortante resistente se define como la suma de la capacidad a fuerza cortante del concreto simple más la capacidad a fuerza cortante del refuerzo transversal.

Si la fuerza cortante última actuante debida al sismo es menor que la mitad de la fuerza cortante última actuante total, entonces la fuerza cortante resistente se define como se indicó en el párrafo anterior. Pero si la fuerza cortante última actuante debida al sismo es mayor o igual que la mitad de la fuerza cortante última actuante total, se desprecia la contribución del concreto simple.

## 5.- UNIONES VIGA-COLUMNA

Se le llama unión viga-columna al nudo que forman estos elementos, perteneciente a ambos (ver fig 2.16)

Refuerzo longitudinal:

El acero de refuerzo longitudinal de las columnas deberá continuarse a través del nudo (ver fig 2.17). Las uniones viga-columna deberán contar con el refuerzo transversal que cumpla con los criterios ya mencionadas para elementos a flexión y flexocompresión; esto es, deberán cumplir los requerimientos para confinar el núcleo del concreto, así como tener capacidad para resistir la fuerza cortante actuante.

Requisitos por fuerza cortante:

Se deberá revisar la capacidad a cortante de la unión viga-columna en cada una de las direcciones de los ejes coordenados del plano crítico (ver fig 2.18). Los cortantes actuantes últimos ( $V_{uax}$  y  $V_{uay}$ ) en ese plano, deberán ser menores o iguales que los cortantes resistentes correspondientes ( $V_{rx}$  y  $V_{ry}$ ).

La fuerza cortante resistente, correspondiente al plano crítico del nudo, se establece de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{- Nudos confinados: } & V_{rx} = 5.5 FR \sqrt{f^*c} \quad b_e h \\ \text{- Otros nudos: } & V_{ry} = 4.5 FR \sqrt{f^*C} \quad b_e h \end{aligned}$$

donde:

$b_e$  = Ancho efectivo del nudo

$h$  = Dimensión transversal en la dirección de la fuerza

$$b_e = (b_1 + b_2 + b_c)/3 \leq b_1 + h \quad \text{y} \quad \leq b_2 + h$$

Anclaje del refuerzo longitudinal en columnas extremas:

Se prolongará dicho refuerzo (ver fig 2.19) hasta un plano cercano a la cara más alejada de la columna; en este plano se hará un doblé de las barras a  $90^\circ$ , seguido por un tramo recto no menor de 12 veces el diámetro de la propia varilla.

Relación de los peraltes de los miembros estructurales que llegan a cada nudo y los diámetros de las varillas longitudinales:

Para evitar que se presenten fallas por falta de adherencia en las barras longitudinales, tanto de las trabes como de las columnas, se deben cumplir las siguientes relaciones:

$$hc / dbv \geq 20$$

$$hv / dbc \geq 20$$

donde:

hc = Dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de la viga considerada

hv = Peralte de la viga

#### **2.1.4.b Especificaciones para marcos dúctiles de acero**

Las siguientes especificaciones indican los principales requisitos que debe satisfacer un marco rígido de acero estructural para ser considerado como marco dúctil, según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Acero (NTC-A) del RDF-87. Tal como en el caso de las especificaciones para marcos dúctiles de concreto, estos requisitos se aplican a marcos rígidos diseñados con un factor de comportamiento sísmico "Q" igual a 4 o 3.

### **I.- REQUISITOS GENERALES**

Tanto para estructuras formadas únicamente por marcos, como estructuras formadas por marcos y contravientos o muros, cada uno de los marcos se diseñará para resistir por lo menos el 25 por ciento de la fuerza cortante que le correspondería si este trabajara aislado del resto de la estructura.

La gráfica esfuerzo de tensión-deformación del acero utilizado, deberá tener una zona de fluencia de deformación creciente bajo esfuerzo prácticamente constante, correspondiente a un alargamiento máximo mayor de 1 por ciento, seguida de una zona de endurecimiento por deformación. El alargamiento correspondiente a la ruptura deberá ser mayor por lo menos en 20 por ciento.

### **2.- MIEMBROS EN FLEXION**

Requisitos geométricos:

Todas las vigas deben ser de sección transversal I o rectangular hueca, excepto en el caso de vigas de alma abierta (armaduras).

El claro libre de las vigas deberá ser mayor que 5 veces el peralte de la sección transversal. El ancho de los patines de las trabes será menor o igual que el ancho del patín o el peralte del alma de la columna a la que se conectan.

Las secciones transversales de las vigas deberán ser del tipo 1, especificadas en 2.3.1 y 2.3.2. Sin embargo, se permitirá que la relación ancho/grueso del alma llegue a  $5300/\sqrt{f_y}$ , si en las zonas de formación de articulaciones plásticas se toman las medidas necesarias para impedir que el pandeo local se presente antes de la formación del mecanismo de colapso.

Las secciones deberán tener dos ejes de simetría, uno vertical en el plano que actúan las cargas gravitacionales y otro horizontal. Cuando se utilicen secciones a base de placas que forman patines y alma, la soldadura que las une deberá ser continua en toda su longitud. Cuando se tengan elementos de resistencia variable, ninguna sección deberá tener una resistencia menor del 25 por ciento de la resistencia de la sección en los extremos de la viga. En estructuras soldadas deberán evitarse agujeros en la zona de formación de articulaciones plásticas.

Cuando se utilicen aceros con  $F_u \leq 1.5 f_y$ , no se permitirá la formación de articulaciones plásticas en las zonas donde se hayan hecho agujeros en los patines. No se permitirán empalmes de ningún tipo en zonas de formación de articulaciones plásticas.

#### Requisitos para fuerza cortante:

Es importante que en los elementos que trabajan a flexión no se presenten fallas por cortante antes de que se formen las articulaciones plásticas asociadas al colapso. Una opción que permiten las normas para la revisión por cortante de los elementos consiste en utilizar las fuerzas cortantes últimas obtenidas del análisis, pero utilizando un factor de resistencia  $FR = 0.70$ .

#### Contraventeo lateral:

Deberán soportarse lateralmente todas las secciones transversales de las vigas en las que puedan formarse articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso. La distancia entre secciones soportadas lateralmente no será mayor de  $L_p = 1250 F_y / \sqrt{F_y}$ , al lado de la articulación plástica en los extremos de la viga, y a ambos lados cuando ésta aparezca en una sección intermedia. Lo anterior es válido para secciones I o H. En las zonas que se mantienen en el intervalo elástico, dicha separación podrá ser mayor que  $L_p$ , pero estará limitada a  $L_u$  según 3.3.2.2.

Cuando se cuente con sistema de piso, que proporcione soporte lateral a los patines superiores, el desplazamiento del patín inferior podrá evitarse por medio de atiesadores verticales unidos a los patines y el alma.

### **3.- MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION**

Requisitos geométricos:

En secciones rectangulares huecas la relación entre dimensión mayor transversal y relación menor será menor de 2. La dimensión menor será de 20 cm o más. La relación de esbeltez máxima en columnas no excederá de 60.

Resistencia mínima en flexión:

Las resistencias en flexión de las columnas que concurren en el nudo deberán satisfacer el inciso 5.8.5. Como opción adicional se permitirá diseñar, tomando los elementos mecánicos últimos del análisis, utilizando  $FR=0.7$  en lugar de 0.9.

Requisitos para fuerza cortante:

Es importante que los elementos a flexocompresión no fallen prematuramente por fuerza cortante. La fuerza cortante de diseño se podrá obtener a partir de las fuerzas factorizadas obtenidas del análisis y utilizando  $FR=0.7$ .

### **4.- UNIONES VIGA-COLUMNA**

Las uniones viga-columna deberán satisfacer las recomendaciones de la sección 5.8, para cualquier tipo de conexión rígida.

### **5.- VIGAS DE ALMA ABIERTA (ARMADURAS)**

Las armaduras podrán usarse como parte de los marcos dúctiles, siempre y cuando se diseñen de manera que en cada unión armadura-columna, la resistencia proporcionada por las armaduras sea igual o mayor que 1.25 veces la resistencia de las columnas. Los elementos de las armaduras que estén sometidos a compresión o flexocompresión deberán diseñarse con  $FR=0.7$ ; habrán de considerarse los efectos del sismo en las dos direcciones. En los edificios de más de un piso, la acción en las columnas debido a fuerzas axiales no será mayor que  $0.3F_y$ . En el diseño de conexiones de las columnas con las cuerdas de las armaduras deberá considerarse el flujo plástico de las cuerdas.

## 2.2 Análisis sísmico inelástico

### 2.2.1 Justificación del análisis inelástico

Los criterios actuales de diseño por sismo, en general se basan en análisis elásticos, y toman en cuenta el comportamiento inelástico de las estructuras por medio del factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ), que se utiliza para reducir las fuerzas sísmicas en los análisis estáticos, y las ordenadas de los espectros de respuesta elástica para el caso de análisis dinámico, como ya se mencionó en 2.1.1. Este criterio para tomar en cuenta la energía del sismo que se disipa por comportamiento inelástico, no es estrictamente válido, pero resulta suficientemente bueno para fines de diseño. Para predecir el comportamiento sísmico inelástico con mayor detalle, es necesario que la estructura se someta a un análisis inelástico paso a paso, donde se simula la excitación de algún sismo específico.

Este trabajo pretende ir más allá del diseño de dos estructuras, en el que normalmente se busca la más económica, a partir de las secciones y armados necesarios de cada elemento; se busca conocer el comportamiento "real" de las estructuras ante un sismo intenso. Esto es, se pretende conocer la forma en que se presenta el comportamiento inelástico, para verificar a lo que nos conduce el RDF-87, y revisar la filosofía que él mismo persigue. Solo mediante un análisis sísmico inelástico se puede prever el nivel de daños que se podría presentar, lo cual es un parámetro muy importante de comparación en el comportamiento general de las dos estructuras de este trabajo. A partir de este tipo de análisis y de la verificación con los daños reales de las estructuras, se puede llevar a cabo el proceso interactivo y cíclico que permita tener mayor cuidado en el detallado de ciertas zonas o puntos de la estructura donde se tendrán mayores demandas de ductilidad, así como verificar los códigos y la efectividad de éstos.

Así, se trata de una comparación a partir del comportamiento sísmico inelástico de las dos estructuras (con y sin diagonales). Con este tipo de estudio se pretende estudiar y conocer los principales parámetros que nos conducen al diseño con el cual se puede evaluar la economía de una estructura sobre la otra.

El método de análisis inelástico más utilizado se basa en un análisis paso a paso por integración directa de las ecuaciones de equilibrio. También se han desarrollado nuevas soluciones y programas, los cuales resuelven el problema inelástico, tomando en cuenta los modos de vibrar de la estructura; en este tipo de soluciones se tienen aproximaciones importantes. El método de integración directa paso a paso sigue siendo el más común para análisis inelásticos, por cuestiones principalmente de economía en el proceso y en el equipo de cómputo requerido.

Actualmente existen varios programas de cómputo para el análisis inelástico; algunos solo analizan las estructuras en dos dimensiones (marcos planos), como el DRAIN-2D, que será el que utilizaremos en este trabajo. Pocos realizan análisis tridimensionales, como el DRAIN-TABS y el ANSR.

Las características de regularidad y de simetría de las estructuras de este trabajo permiten que sea suficiente un análisis a partir de marcos planos, como el que realiza el DRAIN-2D.

## 2.2.2 Análisis paso a paso por integración directa

A continuación se hará una breve descripción del método de integración directa paso a paso que realiza el DRAIN-2D. Este método para análisis dinámico calcula la respuesta de la estructura ante un movimiento del terreno, descrito por un acelerograma dado.

Como cualquier modelo, será necesario idealizarlo por medio de barras conectadas por nudos. Para cada elemento se establece una ley de variación entre carga y deformación, donde los valores de carga pueden ser fuerzas axiales o momentos flexionantes, y los de deformación serán extensiones o rotaciones. A partir de las propiedades no lineales del elemento se idealiza el comportamiento inelástico; algunos programas permiten idealizaciones más complejas del comportamiento inelástico, como el modelo de takeda, etc. A partir de las rigideces iniciales de cada elemento, se obtiene la matriz de rigideces inicial de la estructura.

El método se basa en una discretización en el dominio del tiempo, en pequeños intervalos  $\Delta t$ ; aunque el comportamiento general de la estructura es inelástico, para cada intervalo  $\Delta t$  se supone un comportamiento elástico, sin perder la historia de fuerzas y deformaciones del intervalo anterior. Para un determinado instante se puede suponer una recta tangente al punto inicial o se puede considerar una recta secante al punto inicial y final (ver fig 2.20); el método de recta tangente nos proporciona mayor economía en el proceso, y si se discretiza en intervalos suficientemente pequeños se obtienen buenas aproximaciones.

Partiendo del principio de equilibrio, para cada intervalo de tiempo  $\Delta t$  se debe resolver la ecuación de equilibrio dinámico definida por:

$$F_i(t) + F_d(t) + F_e(t) = R(t)$$

La cual se puede escribir como:

$$M \, du(t) + C \, du(t) + K(t) \, du(t) = df(t)$$

donde:

M .- Matriz de masas

C .- Matriz de amortiguamiento de Raleigh

K(t).- Matriz de rigideces (en análisis inelásticos es variable, y depende del nivel de sollicitaciones)

du(t).- Vector diferencial de desplazamientos

du(t).- Vector diferencial de velocidades

du(t).- Vector diferencial de aceleraciones

df(t).- Vector diferencial de sollicitaciones (aceleraciones del terreno)

El problema consiste en encontrar los valores de aceleración, velocidad y desplazamientos, para cada intervalo que satisfacen la ecuación; los valores de aceleración del suelo se obtienen

directamente del acelerograma. Para cada intervalo, los valores que satisfacen la ecuación representan un estado de la estructura y una cierta configuración deformada para ese instante.

El procedimiento de integración directa a partir del acelerograma consiste en lo siguiente:

En la integración directa existen dos modalidades (ver fig 2.21). La primera considera una variación lineal de la aceleración en cada intervalo, y la segunda supone un valor constante de la aceleración, tomando el valor promedio de las aceleraciones en los extremos del intervalo.

El método de aceleraciones constantes (ver fig 2.21 A) simplifica los cálculos, ya que al integrar las aceleraciones obtenemos una variación lineal en las velocidades y al integrar velocidades obtenemos una variación cuadrática de los desplazamientos; el método siempre converge evitando inestabilidad en el proceso numérico.

El método de aceleraciones variables aumenta el grado de complejidad (ver fig 2.21 B), ya que se obtendrá una variación cuadrática de las velocidades al integrar la aceleración, y una variación cúbica de los desplazamientos al integrar la velocidad; lo anterior en el proceso numérico representa una gran diferencia con el método anterior.

De utilizar el método de aceleraciones constantes, en la ecuación de equilibrio dinámico para un instante (t) tenemos:

$$[ M ] ( \Delta \ddot{x}_t ) + [ C ] ( \Delta \dot{x}_t ) + [ K_t ] ( \Delta x_t ) = ( \Delta P_{t+\Delta t} )$$

donde:

$[ M ] =$  matriz de masas

$[ C ] =$  matriz de amortiguamiento

$[ K_t ] =$  matriz de rigideces ( variable )

$( \Delta P_{t+\Delta t} ) =$  vector incremento de fuerzas en  $t+\Delta t$

$( \Delta \ddot{x}_t ) =$  vector de incrementos de aceleraciones en  $t$

$( \Delta \dot{x}_t ) =$  vector incremento de velocidades en  $t$

$( \Delta x_t ) =$  vector incremento de desplazamientos en  $t$

Después de calcular los incrementos de velocidad, a partir del incremento de aceleraciones, y el de desplazamientos a partir del de velocidades, tenemos el incremento de las aceleraciones

(constante), de las velocidades (lineal), y de los desplazamientos (cuadrático), los que sustituimos en la ecuación anterior. Al hacer lo anterior nos queda que:

$$\left( \frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t} \right) [M] + \left( \frac{2\beta}{\Delta t} + 1 \right) [K_c] [\Delta x] = [\Delta P] + [M] (2\dot{x}_o + \frac{4}{\Delta t} x_o + 2\alpha \dot{x}_o) + \beta [K_c] (2x_o)$$

donde  $\alpha$  y  $\beta$  son las constantes de amortiguamiento, según el criterio de Raleigh.

Después de ordenar, tenemos el incremento de desplazamientos en los nudos de la estructura, y de éstos se obtendrá posteriormente las velocidades y aceleraciones:

$$(\Delta x) = \frac{1}{2\beta/\Delta t + 1} (\Delta x_o + 2\beta \dot{x}_o)$$

$$(\Delta \dot{x}) = -2\dot{x}_o + \Delta x \frac{2}{\Delta t}$$

$$(\Delta \ddot{x}) = -2\ddot{x}_o \frac{4}{\Delta t} + \Delta x \frac{4}{\Delta t^2}$$

Para cada intervalo los valores iniciales y finales de las aceleraciones, serán obtenidos del acelerograma dado. Para el siguiente intervalo de tiempo, los desplazamientos y velocidades iniciales serán obtenidos del paso anterior.

Todos los efectos que se producen en la estructura se van agregando a los del paso anterior, por lo que a este tipo de análisis se le llama "análisis en la historia de tiempo". Después de obtener las fuerzas internas, se revisa la relación carga-deformación previamente asignada a cada elemento, y se obtendrá la misma o una nueva rigidez del elemento, modificando la matriz de rigideces para el siguiente intervalo. Nuevamente se resolverá la ecuación de equilibrio dinámico, hasta terminar con la duración total. El procedimiento se repite hasta el último intervalo  $\Delta t$ , y se resuelve la ecuación de equilibrio dinámico para cada intervalo.

Con este tipo de análisis se pueden obtener historias de los desplazamientos de todos los nudos e historias de solicitaciones (momentos o fuerzas) para los extremos de cualquier elemento definido como parte de la estructura de interés.

### 2.2.3 Características y modelado con el DRAIN-2D

El DRAIN-2D se desarrolló en la Universidad de California en Berkeley, para determinar la respuesta dinámica inelástica de estructuras en dos dimensiones (marcos planos), utilizando el método de integración paso a paso por aceleraciones constantes, descrito anteriormente.

#### Características más importantes del DRAIN-2D:

- Análisis en dos dimensiones.
- La estructura se idealiza por medio de elementos, los cuales estarán unidos por nudos.
- Cada nudo tiene tres grados de libertad: desplazamiento vertical y horizontal, y giro.
- Algunos desplazamientos se pueden especificar como nulos, y el desplazamiento de varios nudos puede declararse idéntico, lo que reduce el número de ecuaciones por resolver, optimizando el proceso de cálculo.
- Existen 5 tipos de elementos: armadura, viga-columna, panel, conexión semi-rígida y viga.
- El programa realiza un análisis dinámico en la historia del tiempo a partir de un acelerograma.
- Permite la opción de análisis estático, pero en este sólo considera comportamiento elástico a partir de las rigideces iniciales de los elementos.
- Los comportamientos no-lineales que maneja el programa pueden ser elasto-plástico, bilineal y con degradación de rigidez.
- El programa puede considerar efectos  $P-\Delta$ , mediante un análisis aproximado, modificando la rigidez geométrica.
- Para elementos viga-columna el programa considera, mediante un procedimiento aproximado, los efectos de la interacción M-P.

#### Características del elemento viga-columna:

- El elemento viga-columna puede orientarse en cualquier dirección en el plano x-y.
- Las deformaciones en los elementos pueden ser por flexión, cortante y axiales.

- Las articulaciones plásticas solo se pueden formar en los extremos del elemento.
- Cuando se piense que puede haber formación de articulaciones plásticas en secciones intermedias, será necesario modelar de forma más fina.
- Se puede modelar en una forma burda la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo por medio de una rigidez muy pequeña de la segunda pendiente, posterior a la formación de la articulación plástica.
- Toma en cuenta la interacción momento flexionante-carga axial en el elemento.
- Considera el efecto de cargas estáticas, por medio de fuerzas aplicadas en los extremos y en el claro de los miembros.
- El programa considera los efectos causados por grandes desplazamientos, por medio de la rigidez geométrica.
- La articulación plástica se formará cuando el momento en la componente elasto-plástica alcanza su momento de fluencia o cuando alguna combinación momento flexionante-carga axial llegue a la superficie de interacción, previamente especificada.

---

## 3. MODELACION Y CALCULO DE LA RESPUESTA ELASTICA

---

### 3.1 Características de las estructuras

El objetivo de este trabajo es comparar la respuesta sísmica del mismo edificio con dos diferentes estructuraciones, las cuales no son más que dos posibles alternativas de estructuración del mismo edificio; esto es, las características generales de ambos casos (dimensiones, forma de la planta, uso, altura, etc. ) son las mismas.

Para poder ser comparables, ambas estructuras se diseñaron de acuerdo a la filosofía general del RDF-87, que trata de llevarnos a diseños económicos, utilizando la capacidad de ductilidad que la estructura puede desarrollar. Las diferencias en las dos estructuraciones son las siguientes (ver fig 1.1):

- Caso A: Estructura formada por marcos de concreto reforzado; los muros se consideran como no estructurales y el sistema de piso está formado por losas macizas junto con las vigas de concreto coladas monolíticamente. También se cuenta con vigas secundarias a mitad de los claros.
- Caso B: Estructura formada por marcos de concreto reforzado, y un sistema de contraventeo a base de diagonales de acero en forma de K; las secciones de columnas y traveses de concreto se redujeron con respecto al caso A aprovechando la capacidad para resistir cargas laterales proporcionada por las diagonales. Los muros y el sistema de piso son iguales al caso A.

La planta del edificio (ver fig 3.1) es rectangular. Cuenta en la dirección corta, que denominaremos X, con 3 crujeas de 8 m y en la dirección Y con cuatro crujeas de 8 m. Tiene

9 niveles arriba de la planta baja, con alturas de entrepiso constantes de 3.5 m, excepto en el entrepiso PB-N1 que tiene una altura de 7.5 m. Cuenta con un cajón de cimentación, con un nivel para sótano, y otro para la retícula de las contratrabes. Los pilotes son de fricción.

El uso que se le dará a la estructura será de oficinas, clasificándose de acuerdo al RDF-87 dentro del grupo B.

El edificio se desplantará en la zona III (lacustre) de la Ciudad de México; debido a ésto se considerarán los efectos de interacción suelo-estructura, por la baja rigidez proporcionada por el suelo a la estructura. Se incluyen dichos efectos según lo mencionan las NTC-Sismo, lo cual implica un aumento en la flexibilidad de la estructura con respecto a la condición de base fija.

De acuerdo a la sección 5 de las NTC-Sismo, para el caso A se consideró un factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ ; la resistencia se proporcionará con marcos dúctiles, sin muros y contravientos. Para el caso B se consideró  $Q=3$ , debido a las restricciones en dichas normas para este tipo de estructuraciones con contravientos.

Se revisaron los requisitos de irregularidad de la sección 6 de las NTC-Sismo y se concluyó que es una estructura regular; esto es, no será necesario reducir el factor de comportamiento sísmico por 0.8. De acuerdo a las características del sistema de piso, se consideró que las losas se comportan como diafragmas rígidos en su plano.

Los elementos no estructurales están desligados de la estructura, por lo que se permitirá como valor límite  $\Delta_r / h_i \leq 0.012$ , para revisar el estado límite de servicio (desplazamiento).

Las características de los materiales empleados fueron:

Concreto  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (concreto clase I)

$$E_c = 14,000 \sqrt{f'c}; \nu = 0.2$$

Acero de refuerzo  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

$$E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

Acero estructural (diagonales)  $f_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$

$$E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$$

## 3.2 Modelación de las estructuras

Para obtener las solicitaciones de diseño de la estructura se hizo un análisis modal espectral, de acuerdo a la sección 2 de las NTC-Sismo, mediante el programa de análisis tridimensional ETABS, descrito en el capítulo 2.

Para considerar las cargas verticales (muertas y vivas) en la estructura se realizó una bajada de cargas para todos los niveles, según áreas tributarias; las cargas utilizadas se pueden ver en las tablas 1 a 3.

Los valores de masa traslacional y rotacional de cada nivel para los análisis dinámicos se calcularon según:

$$m_t = W_i / g \quad y \quad m_r = m_t (a^2 + b^2) / 12$$

donde:

- $W_i$  = Peso de cada nivel (t)
- $g$  = Aceleración de la gravedad (981 cm/s<sup>2</sup>)
- $a$  = Dimensión longitudinal (dirección Y)
- $b$  = Dimensión transversal (dirección X)

Se utilizó el espectro de diseño propuesto en las secciones 3 y 4 de las NTC-Sismo, que reducido por el factor de comportamiento sísmico (ver fig 2.4), queda definido por:

$$\begin{array}{ll} \text{CASO A:} & T < 0.6 \text{ s} & a = 0.10 \text{ g} \\ (Q=4) & 0.6 \text{ s} < T < 3.9 \text{ s} & a = 0.10 \text{ g} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{CASO B:} & T < 0.6 \text{ s} & a = (0.055 T + 0.10) \text{ g} \\ (Q=3) & 0.6 \text{ s} < T < 3.9 \text{ s} & a = 0.133 \text{ g} \end{array}$$

Para la combinación de las respuestas máximas modales se utilizó el método CQC (Complete Quadratic Combination), que considera el posible caso de que se acoplen los modos; en la estructura de estudio, debido a su geometría regular y simétrica, no es probable que se presente esta situación.

Para la obtención de los elementos mecánicos de diseño y los desplazamientos laterales máximos, se revisó que el cortante basal obtenido del análisis dinámico no fuera menor que  $0.8 W_o/a Q'$ ;

tomandose en cuenta lo anterior se hicieron los ajustes necesarios, de acuerdo a la sección 9.3 de las NTC-Sismo.

Se tomaron en cuenta los efectos de torsión y los efectos bidireccionales del sismo (100% del sismo en una dirección más el 30 por ciento del sismo en la dirección ortogonal).

Para el diseño de elementos estructurales se utilizaron los requisitos generales de diseño de las NTC-Concreto y NTC-Acero para el caso de las diagonales, así como los requisitos para marcos dúctiles de las mismas ya comentados en el capítulo 2.

### 3.3 Respuestas del análisis modal espectral

A continuación se presentan las respuestas sísmicas globales de las estructuras, de los casos A y B, obtenidas de un análisis modal espectral tridimensional, de acuerdo al RDF-87; este tipo de resultados son los que se obtendrán comunmente en un despacho de cálculo para diseñar la estructura. Los resultados se presentan por separado para los casos A y B; posteriormente, en el capítulo 5 se comentarán las comparaciones y las diferencias más importantes entre ambos.

#### 3.3.1 Caso A ( Marcos de concreto únicamente )

##### 3.3.1.1 Periodos de vibración

A continuación se muestran los periodos fundamentales de vibración para cada dirección, considerando la interacción suelo-estructura. Para fines de diseño se tomaron en cuenta únicamente los modos con periodo superior a 0.2 s. Los periodos fundamentales son del orden de 0.15 veces el número de niveles, valor que resulta común para aquellas estructuras en que se revisan los desplazamientos ante el estado límite de servicio para 0.012.

PERIODOS FUNDAMENTALES CASO A		
MODO	PERIODO (s)	DIRECCION
1	1.576	X
2	1.522	Y
3	1.081	ROT Z

### 3.3.1.2 Desplazamientos laterales máximos totales

En las figs 3.2 y 3.3 se tienen los desplazamientos dinámicos y estáticos máximos totales para cada nivel; se observan incrementos en el valor de los desplazamientos estáticos aproximadamente de 40 por ciento con respecto de los del dinámico modal espectral. La tabla siguiente muestra los valores máximos de azotea, para cada dirección y tipo de análisis. Dichos valores ya están multiplicados por el factor de comportamiento sísmico  $Q=4$ .

DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN AZOTEA $\Delta_{m\acute{a}x}$		
DIRECCION	TIPO DE ANALISIS	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (cm)
X	Estático	51.9
X	Dinámico	36.7
Y	Estático	48.2
Y	Dinámico	34.2

### 3.3.1.3 Desplazamiento relativo / Altura de entrepiso, $\Delta r_i / h_i$

El valor  $\Delta r_i / h_i$  es un parámetro muy importante para medir el nivel de daños en la estructura; nos indica el grado de distorsión sufrido por el entrepiso, que son los que suelen producir mayores daños a los elementos no estructurales.

En las figs 3.6 y 3.7 se observa que los  $\Delta r_i / h_i$  del análisis estático rebasan el límite permisible de 0.012, en ambas direcciones; lo anterior no ocurre con los  $\Delta r_i / h_i$  del análisis dinámico modal espectral, utilizado en el diseño. La tabla siguiente muestra la comparación de los  $\Delta r_i / h_i$  máximos, según cada método y cada dirección de análisis. Nótese que con el método dinámico se cumple con el estado límite de servicio especificado por el código.

DESPLAZAMIENTO RELATIVO / ALTURA $\Delta r_i / h_i$ (valores máximos)			
DIRECCION	ANALISIS	$\Delta r_i / h_i$ máx.	ENTREPISO
X	Estático	0.0150 *	5-6
X	Dinámico	0.0106	5-6
Y	Estático	0.0139 *	5-6
Y	Dinámico	0.0098	5-6

\* no cumplen  $\Delta r_i / h_i \leq 0.012$

### 3.3.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.10 y 3.11 muestran la variación de las fuerzas cortantes de entrepiso, para los diferentes análisis realizados. Se observa una disminución aproximada del 28 por ciento del cortante basal con el método dinámico; el cortante basal dinámico se ajustó al valor resultante de  $0.8 W_o / A Q'$ , según la sección 9.3 de las NTC-Sismo. La siguiente tabla muestra solo los cortantes basales.

CORTANTES BASALES (PB-NI)		
DIRECCION	ANALISIS	CORTANTE BASAL (t)
X	Estático	1166
X	Dinámico	817
Y	Estático	1164
Y	Dinámico	819

### 3.3.1.5 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso entre ejes interiores y exteriores

Las figs 3.14 y 3.15 comparan las fuerzas cortantes de entrepiso del eje A (exterior) y eje C (interior); la magnitud y distribución de las fuerzas cortantes son muy similares en ambos ejes. Únicamente para el entrepiso SO-PB se nota un aumento en el cortante para el eje A, lo cual se debe a los muros de cimentación perimetrales, que en este nivel se tienen únicamente en los ejes exteriores; para el entrepiso CI-SO, se observa nuevamente una similitud en las fuerzas cortantes. Para la dirección Y se comparan el eje 1 (exterior) y el eje 2 (interior); se nota el mismo comportamiento al de la dirección X, que obedece a la similitud en las características geométricas en ambas direcciones.

### 3.3.1.6 Elementos mecánicos en vigas

Las figs 3.18 a 3.21 muestran los elementos mecánicos últimos de los extremos de las vigas, obtenidos del análisis sísmico modal espectral tridimensional, incluidos los efectos de las cargas verticales; los momentos flexionantes positivos se tienen en la parte inferior y los negativos en la parte superior. En la parte central se muestra el valor de la fuerza cortante última para ambos extremos. La condición de carga que genera dichos elementos mecánicos es: (sismo en la dirección del marco + carga gravitacional).

En la parte superior o inferior de los valores anteriores, según sea el caso, se encuentran entre parentesis los valores con los que se diseñó el elemento; en general son iguales a los obtenidos del análisis tridimensional, pero en algunos casos el valor de diseño difiere debido a algún requerimiento de marco dúctil de las NTC-Concreto.

### 3.3.1.7 Elementos mecánicos en columnas

Las figs 3.22 y 3.23 presentan las columnas más esforzadas (seis en total por piso). En estas figuras se muestran los elementos mecánicos últimos más críticos, que rigieron el diseño. Para obtener el elemento mecánico más crítico se revisaron las condiciones que marca el RDF-87; casi en todos los casos la combinación que rigió el diseño fue 100 por ciento Sismo dirección X + 30 por ciento Sismo dir Y + Carga Gravitacional, con un factor de carga igual a 1.1.

### 3.3.1.8 Diseños de vigas

El diseño de las vigas se hizo según las NTC-Concreto; en las figs 3.26 a 3.29 se muestran los armados por flexión y el refuerzo transversal de las vigas de los ejes 1, 2, A y C. Las figs 3.36 a 3.39 presentan la ubicación de dichos armados. En la fig 3.44 se presentan las secciones a escala de los 9 niveles. Y en las figs 3.45 a 3.48 se tienen las áreas de acero obtenidas del diseño.

### 3.3.1.9 Diseños de columnas

El diseño de columnas se apoyó en las especificaciones de las NTC-Concreto; se diseñó para la combinación más desfavorable de carga axial y momentos flexionantes en una y otra dirección, incluyendo los efectos de esbeltez. La fig 3.34 presenta las secciones con armado tipo en columnas, y en las figs 3.36 a 3.39 su ubicación. La fig 3.44 tiene las secciones a escala de la PB a N9. Finalmente, las figs 3.49 y 3.59 muestran la distribución de los armados de columnas a nivel de los marcos completos.

## 3.3.2 Caso B ( Marcos de concreto y diagonales de acero )

### 3.3.2.1 Periodos de vibración

A continuación se muestran los periodos fundamentales de vibración para cada dirección, considerando la interacción suelo-estructura; para fines de diseño se tomaron en cuenta todos los modos con periodo superior a 0.2 s.

PERIODOS FUNDAMENTALES CASO B		
MODO	PERÍODO (s)	DIRECCION
1	1.349	X
2	1.342	Y
3	0.693	ROT Z

### 3.3.2.2 Desplazamientos laterales máximos totales

Las figs 3.4 y 3.5 tienen los desplazamientos máximos totales para cada nivel, resultados del análisis dinámico modal espectral; en las mismas figuras se presentan los del caso A, para fines comparativos. La tabla siguiente muestra los valores máximos de azotea para cada dirección, del caso B.

DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN AZOTEA $\Delta$ máx.		
DIRECCION	ANALISIS	$\Delta$ máx. (cm)
X	Dinámico	26.6
Y	Dinámico	26.4

### 3.3.2.3 Desplazamiento relativo / Altura de entrepiso, $\Delta r_i / h_i$

En las figs 3.8 y 3.9 se observa que los  $\Delta r_i / h_i$  del análisis son menores que el límite permisible de 0.012, en ambas direcciones; estos valores son casi constantes del entrepiso PB-N1 al entrepiso N6-N7, teniendo un valor cercano a 0.006 en ambas direcciones. A continuación se muestran los valores  $\Delta r_i / h_i$  máximos para cada dirección, a raíz de los análisis sísmicos dinámicos modales.

DESPLAZAMIENTO RELATIVO / ALTURA $\Delta r_i / h_i$ (valores máximos)			
DIRECCION	ANALISIS	$\Delta r_i / h_i$ máx.	ENTREPISO
X	Dinámico	0.0065	5-6
Y	Dinámico	0.0065	5-6

### 3.3.2.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

En las figs 3.12 y 3.13 se muestra la variación de las fuerzas cortantes de entrepiso, para los diferentes análisis dinámicos realizados; también se presentan los resultados correspondientes del caso A, para fines comparativos. En la siguiente tabla se muestran los cortantes basales.

CORTANTES BASALES (PB-N1)		
DIRECCION	ANALISIS	CORTANTE BASAL (t)
X	Dinámico	928
Y	Dinámico	925

### **3.3.2.5 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso entre ejes interiores y exteriores**

Las figs 3.16 y 3.17 comparan las fuerzas cortantes de entrepiso entre el eje exterior (con diagonales) y uno interior (sin diagonales de acero). Se observa que en la dirección X, el eje A (exterior) comparado contra el eje C (interior), hay gran variación: lo mismo ocurre en la otra dirección. Lo anterior se debe a la notable diferencia entre rigideces, debido a que los ejes exteriores se encuentran contraventados. En la dirección Y se comparan el eje 1 (exterior) y el eje 2 (interior), observándose un comportamiento muy similar al de la dirección X.

### **3.3.2.6 Elementos mecánicos en vigas**

Las figs 3.18 a 3.21, mostradas anteriormente, también presentan los elementos mecánicos últimos de los extremos de las vigas obtenidos del análisis tridimensional modal espectral; en la parte superior está el momento negativo y en la inferior el positivo. La parte central tiene el valor de la fuerza cortante para ambos extremos. La combinación de carga que genera dichos elementos mecánicos es sismo en la dirección del marco + carga gravitacional, afectados por el 1.1.

Los valores entre parentesis son los elementos mecánicos con los que se diseñó el elemento; en general éstos son iguales a los obtenidos del análisis tridimensional. En algunos casos el valor de diseño difiere del análisis por que rigió alguna especificación de las NTC-Concreto, según el capítulo de marcos dúctiles. En los ejes 1 y A se hizo la revisión suponiendo estos ejes sin diagonales y aplicando el 25 por ciento de la fuerza cortante total correspondiente al caso de que dichos marcos trabajaran aislados de la estructura, tal como lo indican las NTC-Concreto, en la sección 5.1 de marcos dúctiles.

### **3.3.2.7 Elementos mecánicos en columnas**

Las figs 3.22 y 3.23 muestran los diferentes tipos de elementos mecánicos últimos de columnas (seis en total), representativas de todas las columnas de un mismo piso, por ser la estructura doblemente simétrica en las dos direcciones. Se tienen los elementos mecánicos últimos críticos, que rigieron el diseño. Para obtener la condición crítica, se revisaron las condiciones que marca el RDF-87; casi en todos los casos la combinación que rigió el diseño fue 100 por ciento sismo dirección X + 30 por ciento sismo dirección Y + carga gravitacional, multiplicada por el factor de carga igual a 1.1.

### **3.3.2.8 Cargas axiales últimas y diseño de diagonales**

Las figs 3.24 y 3.25 tienen los resultados de los análisis a nivel de las diagonales de los ejes 1 y A. Se presenta la carga axial última calculada de la combinación de las cargas verticales y del análisis modal espectral. Sólo se presentan los valores de una crujía, por ser simétricos a la otra. También se presenta el valor de la resistencia axial ( $R_c$ ), determinada a partir de las

NTC-Acero; asimismo, para fines comparativos, se muestran los cocientes máximos de la acción última entre la resistencia disponible. Se verificó que esta relación fuera similar a 1.0; si acaso solo en algunas diagonales del eje A se sobrepasó esta relación, pero dentro de valores tolerables. Las dimensiones de las diagonales de acero de sección "I" se dan en la tabla 4.

### **3.3.2.9 Diseños de vigas**

El diseño por flexión de las vigas se basó en las NTC-Concreto; las figs 3.30 a 3.33 muestran las secciones tipo en vigas con sus dimensiones, así como el armado longitudinal y transversal (estribos). En las figs 3.40 a 3.43 se puede encontrar la localización de dichas secciones tipo, en los extremos de las vigas de cada marco. La fig 3.44 presenta las secciones a escala de los nueve niveles. Y las figs 3.45 a 3.48 presentan las áreas de acero longitudinal obtenidas del diseño.

### **3.3.2.10 Diseños de columnas**

Para el diseño de columnas se utilizaron las NTC-Concreto; se diseñó para la combinación más desfavorable de carga axial y flexión en ambas direcciones, incluyendo los efectos de esbeltez. La fig 3.35 tiene las secciones tipo de armados en columnas, y en las figs 3.36 a 3.39 la localización de dichas secciones en la estructura. La fig 3.44 presenta las secciones a escala, desde la PB al N9. Las figs 3.49 y 3.50 muestran el armado longitudinal de las columnas, obtenido del diseño.

---

## 4. CALCULO DE LA RESPUESTA INELASTICA

---

### 4.1 Análisis paso a paso

Una vez que se diseñó la estructura del caso A (sin diagonales) y del caso B (con diagonales) con un análisis modal espectral, más las cargas gravitacionales según el RDF-87, se tuvo toda la información necesaria para hacer los análisis inelásticos paso a paso de cada estructura.

El análisis inelástico consiste en someter a la estructura (revisarla) ante un sismo o varios, donde se toma en cuenta también la resistencia de los elementos; es posible ver el excursionamiento de éstos fuera del rango elástico, así como la formación de articulaciones plásticas y redistribución de esfuerzos para así predecir el comportamiento "real" de la estructura y poder evaluar sus posibles daños ante sismos de características similares.

En este trabajo se sometió a las dos estructuras (caso A y caso B) ante el sismo descrito por el acelerograma SCT-EW-85 (fig 4.1), que es uno de los más representativos y más crítico de la zona III (lacustre) del D.F., en la que se tuvieron los mayores daños en edificios durante el sismo del 19 de septiembre de 1985. Es el sismo con el que más se ha estudiado la respuesta de estructuras, en los últimos años, debido a sus características. La fig 4.2 tiene los espectros de respuesta inelástica del mismo registro; esta figura se utilizará posteriormente.

Para obtener la respuesta inelástica de las dos estructuras se utilizó el análisis paso a paso en la historia del tiempo, con el programa DRAIN-2D; el método, funcionamiento y modelación de las estructuras con dicho programa fueron descritos en el capítulo 2.

Para este tipo de análisis se escogieron dos marcos en cada dirección, de ambas estructuras A y B, uno perimetral o exterior y otro central; esto es, fueron cuatro ejes para cada modelo, ocho en total (ver figs 4.3 y 4.4), para tratar de obtener las respuestas más representativas de cada modelo, así como conocer con más detalle sobre el comportamiento sísmico de ambas estructuras con y sin la ayuda de las diagonales de acero.

En ambas estructuras (casos A y B), para la dirección X (transversal) se analizaron los ejes A y C; para la dirección Y (longitudinal) se tomaron los ejes 1 y 2.

#### **4.1.1 Análisis dinámicos paso a paso elásticos**

En estos análisis se consideran las resistencias de los miembros estructurales con valores muy grandes; esto es, se obliga a que el comportamiento sea elástico ante cualquier magnitud de la sollicitación. Este tipo de análisis sirve como base de comparación al revisar los resultados inelásticos con resistencias finitas de los elementos. Además, permite revisar a-priori cómo se va a distribuir el comportamiento inelástico, cuando se considera la posibilidad de que así ocurra.

#### **4.1.2 Análisis dinámicos paso a paso inelásticos**

Con este análisis se determinan las deformaciones no lineales en los miembros estructurales, cuando éstos lleguen a fluir; es el tipo de análisis sísmico más sofisticado, con el que se puede revisar las resistencias disponibles ante sismos específicos.

Para fines de este trabajo, las resistencias que se proporcionaron al programa fueron las resistencias nominales según las NTC, y correspondientes a los armados obtenidos del diseño de cada elemento, con los elementos mecánicos últimos como resultado del análisis modal espectral más los efectos gravitacionales. Los diseños se hicieron según el capítulo anterior.

Para las vigas se utilizaron los momentos resistentes, tanto positivos como negativos (ver tablas 5 y 6); para las columnas se proporcionan los datos necesarios del diagrama de interacción de la flexión con la carga axial (ver tablas 7 y 8). La localización de todas las secciones tipo se puede observar en las figs 3.36 a 3.43.

## **4.2 Respuestas de los análisis paso a paso**

Se presentan enseguida los resultados obtenidos para ambas estructuras (con y sin diagonales) a partir de los análisis sísmicos dinámicos en la historia del tiempo. Se muestran las respuestas correspondientes al comportamiento global (envolventes de desplazamientos laterales y de fuerzas cortantes de entrepiso; historias de desplazamientos de azotea, de coeficientes sísmicos, y de relaciones desplazamiento de azotea contra el cortante basal), así como también a nivel local de elementos tipo viga, columna y diagonal (historia de fuerzas cortantes, momentos flexionantes, momento contra carga axial, demandas de ductilidad local, carga axial contra desplazamiento, etc.). Se hace ver cómo se distribuyen las rótulas plásticas en cada eje y cada dirección previamente seleccionados, a raíz de los efectos sísmicos.

## **4.2.1 Caso A (Marcos de concreto únicamente)**

### **4.2.1.1 Desplazamientos horizontales máximos**

Las figs 4.5 a 4.8 muestran las envolventes de desplazamientos laterales de los ejes A, C, 1 y 2 de la estructura tipo A (sin diagonales), a raíz del análisis dinámico paso a paso. Se incluyen también los desplazamientos obtenidos del análisis estático y el análisis dinámico modal espectral ya mostrados anteriormente, para fines comparativos. En general, los resultados del análisis estático son mayores; los valores resultantes de los análisis dinámicos tienen magnitudes similares. No hay diferencias importantes entre una dirección y otra de la estructura. Las respuestas incluyen los efectos de interacción suelo-estructura.

### **4.2.1.2 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso**

Las figs 4.13 a 4.16 presentan las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso, obtenidas como la suma de la fuerza cortante máxima de todas las columnas de cada nivel; estos valores, en general, ocurren al mismo tiempo. Permiten revisar cómo se distribuyen los efectos sísmicos con respecto a la altura del edificio. Se han incorporado los cortantes obtenidos del análisis modal, para fines de comparación. Los cortantes del análisis paso a paso inelástico son mayores a los del análisis modal espectral; los cortantes del análisis inelástico son del orden de la mitad de los obtenidos del análisis paso a paso elástico, independientemente de la dirección del análisis. Con excepción de la parte del cajón de cimentación, la distribución de fuerzas de los dos ejes de una misma dirección, es muy similar.

### **4.2.1.3 Historia de desplazamientos en la azotea**

Las figs 4.21 a 4.24 muestran que las amplitudes de los desplazamientos máximos para el análisis paso a paso elástico e inelástico son similares; si acaso se aprecia que en el análisis inelástico hay un pequeño desfaseamiento en el tiempo, debido al incremento de la flexibilidad por la formación de articulaciones plásticas en los diferentes elementos estructurales.

### **4.2.1.4 Historia de coeficientes sísmicos**

El coeficiente sísmico basal es el cociente de la fuerza cortante basal (entrepiso PB-N1) y el peso de todos los niveles superiores a partir del primer nivel. Las figs 4.29 a 4.32 presentan la comparación de los resultados del análisis elástico e inelástico, notándose reducciones importantes de hasta 44 por ciento, para ambas direcciones. Esto es, debido a la disipación de energía sísmica por comportamiento inelástico de los miembros estructurales, las fuerzas sísmicas llegan a tener dichas cantidades de reducción. La siguiente tabla compara los valores máximos de coeficientes sísmicos para cada eje de la estructura del caso A.

COEFICIENTE SISMICO MAXIMO			
MARCO (EJE)	INELASTICO	ELASTICO	INELAS/ELAS
A (Externo X)	0.20	0.46	0.434
C (Interno X)	0.20	0.48	0.417
1 (Externo Y)	0.20	0.45	0.444
2 (Interno Y)	0.20	0.45	0.444

#### 4.2.1.5 Historia de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.37 y 4.38 muestran la historia de momentos flexionantes de una viga tipo de cada dirección (primer nivel, primera crujía). Se nota que el momento actuante alcanza en varios ciclos a la resistencia disponible, como consecuencia de un diseño hecho con un factor de comportamiento sísmico alto ( $Q=4$ ).

#### 4.2.1.6 Historia de fuerzas cortantes en vigas

Con el fin de verificar que no hubo fallas frágiles por cortante, y de esa forma garantizar que el comportamiento sísmico inelástico ocurriera por la fluencia de los elementos estructurales que son dúctiles, las figs 4.43 y 4.44 muestran la variación de la fuerza cortante en los extremos de las mismas vigas anteriores; se observa que siempre hay una reserva de resistencia para evitar una falla frágil. El refuerzo transversal proporcionado a las vigas resultó del requisito por confinamiento requerido en marcos dúctiles, según las NTC-Concreto.

#### 4.2.1.7 Historia de demandas de ductilidad local en vigas

Las figs 4.49 a 4.52 muestran la historia de demandas de ductilidad local en las mismas vigas; nótese que es importante el número de ciclos en que la viga excursiona en el rango inelástico, y que la amplitud máxima resulta cercana a 8. Según pruebas experimentales se reportan valores máximos de hasta 15 y 20.

#### 4.2.1.8 Historia de momentos flexionantes contra cargas axiales en columnas

Las figs 4.53 y 4.54 presentan la historia de relaciones momento contra carga axial del extremo inferior de la columna de orilla del entrepiso PB-N1, para el eje C y eje 2; se observa que en algunos ciclos se alcanza la resistencia, instante en el que se forma una articulación plástica en

la base de la columna, tanto en el eje C como el eje 2. En ambos casos predomina la flexión sobre la carga axial; la carga axial actuante siempre estuvo por debajo de la condición balanceada.

#### **4.2.1.9 Historia de fuerzas cortantes en columnas**

Las figs 4.59 y 4.60 muestran la variación con el tiempo de la fuerza cortante actuante en la misma columna del inciso anterior, en ambos ejes. Es evidente que la fuerza cortante no es crítica en las columnas, tal como en el caso de vigas; esto es, se cuenta con una reserva de resistencia suficiente para evitar fallas frágiles, resultado de las especificaciones para marcos dúctiles, en lo que se refiere al refuerzo transversal por confinamiento. La resistencia por cortante y el no pandeo de las varillas longitudinales quedan resueltos con dicha cantidad de estribos por confinamiento.

#### **4.2.1.10 Demandas máximas de ductilidad local en vigas**

En las figs 4.67 a 4.70 se presentan las demandas máximas de ductilidad de las vigas de cada nivel, y se puede observar claramente los altos niveles de ductilidad desarrollados por dichos miembros. Se aprecia un comportamiento muy similar entre los marcos exteriores (1 y A), así como los ejes interiores (2 y C); en los ejes exteriores se desarrollan mayores demandas. Nótese el comportamiento inelástico prácticamente generalizado en las vigas de todos los niveles.

#### **4.2.1.11 Demandas máximas de ductilidad local en columnas**

Las figs 4.71 a 4.74 muestran las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en las columnas; en los niveles superiores se observan pequeñas demandas de ductilidad, y las demandas de ductilidad mayores, y más significativas, se presentan en la base de las columnas de la PB. Los valores máximos se tienen en los ejes interiores.

#### **4.2.1.12 Distribución global de articulaciones plásticas**

En la figura 4.75 se tiene la distribución global de articulaciones plásticas de cada marco analizado; esto es, son las articulaciones que se formaron a lo largo de la duración de la acción sísmica. Se forman articulaciones en todas las vigas, y en el extremo inferior de las columnas de planta baja; si acaso, también en algunas otras columnas, pero la tendencia del mecanismo de falla es del tipo "viga". Por el tipo de patrón que se observa podemos decir que en general se logra un comportamiento de "columna fuerte-viga débil", lo cual es en lo que se apoya la filosofía de diseño de estructuras dúctiles del RDF-87.

#### **4.2.1.13 Relaciones de desplazamiento de azotea contra cortante basal**

Las figs 4.77 a 4.84 muestran las relaciones desplazamiento lateral de azotea contra la fuerza cortante basal (PB-N1). Estas gráficas nos dan una gran ilustración del comportamiento sísmico global de la estructura; en ellas se puede observar la variación de algunos de los parámetros más importantes en la respuesta sísmica, como son: fuerza cortante basal y desplazamiento máximo en ambos sentidos, rigidez y resistencia global de la estructura. También puede notarse como varían los niveles globales de ductilidad desarrollados por la estructura, que nos dan una idea del nivel de daños sufrido por el edificio. Se presentan también las curvas, pero sin permitir que ocurran fluencias, para fines comparativos; en las gráficas de comportamiento elástico solo hay disipación de la energía sísmica a través del amortiguamiento viscoso supuesto (5%).

Para el caso A se observan comportamientos muy similares en los cuatro ejes del estudio: desplazamientos máximos muy similares entre el caso inelástico con el elástico; cortante máximo inelástico del orden de la mitad del caso elástico, tal como se vió en las gráficas de las historias de coeficientes sísmicos; altos niveles de ductilidad desarrollados por la estructura, como resultado obvio de una estructura diseñada con  $Q=4$ .

#### **4.2.2 Caso B (Marcos de concreto y diagonales de acero)**

##### **4.2.2.1 Desplazamientos horizontales máximos**

Las figs 4.9 a 4.12 muestran los valores máximos de los desplazamientos laterales de cada nivel de los ejes A, C, 1 y 2 correspondientes a la estructura del caso B. Se muestran también los calculados con el análisis dinámico modal espectral, para fines comparativos. En términos generales, no hay grandes variaciones entre uno y otro tipo de análisis; esto es, con base a este tipo de respuesta no resulta fácil llegar a conclusiones importantes, lo que concuerda con lo observado en otros estudios similares.

##### **4.2.2.2 Fuerzas cortantes máximas de entrepiso**

Las figs 4.17 a 4.20 presentan las envolventes de las fuerzas cortantes de entrepiso, obtenidas como la suma de la fuerza cortante máxima de todas las columnas de cada nivel; este tipo de gráficas permiten revisar cómo es la distribución de los efectos sísmicos por cada entrepiso. Se han incorporado los cortantes obtenidos del análisis modal, para fines de comparación. Los cortantes de los ejes exteriores, elástico e inelástico, tienen valores muy similares; si acaso el cortante inelástico es ligeramente menor. En los ejes interiores se presentan mayores diferencias entre ambos tipos de comportamiento. Los resultados del análisis dinámico modal espectral tienden a ser menores, del orden de dos terceras partes del valor calculado con el análisis paso a paso

#### 4.2.2.3 Historia de desplazamientos en la azotea

Las figs 4.25 a 4.28 tienen las historias de los desplazamientos de azotea; la magnitud de los desplazamientos máximos del análisis paso a paso elástico e inelástico son similares. En los ejes exteriores (1 y A) los desplazamientos del análisis elástico e inelástico son prácticamente iguales, debido al trabajo de las diagonales, las cuales rigen prácticamente el comportamiento del marco y de la estructura, tendiéndose a comportar ésta como una armadura. Para los ejes interiores (2 y C) se tienen diferencias pequeñas entre los casos elástico e inelástico; se aprecia, también, al final, una deformación permanente pequeña en la estructura, como resultado del excursionamiento en el rango no lineal. Cabe hacer notar que la estructura del caso B presenta menos comportamiento inelástico que en el caso de la estructura A.

#### 4.2.2.4 Historia de coeficientes sísmicos

En las figuras 4.33 a 4.36 se muestran las historias de coeficientes sísmicos de los ejes de la estructura B; en los ejes exteriores se tienen diferencias casi nulas entre el análisis elástico y el inelástico. En los ejes interiores el coeficiente sísmico inelástico llega a ser hasta un 80 por ciento del valor del coeficiente sísmico elástico, aunque en general sigue siendo un comportamiento parecido. Esto es, en la estructura B no se nota que haya habido un excursionamiento importante en el rango no lineal. La siguiente tabla compara los valores de los coeficientes sísmicos máximos para cada eje y cada dirección, lo que corrobora lo anteriormente explicado.

COEFICIENTE SISMICO MAXIMO			
MARCO (EJE)	INELASTICO	ELASTICO	INELAS/ELAS
A (Externo X)	0.31	0.33	0.939
C (Interno X)	0.28	0.33	0.848
1 (Externo Y)	0.31	0.33	0.939
2 (Interno Y)	0.29	0.36	0.806

#### 4.2.2.5 Historia de momentos flexionantes en vigas

Las figs 4.39 a 4.42 muestran la historia de los momentos flexionantes de la viga extrema del nivel N1 para cada eje; en las vigas de los marcos interiores (2 y C) el momento actuante alcanza en varios ciclos a la resistencia disponible. En los ejes exteriores (1 y A) lo anterior ocurre en un número menor de veces. Esto es, los ejes sin diagonales presentan mayor comportamiento inelástico, con respecto de los ejes 1 y A. Cabe hacer notar que se está utilizando la misma escala en el eje de las ordenadas, con respecto a la estructura A, para fines comparativos.

#### **4.2.2.6 Historia de fuerzas cortantes en vigas**

Al revisar y comparar las fuerzas cortantes actuantes en la misma viga de cada eje contra la resistencia proporcionada (ver figs 4.45 a 4.48), se observa que dicha resistencia nunca es alcanzada, lo que demuestra que no es una sollicitación crítica en estas vigas. Las vigas cuentan con suficiente reserva de resistencia para evitar fallas frágiles.

#### **4.2.2.7 Historia de demandas de ductilidad local en vigas**

Las figs 4.49 a 4.52, anteriormente presentadas, tienen las historias de demandas de ductilidad local en las vigas del primer nivel de cada eje; se observan valores nada despreciables para flexión positiva, y demandas muy pequeñas ante la acción de los momentos negativos.

#### **4.2.2.8 Historia de momentos flexionantes contra cargas axiales en columnas**

Las figs 4.55 a 4.58 muestran la historia de las relaciones momento-carga axial del extremo inferior de la columna extrema de cada eje en el entrepiso PB-N1. Nótese que en cada caso hay siempre una reserva de resistencia disponible, tal que no ocurren articulaciones plásticas. En los ejes interiores (sin diagonal) el comportamiento de las columnas es básicamente a flexión, con poca importancia la acción de la carga axial actuante; en cambio, para las columnas de los ejes exteriores (con diagonales) la influencia de las cargas axiales resulta de consideración, por el trabajo de los contraventeos. Las diagonales de acero obligan a que el trabajo tienda a ser similar al de una armadura, lo que se comprueba con las respuestas de los ejes exteriores.

#### **4.2.2.9 Historia de fuerzas cortantes en columnas**

Al revisar las fuerzas cortantes actuantes en dichas columnas (ver figs 4.61 a 4.64), y de esa forma verificar que no hayan ocurrido fallas frágiles, es evidente que la fuerza cortante no es crítica en las columnas, tal como en el caso de vigas. La magnitud del cortante resistente, que se obtiene a partir de aplicar las especificaciones para marcos dúctiles, está muy por arriba de la acción resultante del análisis paso a paso. Esto es, es poco probable que las columnas tuvieran falla frágil originada por fuerza cortante.

#### **4.2.2.10 Historia de cargas axiales en diagonales**

Se revisó el comportamiento sísmico de cada una de las diagonales de los ejes exteriores, a raíz del análisis paso a paso con el registro SCT-EW-85, sin encontrar fluencias. Esto es, de acuerdo al criterio de diseño utilizado dichos miembros no entraron en el rango no lineal. Sin embargo cabe aclarar que las diagonales de los entrepisos inferiores estuvieron a punto de llegar a su fluencia, como se puede observar en las figs 4.65 y 4.66 donde se muestra la variación con el tiempo de la carga axial de una de las diagonales del entrepiso inferior de los ejes I y A.

#### **4.2.2.11 Demandas máximas de ductilidad local en vigas**

Las figs 4.67 a 4.70, anteriormente presentadas, muestran los valores de las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en las vigas de cada eje; para los ejes exteriores (1 y A) se tiene un comportamiento muy similar, así como en los ejes interiores (2 y C). Las vigas de los ejes exteriores presentan menos excursionamiento en el rango inelástico, como resultado del trabajo de las diagonales. La comparación de las respuestas del caso A se hará posteriormente en el capítulo siguiente.

#### **4.2.2.12 Demandas máximas de ductilidad local en columnas**

El comportamiento inelástico observado en las columnas presenta aspectos similares a las vigas, como se nota en las figs 4.71 a 4.74, en que se tienen las demandas máximas de ductilidad desarrolladas en dichos miembros. En términos generales, las demandas de ductilidad mayores y más significativas se presentan en la base de las columnas de PB.

#### **4.2.2.13 Distribución global de articulaciones plásticas**

La fig 4.76 tiene la distribución global de articulaciones plásticas de cada marco analizado; esto es, son las articulaciones que se forman para cualquier instante, en la historia del tiempo, en los diferentes elementos estructurales. Prácticamente todas las vigas de la crujía no contraventeada de los ejes exteriores alcanzaron su fluencia; en los entrepisos inferiores se acentúa más el comportamiento inelástico, incluyendo algunas columnas. En los ejes interiores las deformaciones en el rango no lineal tienden a distribuirse en todas las vigas de los primeros cinco a seis niveles. En ambos ejes (exteriores e interiores) la tendencia de mecanismo de falla es del tipo "viga", recomendado ampliamente en los códigos actuales.

#### **4.2.2.14 Relaciones de desplazamiento en azotea contra cortante basal**

Las figs 4.85 a 4.92 muestran las relaciones desplazamiento de azotea contra fuerza cortante basal (entrepiso PB-N1) de cada uno de los ejes considerados en la estructura B; se presentan también las gráficas correspondientes al comportamiento elástico, sin permitir fluencias en los miembros estructurales, para fines comparativos. Se observa que en los ejes exteriores contraventeados (1 y A) el excursionamiento en el rango no lineal fue muy ligero; esto es, en los miembros estructurales vigas y algunas columnas se presentaron rótulas plásticas que giraban relativamente poco, debido principalmente a la ayuda de las diagonales de acero existentes. En cambio en los ejes interiores se aprecia cierto grado de ductilidad desarrollado por la estructura. Nótese a partir de este tipo de gráficas, la fuerte diferencia en la rigidez lateral (ver pendiente de cada figura) que hay entre un eje exterior y otro interior.

En este capítulo se han presentado las respuestas sísmicas inelásticas de la estructura A (sin diagonales) y B (con diagonales), por separado. El capítulo siguiente mostrará las comparaciones que se crean convenientes entre las respuestas de ambas estructuras.

---

## 5. COMPARACION DE RESPUESTAS

---

### 5.1 Comparación de resultados del análisis dinámico modal espectral

#### 5.1.1 Períodos de vibración

A continuación se muestran las diferencias de los periodos fundamentales entre los casos A y B; para el edificio B (contraventeado) se tienen periodos menores, debido a la presencia de los elementos tipo diagonal. Cabe recordar que todos los elementos (vigas y columnas) del caso B fueron reducidos con respecto a los tamaños del edificio A, razón por la cual no se tiene una diferencia notable entre dichos periodos de ambas estructuras.

Los periodos fundamentales de las direcciones X y Y son similares, independientemente del tipo de estructura. Para el edificio B el sistema de contraventeo es prácticamente igual en las dos direcciones; al aumentar la rigidez en los marcos exteriores se tiene una notable disminución en el periodo a la torsion, lo que redonda en un mejor comportamiento ante dicho efecto.

COMPARACION DE PERIODOS FUNDAMENTALES (s)			
MODO	DIRECCION	CASO A	CASO B
1	X	1.576	1.349
2	Y	1.522	1.342
3	TORSION	1.081	0.693

### 5.1.2 Desplazamientos laterales máximos totales

En las figs 3.4 y 3.5 se comparan las configuraciones deformadas de los edificios A y B; para el caso B se presentan desplazamientos máximos del orden del 75 por ciento de los del caso A. Las diferencias entre ambas direcciones X y Y es casi nula, lo cual habla de la bondad de la colocación de los elementos rigidizantes tipo diagonal, sin haber generado problemas de torsión. La tabla siguiente tiene los desplazamientos laterales máximos de ambas estructuras.

COMPARACION DEL DESPLAZAMIENTO MAXIMO EN AZOTEA		
DIRECCION	CASO A	CASO B
X	36.7 cm	26.6 cm
Y	34.2 cm	26.4 cm

### 5.1.3 Desplazamiento relativo / Altura de entrepiso, $\Delta r_i / h_i$

Las figs 3.8 y 3.9 muestran la comparación de los  $\Delta r_i / h_i$  entre ambos modelos; en el edificio B se tiende a tener un comportamiento más uniforme del valor  $\Delta r_i / h_i$ , con una amplitud máxima aproximada del 65 por ciento de la del caso A. Con estas distorsiones del caso B se llegaría a un grado de daños menor a nivel de entrepiso, en el caso de sismos intensos. La tabla siguiente tiene los valores máximos que se presentan en ambas estructuras.

COMPARACION DE $\Delta r_i / h_i$ máx.		
DIRECCION	CASO A	CASO B
X	0.0106	0.0065
Y	0.0098	0.0065

### 5.1.4 Fuerzas cortantes de entrepiso

Las figs 3.12 y 3.13 comparan las fuerzas cortantes de entrepiso entre ambos edificios A y B. La diferencia en magnitudes, se debe básicamente a los distintos factores de comportamiento sísmico utilizados; para el caso A se utilizó  $Q=4$  y  $Q=3$  en el caso B. Los cortantes del caso A son del orden del 88 por ciento del caso B. La tabla siguiente muestra los valores de las fuerzas cortantes basales (PB-N1) de ambos edificios.

CORTANTE DE ENTREPISO (t)		
DIRECCION	CASO A	CASO B
X	817	928
Y	819	925

### 5.1.5 Comparación de fuerzas cortantes de entrepiso entre ejes interiores y exteriores

Las figs 3.14 y 3.15 para el caso A, y 3.16 y 3.17 para el caso B muestran y comparan las distribuciones de fuerzas cortantes de entrepiso entre los ejes interiores (2 y C) y los exteriores (1 y A). Para los ejes del caso A los resultados son similares, sin importar el tipo de eje; en cambio, para el edificio B la distribución de fuerzas cortantes de entrepiso varía significativamente entre un eje exterior (con diagonales) y otro interior (sin diagonales), como era de esperarse. Para el caso B, se observa que los ejes exteriores (contraventados) toman cerca del 90 por ciento del cortante total de entrepiso; esto es, el comportamiento global de la estructura se encuentra regido por los marcos exteriores.

### 5.1.6 Elementos mecánicos en vigas

En las figs 3.18 a 3.21 se comparan los elementos mecánicos en vigas para ambos casos de estructuras; en el lado izquierdo se presentan los del caso A y en el derecho los del caso B. En el caso B los momentos flexionantes (positivo y negativo) y la fuerza cortante tienen una magnitud inferior a los del caso A, además de que en el caso B la variación de dichos elementos mecánicos del nivel N9 al N1 es muy uniforme. Para el caso A los elementos mecánicos presentan una mayor variación de los niveles superiores a los niveles inferiores; por ejemplo, para el nivel 1 del eje 1 se tiene en las vigas centrales momentos positivo y negativo con valores de 93.9 y -110.3 t-m, muy superiores al caso B, donde se tienen valores de 22.7 y -37.0 t-m. Por igual ocurre en los otros ejes. Lo anterior demuestra que la estructura B (con diagonales de acero) tiende a cambiar el comportamiento de marco de flexión por uno donde las cargas axiales empiezan a ser importantes.

### 5.1.7 Elementos mecánicos en columnas

En las figs 3.22 y 3.23 se comparan los elementos mecánicos de las columnas de ambos tipos de edificios; para el caso B se tienen momentos flexionantes menores. Las columnas del caso B tienden a comportarse como puntales, en las que la flexión pierde importancia. Este comportamiento era de esperarse, debido al trabajo tipo "armadura" por la presencia de las diagonales.

Para el caso A se observa el comportamiento típico de estructuras de flexión, donde se tienen importantes momentos flexionantes en los extremos de las columnas, y donde en el diseño es indispensable considerar el comportamiento de flexocompresión.

Cabe hacer notar que en las columnas de estas estructuras no resultan importantes los efectos de esbeltez, ya que tienen relaciones de esbeltez  $KL/r$  máximas del orden de 20.

### **5.1.8 Diseños de vigas**

En las figs 3.26 a 3.33 se presentan las secciones y armados necesarios en las vigas de ambas estructuras, que se obtuvieron en el diseño. Las figs 3.45 a 3.48 tienen la comparación de las áreas necesarias de acero de refuerzo de las vigas; los niveles inferiores presentan los armados más importantes para el caso B, con áreas del orden del 55 por ciento de las del caso A. Lo anterior significa considerables ahorros en el acero de refuerzo de las vigas; la fig 3.44 tiene la comparación de las secciones de los casos A y B, bajo la misma escala gráfica.

### **5.1.9 Diseños de columnas**

Las figs 3.34 y 3.35 muestran las secciones y armados necesarios para el caso A y caso B, respectivamente. Estos armados están resumidos en las gráficas 3.49 y 3.50, donde se presenta una comparación para los extremos de cada columna; se tienen armados menores para el caso B, exceptuando los niveles inferiores. La fig 3.44 tiene la comparación de las áreas de las secciones de las columnas para cada nivel; se aprecia claramente el ahorro que se obtiene en las columnas del caso B.

## **5.2 Comparación de respuestas del análisis dinámico paso a paso inelástico**

### **5.2.1 Desplazamientos horizontales máximos**

Las figs 4.5 a 4.8 y 4.9 a 4.12 presentan los desplazamientos máximos por nivel de los casos A y B, respectivamente. En el caso B se tienen desplazamientos del orden del 60 por ciento de los del caso A. En general, los desplazamientos de ambos edificios tienen resultados del análisis paso a paso elástico e inelástico semejantes a los del análisis modal espectral (elástico).

### 5.2.2 Fuerzas Cortantes de entreciso

En las figs 4.13 a 4.16 y 4.17 a 4.20 se tienen ahora las distribuciones de las envolventes de fuerzas cortantes de entreciso de los edificios A y B, respectivamente. Para el caso A se tienen importantes diferencias entre el análisis paso a paso elástico e inelástico, como resultado de los grandes niveles de ductilidad desarrollados. Para la estructura B las diferencias entre el análisis paso a paso elástico e inelástico son menores, debido a un menor nivel de comportamiento inelástico desarrollado.

Para el caso A la distribución de fuerzas cortantes, a partir de la PB, es muy similar entre los ejes exteriores (1 y A) y los interiores (2 y C); para el caso B los cortantes de entreciso de los ejes interiores, tienen valores muy inferiores a los de los ejes exteriores, debido a la diferencia de rigideces, ante la presencia de las diagonales de acero.

### 5.2.3 Historias de desplazamientos en la azotea

Las figs 4.21 a 4.24 tienen los resultados del caso A, y las figs 4.25 a 4.28 los del caso B. Las respuestas inelásticas del edificio A presentan un "ablandamiento" debido al excursionamiento importante en el rango no lineal. En el caso B lo anterior no se observa porque la estructura presenta poco comportamiento inelástico. Para el edificio A se tiene mucha similitud entre el comportamiento de todos los ejes; para el caso B se observan desplazamientos menores que los del caso A, y mayor similitud entre el caso elástico e inelástico, sobre todo para los ejes exteriores (1 y A), donde los desplazamientos son prácticamente iguales.

### 5.2.4 Historias de coeficientes sísmicos

Las fig 4.29 a 4.32 y 4.33 a 4.36 presentan las historias de los coeficientes sísmicos del edificio A y B, respectivamente. Para el caso A elástico se tienen valores mayores de coeficiente sísmico y cocientes entre el resultado inelástico y elástico inferiores, debido a la mayor ductilidad desarrollada en esta estructura. La tabla siguiente muestra una comparación directa entre los resultados obtenidos con ambas estructuras.

COMPARACION DE COEFICIENTES SISMICOS, CASOS A Y B						
	CASO A			CASO B		
	ELAS	INELAS	INEL/ELAS	ELAS	INELAS	INEL/ELAS
EJE 1	0.45	0.20	0.444	0.33	0.31	0.939
EJE 2	0.45	0.20	0.444	0.36	0.29	0.806
EJE A	0.46	0.20	0.434	0.33	0.31	0.939
EJE C	0.48	0.20	0.417	0.33	0.28	0.848

### **5.2.5 Historias de momentos flexionantes en vigas**

Las figs 4.37 y 4.38 para el caso A, y figs 4.39 a 4.42 para el caso B muestran las historias de momentos flexionantes de una viga tipo; se ha utilizado la misma escala, para fines comparativos. En la viga del edificio A los momentos actuantes tienen una mayor magnitud, así como también en un mayor número de ciclos se alcanza la fluencia, lo cual se ve reflejado en mayores demandas de ductilidad local desarrolladas. En el caso B los momentos son menores; en los ejes interiores (2 y C) se tienen un número mayor de ciclos en que se alcanza la resistencia, con respecto a los ejes exteriores.

### **5.2.6 Historias de fuerzas cortantes en vigas**

Las figs 4.41 y 4.42 del caso A, y las figs 4.43 a 4.46 del caso B tienen las historias de fuerza cortante del mismo extremo de viga; para ambos casos, en ningún instante se alcanza la resistencia disponible por lo que no se presentan fallas por cortante. Se tienen respuestas mayores para el edificio A.

### **5.2.7 Historias de demandas de ductilidad local en vigas**

En las figs 4.49 a 4.52 se comparan las demandas de ductilidad desarrolladas en la viga tipo de ambos edificios; las demandas de ductilidad son mayores para el caso A. Cabe hacer notar que para el caso B esta viga es quizá la más crítica, en el nivel N1; para el caso A hay otras vigas que tuvieron demandas mayores, aun en el mismo nivel.

### **5.2.8 Historias de momentos flexionantes contra cargas axiales en columnas**

Las figs 4.53 y 4.54 del edificio A, y figs 4.55 a 4.58 del caso B tienen las historias M-P de una columna tipo, para ambas direcciones; todas las figuras tienen la misma escala, para fines comparativos. En el caso A se tienen respuestas mucho mayores, principalmente en los momentos. En algunos ciclos las columnas de la estructura A, alcanzan la resistencia disponible indicándonos la formación de una articulación plástica. Para el caso B no se tiene formación de articulaciones plásticas; en las columnas de los ejes exteriores (1 y A) se presenta un comportamiento en el que predomina la carga axial.

### **5.2.9 Historias de fuerzas cortantes en columnas**

Las figs 4.59 y 4.60 tienen los resultados del caso A, y las figs 4.61 a 4.64 los del caso B. Se aprecia que en la columna tipo se tiene mayor fuerza cortante en el caso A; para el caso B las magnitudes son mucho menores, y aun más en los ejes exteriores (1 y A), donde las columnas casi no toman fuerza cortante, debido a la presencia de las diagonales. En ninguno de los casos,

tal como ocurrió en las vigas, se alcanza la resistencia disponible, lo cual demuestra que no hay comportamientos frágiles que eviten disipación de la energía mediante articulaciones plásticas, como era de esperarse.

#### **5.2.10 Demandas máximas de ductilidad local en vigas**

Las figs 4.67 a 4.70 presentan la comparación de demandas máximas de ductilidad local de las vigas por cada nivel; las envolventes del caso B tienen valores menores que en el caso A. También se puede observar que en los niveles superiores del caso B no se tienen demandas de ductilidad; esto es, no se presentan articulaciones plásticas, lo cual representa un nivel de comportamiento inelástico global menor. El patrón de comportamiento de las demandas máximas de ductilidad local en vigas es similar en los ejes exteriores de ambas direcciones; lo mismo ocurre en los ejes interiores.

#### **5.2.11 Demandas máximas de ductilidad local en columnas**

Las figs 4.71 a 4.74 muestran la comparación de demandas máximas de ductilidad local en columnas para cada nivel. Para el caso A las mayores demandas se presentan en la base de las columnas de PB, con los valores más altos en los ejes interiores (2 y C), del orden de 7; para los ejes exteriores (1 y A) estos valores son cercanos a 3. En los ejes exteriores del caso B no se presentan deformaciones inelásticas en las bases de las columnas de PB; solo se presentan éstas en los ejes interiores, con valores máximos cercanos a 3.

Se observa que, en general, las envolventes de demandas de ductilidad local en columnas del caso A son mayores a las del caso B, lo cual implica un menor comportamiento en el rango no lineal de la estructura B, y por lo tanto un nivel de daños menor.

#### **5.2.12 Distribución global de articulaciones plásticas**

Las figs 4.75 y 4.76 tienen las distribuciones globales de las articulaciones plásticas para los ejes del edificio A y B, respectivamente. Para el caso A se formaron articulaciones plásticas en todas las vigas de todos los marcos, lo cual indica un alto nivel de daños y una gran ductilidad global desarrollada por la estructura. En el caso B, los marcos exteriores (contraventados), tienen articulaciones en las vigas de las crujiás centrales, que no tienen diagonales; en los ejes interiores el nivel de daños es menor, ya que en los niveles superiores no se formaron articulaciones plásticas, indicando ésto un nivel de daños menor en la estructura, y una menor ductilidad desarrollada.

#### **5.2.13 Relaciones desplazamiento en azotea contra cortante basal**

Las figs 4.77 a 4.84 para el caso A, y las figs 4.85 a 4.92 para el caso B muestran las relaciones desplazamiento lateral máximo - fuerza cortante basal (entrepiso PB-N1). Dichos

resultados describen rápidamente cómo se comportó sísmicamente cada una de las estructuras estudiadas. Se puede observar la variación de cada uno de los parámetros más importantes del comportamiento global, como son: desplazamiento máximo, cortante máximo, rigidez lateral de la estructura, así como niveles de ductilidades desarrolladas. En ellas se aprecia que el comportamiento global de todos los ejes es muy similar, que se tienen niveles de ductilidad desarrollados casi iguales en todos los marcos del caso A, y que en el edificio B se observan dos patrones de comportamiento: uno, el de los ejes exteriores (1 y A) donde se tiene respuesta parecida entre el caso elástico y el inelástico, debido a los bajos niveles de ductilidad desarrollados. Y, el otro patrón de comportamiento, muy distinto al primero, el que se tiene en los ejes interiores (2 y C), en que se observan bajas amplitudes del cortante basal, así como niveles de ductilidad desarrollados mayores, aunque inferiores a los del caso A.

Los valores más importantes de este tipo de respuesta y que resumen la variación de los parámetros anteriormente mencionados, ante la acción sísmica, se muestran en la siguiente tabla.

COMPARACION DE RESPUESTAS INELASTICAS				
	Desplazamiento máximo (cm)	Cortante máximo (t)	Rigidez lateral elástica aproximada (t/cm)	Ductilidad global desarrollada (aproximada)
<b>CASO A</b>				
EJE 1	43	405	23.7	3.1
EJE 2	38	420	23.7	2.8
EJE A	42	340	18.0	2.9
EJE C	36	340	17.9	2.5
<b>CASO B</b>				
EJE 1	22	680	35.5	1.3
EJE 2	30	160	8.0	1.9
EJE A	22	660	33.8	1.3
EJE C	25	130	7.4	1.9

---

## 6. CONCLUSIONES

---

### 6.1 Conclusiones

Las dos alternativas de estructuración que se estudiaron en este trabajo son: caso A, a base de marcos de concreto; caso B, con marcos de concreto y contraventeos a base de diagonales de acero en forma de "K"; ambos edificios están desplantados en la zona III del Valle de México.

Al diseñar según los requisitos del código actual vigente (RDF-87), los dos edificios estudiados en este trabajo presentan un comportamiento sísmico inelástico que va de acuerdo a la filosofía de "columna fuerte-viga débil". Esto es, la tendencia de mecanismos de falla observados son del tipo en que se puede garantizar un nivel adecuado de ductilidad por desarrollar.

Ambas estructuras se diseñaron para proporcionarles la seguridad suficiente, tal que se cumpliera que ante el estado límite de servicio permisible, en todos los entrepisos  $\Delta r_i / h_i \leq 0.012$ ; lo anterior se hizo con base un análisis dinámico modal espectral. Ante el estado límite de falla se utilizó  $Q=4$  para el edificio A, y  $Q=3$  para el caso B. Al utilizar las especificaciones de diseño para marcos dúctiles del RDF-87 y revisar ante SCT-EW, se obtuvo una distribución de articulaciones plásticas prácticamente generalizada en las vigas y en las columnas de PB. En ambos casos se tuvo un número elevado de articulaciones plásticas. Se verificó que en ningún instante se tuviera una condición de inestabilidad; las demandas de ductilidad local en los miembros estructurales se encontraron dentro de lo permisible.

La presencia de las diagonales de acero en los ejes extremos del caso B, hizo que se tuvieran distintas características dinámicas, con respecto del edificio A, con respuestas diferentes, tanto para el análisis modal espectral, como para el análisis paso a paso elástico e inelástico. Con la ayuda de la fig 4.2 puede observarse cómo responde cada estructura, de acuerdo a su periodo fundamental de vibración, ante la acción del sismo SCT-EW-85.

A continuación se presentaron la principales diferencias entre el comportamiento sísmico de los edificios A y B:

1.- Para la revisión del estado límite de servicio en el caso B se observaron desplazamientos menores, del orden del 70 por ciento del caso A. Esto es, se podrían esperar daños menores en elementos no-estructurales para dicho edificio contraventeado, como era de esperarse.

2.- Los cortantes de entrepiso totales obtenidos del análisis modal espectral tienen amplitudes mayores en el caso B, cerca de un 13 por ciento, debido a la diferencia de los factores de comportamiento sísmico utilizados en ambos edificios.

3.- Una de las diferencias más importantes entre el caso A y B, es la forma como el cortante se distribuye en la estructura; para el caso A se tiene un cortante similar en todos los marcos, y en el caso B los marcos externos toman la mayor parte del cortante debido a su gran rigidez lateral. El comportamiento global de la estructura B queda regido por las diagonales.

4.- Debido a lo anterior, en general, para el caso B se tienen elementos mecánicos menores, lo cual permitió utilizar secciones más esbeltas y por tanto más económicas; se tuvieron momentos flexionantes menores tanto en vigas como en columnas. En las columnas de los ejes extremos predominaron las cargas axiales de compresión, tendiendo a un comportamiento tipo "armadura".

5.- En el análisis paso a paso, llevado a cabo para revisar los diseños y de esa forma investigar los posibles excursionamientos en el rango post-elástico, se obtuvieron en general desplazamientos similares al análisis modal espectral; el caso B tiene desplazamientos menores que el edificio A.

6.- Con el cálculo de la respuesta inelástica se pudo observar cómo varían algunos de los parámetros del comportamiento sísmico: desplazamientos, coeficientes sísmicos, envolventes de fuerzas cortantes de entrepiso, relaciones desplazamiento de azotea-cortante basal, niveles de ductilidad local desarrollados, etc. La estructura A tiene valores mayores, resultado esperado después del diseño con  $Q=4$ . Esto es, al diseñar con un  $Q$  alto implica que la estructura logró disipar importantes cantidades de la energía introducida por el sismo, y que el nivel de daños fue considerable.

7.- La comparación de ductilidades locales máximas en columnas y vigas, presenta valores mayores en los miembros del caso A, como era de esperarse. Este parámetro es un indicador directo del nivel local de daños por ocurrir, así como también del nivel general de daños.

Con el análisis dinámico paso a paso es posible hacer una de las modelaciones más representativas del movimiento "real"; sin embargo, el comportamiento inelástico calculado, probablemente esté sobre-estimado ya que no se tomaron en cuenta las diversas fuentes de sobre-resistencia que suelen presentarse en la realidad, como puede ser: el efecto del confinamiento del núcleo de concreto, la etapa de endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, la participación de la losa y del acero de ésta, que los materiales tienen resistencias mayores a los valores nominales, etc. En algunos casos, dichos efectos llegan a incrementar la resistencia de los elementos en un valor que suele ser muy variable, y que puede ir desde un 20 por ciento hasta un 80 por ciento del valor nominal determinado con las NTC del RDF-87. Esto es, si la estructura fuera real y hubiera sido sometida a la misma excitación, probablemente el nivel de daños sería mucho menor del obtenido en este estudio; esta situación fue muy común durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 y otros, en la cual muchas estructuras que en teoría debieron colapsarse permanecieron en pie, y en algunos casos con daños que les permiten seguir funcionando actualmente. Todo lo anterior se debe, en la mayoría de los casos, a las reservas

de resistencia que están disponibles y que a la fecha muchas veces no las tomamos en cuenta. Es necesario complementar estudios similares a este trabajo, para que las conclusiones sean más generales, y de aplicación menos específica.

## 6.2 Recomendaciones

A raíz de los resultados de este trabajo, se podrían hacer las siguientes recomendaciones prácticas, de ayuda para diseñadores, a saber:

1.- En estructuras de este tipo y de cierta altura localizadas en zonas sísmicas importantes como la tipo III (lacustre) del D.F., es conveniente, hasta lo que el proyecto arquitectónico permita, proporcionar una rigidez lateral adecuada a la estructura, ya sea con base de diagonales de acero o en su caso a base de muros de cortante. En algunos países, como Japón, la mayoría de las estructuras de cierta altura cuentan con algún sistema adicional de rigidez lateral que puede ser alguno de los ya mencionado. En el caso del Valle de México no hay que perder de vista el diseño correcto de la cimentación.

2.- Cuando se diseña con factores altos de comportamiento sísmico ( $Q=4$  o  $3$ ), buscando un comportamiento de marco dúctil, es vital que se cumplan con las especificaciones para los mismos que se especifican en las NTC, las cuales tratan de evitar fallas de tipo frágil. Es necesario garantizar que habrá la suficiente capacidad de deformación en los miembros estructurales.

3.- En este estudio se encontró que es muy importante considerar la siguiente especificación para marcos dúctiles de concreto, la cual dice textual: "sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor que el 25 por ciento de la que le correspondería si trabajara aislado del resto de la estructura." Esta especificación que podría prestarse a diversas interpretaciones se utilizó de la manera que a continuación se indica, obteniéndose buenos resultados: en los marcos contraventeados se diseñó el marco sin estos contravientos para una fuerza cortante de al menos el 25 por ciento de la que tomaría si tuviera estos contravientos, suponiendo este marco aislado del resto de la estructura. Esta especificación fue necesario aplicarla debido a que en las vigas de las crujeías con diagonales los momentos obtenidos del análisis modal espectral, resultaban de muy baja magnitud; cuando se diseñó de acuerdo a estos momentos y posteriormente se verificó su comportamiento mediante un análisis paso a paso inelástico se encontró que se tenía un alto nivel de daños, con grandes demandas de ductilidad, que no pueden ser resistidas por los elementos. Posteriormente, al diseñar de acuerdo a las solicitaciones obtenidas con la especificación anterior, se tuvieron mejores resultados, que son los que fueron presentados en este trabajo para los marcos contraventeados; este tipo de respuestas nos habla de la importancia de considerar adecuadamente la especificación anterior.

4.- Es necesario estudiar más estructuras de este tipo (no solo a base de marcos), para poder llegar a conclusiones y recomendaciones de uso más general.

---

## REFERENCIAS

---

1. Sauter F Franz, "Fundamentos de Ingeniería Sísmica", vol 1, "Introducción a la Sismología ", Ed. Tecnológica de Costa Rica, la edición, pp 165 (1989).
2. Bolt B, " Earthquakes", W.H.Freeman, San Francisco, California (1978).
3. Meli R, " Diseño Estructural", Ed. Limusa, México D.F. (1987).
4. Bazán E y Meli R, "Manual de Diseño Sísmico de Edificios de Acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D.F.", Ed. Limusa, México D.F. (1984).
5. Wakabayashi M y Martínez Romero E, "Diseño de Estructuras Sismorresistentes" (1990).
6. Wilson E y Habibullah A, "ETABS: Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems", Computers and Structures Inc., California, E.E.U. (1990).
7. Robles F y González O, "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Ed. Limusa, 2a edición, México D.F. (1989).
8. Riobó J M, "Especificaciones 1987 para Marcos Dúctiles de Concreto", Reto Sísmico, Ed. Telmex, p. 117-150, (1988).
9. Chávez H, "Calculo de la Respuesta Sísmica de un Edificio Instrumentado en la Ciudad de México", tesis profesional, Facultad de Ingeniería, UNAM (1993).
10. Kanaan A E y Powell G H, "DRAIN-2D: Inelastic Dynamic Response of Plane Structures", Universidad de California en Berkeley (1973), adaptado para PC por J N DYER, Instituto de Ingeniería, UNAM (1992).
11. Gilles A G, "Post-Elastic Dynamic Analysis of Three-Dimensional Frame Structures", Department of Civil Engineering, University of Auckland, Auckland, New Zealand (1979).

12. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", D.D.F., México, D.F. (1987).
13. "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", D.D.F., México, D.F. (1987).
14. "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero", D.D.F., México, D.F. (1987).
15. "Normas Técnicas Complementarias Para Diseño por Sismo", D.D.F., México, D.F. (1987).
16. Rosenblueth E y Gómez R, "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM (1991).
17. Loera S et al, "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM (1991).

## **RECONOCIMIENTO**

**Este trabajo fue posible llevarlo a cabo gracias al proyecto IN-306791-UNAM patrocinado por la Dirección General de Asuntos de Personal Académico (DGAPA), y que fue realizado en las instalaciones del Instituto de Ingeniería, UNAM.**

---

# TABLAS

---

TABLA 1  
 VALORES DE CARGA POR m<sup>2</sup> PARA SISTEMA DE PISO  
 CASOS A Y B

NIVEL	AREA (m <sup>2</sup> )	CARGA MUERTA (T/m <sup>2</sup> )	CARGA VIVA (T/m <sup>2</sup> )	CARGA TOTAL (T/m <sup>2</sup> )
N*9	768	0.572	0.070	0.642
N*8	768	0.591	0.180	0.771
N*7	768	0.591	0.180	0.771
N*6	768	0.591	0.180	0.771
N*5	768	0.591	0.180	0.771
N*4	768	0.591	0.180	0.771
N*3	768	0.591	0.180	0.771
N*2	768	0.591	0.180	0.771
N*1	768	0.591	0.180	0.771
N*PB	768	0.639	0.250	0.889
N*SO	768	0.661	0.250	0.911
N*CI	768	0.740	0.2	0.960

**TABLA 2**  
**PESOS POR NIVEL**  
**CASO A (MARCOS UNICAMENTE)**

NIVEL	AREA (m <sup>2</sup> )	SISTEMA DE PISO	TRABES Y CONTRATRABES	COLUMNAS	TOTAL (t)
N*9	768	493.06	148.61	41.16	682.82
N*8	768	592.13	148.61	81.73	822.47
N*7	768	592.13	166.46	94.33	852.92
N*6	768	592.13	166.46	107.52	866.11
N*5	768	592.13	166.46	106.75	865.34
N*4	768	592.13	193.25	121.03	906.41
N*3	768	592.13	193.25	135.11	920.48
N*2	768	592.13	239.38	151.07	982.57
N*1	768	592.13	239.38	264.00	1095.50
N*PB	768	682.75	402.00	270.00	1354.75
N*SO	768	699.65	520.57	162.00	1382.22
N*CI	768	737.28	348.48	72.0	1157.76

**TABLA 3**  
**PESOS POR NIVEL**  
**CASO B (MARCOS REDUCIDOS Y DIAGONALES)**

NIVEL	AREA (m <sup>2</sup> )	SISTEMA DE PISO	TRABES Y CONTRABES	COLUMNAS	TOTAL (t)
N*9	768	493.06	123.84	21.00	637.90
N*8	768	592.13	123.84	41.70	757.67
N*7	768	592.13	123.84	41.70	757.97
N*6	768	592.13	123.84	42.00	757.67
N*5	768	592.13	123.84	41.70	757.67
N*4	768	592.13	123.84	56.19	772.16
N*3	768	592.13	123.84	70.47	786.44
N*2	768	592.13	123.84	88.74	804.71
N*1	768	592.13	123.84	168.96	884.93
N*PB	768	682.75	335.52	172.80	1191.07
N*SO	768	699.65	513.66	103.68	1316.99
N*CI	768	737.28	348.48	46.08	1131.84

TABLA 4

PROPIEDADES DE DIAGONALES DE ACERO, SECCIONES TIPO "I"  
CASO B (MARCOS REDUCIDOS Y DIAGONALES)

SECCION	AREA (cm <sup>2</sup> )	D (cm)	B (cm)	hf (cm)	hw (cm)	Rc (t)	Rt (t)
EJE A							
1 (Entrepiso)	168.7	35.6	36.9	1.80	1.12	232.7	384.1
2	98.5	30.6	25.4	1.46	0.88	146.2	224.3
3	91.5	25.3	25.4	1.42	0.86	138.6	208.3
4	90.2	21.6	20.6	1.74	1.02	110.9	205.4
5	90.2	21.6	20.6	1.74	1.02	110.9	205.4
6	74.7	21.0	20.5	1.42	0.91	90.3	170.1
7	57.7	20.3	20.3	1.10	0.72	68.6	131.4
8	52.2	20.5	16.6	1.18	0.72	46.5	118.9
9	28.1	15.2	15.2	0.66	0.58	21.1	64.0
E/E 1							
1 (Entrepiso)	168.7	35.6	36.9	1.80	1.12	232.7	384.1
2	91.5	25.3	25.4	1.42	0.86	138.6	208.3
3	91.5	25.3	25.4	1.42	0.86	138.6	208.3
4	90.2	21.6	20.6	1.74	1.02	110.9	205.4
5	90.2	21.6	20.6	1.74	1.02	110.9	205.4
6	72.9	25.3	20.3	1.35	0.80	85.2	166.0
7	57.7	20.3	20.3	1.10	0.72	68.6	131.4
8	52.2	20.5	16.6	1.18	0.72	46.5	118.9
9	28.1	15.2	15.2	0.66	0.58	21.1	64.0

D .- Peralte de la sección

B .- Ancho de la sección

tf.- Espesor del patin

tw.- Espesor del alma

Rc.- Resistencia a compresión, NTC-Acero

Rt.- Resistencia a tensión, NTC-Acero

TABLA 5

MOMENTOS RESISTENTES EN VIGAS PARA DRAIN-2D  
CASO A (MARCOS UNICAMENTE)

( t-m )

SECCION	EJE A		EJE C		EJE 1		EJE 2	
	MR+	MR-	MR+	MR-	MR+	MR-	MR+	MR-
1	16.93	32.95	22.10	45.56	12.77	25.24	17.45	30.67
2	22.12	43.04	28.93	58.96	16.93	32.95	22.12	43.04
3	33.35	64.04	40.15	82.63	26.37	51.56	22.12	39.83
4	34.68	73.83	48.81	89.30	33.55	51.70	31.37	63.93
5	40.06	74.21	40.36	88.49	33.55	64.02	26.38	63.67
6	58.59	108.9	48.89	93.93	39.15	64.21	34.40	71.07
7	65.38	109.3	60.79	126.0	65.12	93.91	40.06	74.21
8	84.35	142.3	60.67	118.5	84.11	124.8	49.73	104.0
9	102.0	142.8	60.73	122.7	101.7	125.1	65.12	93.91
10	109.9	159.5	74.65	157.6	109.7	142.9	49.66	97.45
11	109.7	142.9	92.21	153.7	-	-	58.36	93.72
12	-	-	92.41	174.7	-	-	74.26	136.7
13	-	-	92.28	158.8	-	-	103.9	125.1
14	-	-	-	-	-	-	91.8	124.9
15	-	-	-	-	-	-	92.1	146.6
16	-	-	-	-	-	-	109.7	137.7
17	-	-	-	-	-	-	104.1	137.6

TABLA 6

MOMENTOS RESISTENTES EN VIGAS PARA DRAIN-2D  
CASO B (MARCOS REDUCIDOS Y DIAGONALES)

( t-m )

SECCION	EJE A		EJE C		EJE I		EJE 2	
	MR+	MR-	MR+	MR-	MR+	MR-	MR+	MR-
1	13.33	28.86	18.76	40.77	13.33	13.33	13.33	27.09
2	21.14	43.01	25.63	53.23	13.33	28.86	17.52	36.50
3	25.43	50.23	24.76	53.20	16.97	36.49	18.77	39.74
4	28.08	54.28	28.30	58.91	20.19	39.78	21.72	44.29
5	28.30	58.91	29.82	63.26	24.76	44.38	25.43	50.23
6	-	-	-	-	25.33	44.40	28.08	54.28

TABLA 7

DIAGRAMAS DE INTERACCION EN COLUMNAS PARA DRAIN-2D  
CASO A (MARCOS UNICAMENTE)

SECCION	Pc (t)	Pt (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)	Pb/Pc	Mb/Mo
1 70x70	1360	-202	68	366	121	0.269	1.78
2 70x70	1370	-217	72	365	125	0.266	1.74
3 70x70	1430	-280	90	366	140	0.256	1.56
4 80x80	1770	-279	109	480	190	0.271	1.74
5 80x80	1850	-344	129	486	202	0.263	1.57
6 90x90	2230	-344	152	614	265	0.275	1.74
7 100x100	2310	-430	183	621	288	0.269	1.57
8 100x100	2740	-429	212	765	367	0.279	1.73
9 100x100	3440	-1173	490	810	590	0.235	1.20
10 100x100	3200	-720	320	1150	530	0.359	1.66
11 100x100	4050	-1525	630	900	760	0.222	1.21

Pc.- Carga resistente máxima, únicamente compresión

Pt.- Carga resistente máxima, únicamente tensión

Mo.- Momento resistente, únicamente flexión

Pb.- Carga axial de la falla balanceada

Mb.- Momento de la falla balanceada

**TABLA 8**

**DIAGRAMAS DE INTERACCION EN COLUMNAS PARA DRAIN-2D  
CASO B (MARCOS REDUCIDOS Y DIAGONALES)**

SECCION	Pc (t)	Pt (t)	Mo (t-m)	Pb (t)	Mb (t-m)	Pb/Pc	Mb/Mo
1 50x50	758	-133	27.9	280	56.5	0.369	2.02
2 50x50	817	-192	38.8	280	63.7	0.343	1.64
3 50x50	902	-277	54.4	283	78.0	0.314	1.43
4 50x50	966	-341	64.9	287	86.1	0.297	1.32
5 50x50	1014	-389	74.3	289	96.4	0.285	1.30
6 65x65	1248	-192	54.5	468	121.1	0.375	2.22
7 65x65	1333	-277	76.9	472	141.2	0.354	1.83
8 65x65	1397	-341	92.9	475	147.4	0.340	1.59
9 80x80	1877	-277	98.7	722	230.8	0.385	2.34
10 80x80	2170	-570	193.2	738	305.2	0.340	1.60
11 80x80	2304	-703	235.0	747	335.6	0.325	1.43
12 80x80	2398	-798	263.8	628	351.2	0.262	1.33

Pc.- Carga resistente máxima, únicamente compresión

Pt.- Carga resistente máxima, únicamente tensión

Mo.- Momento resistente, únicamente flexión

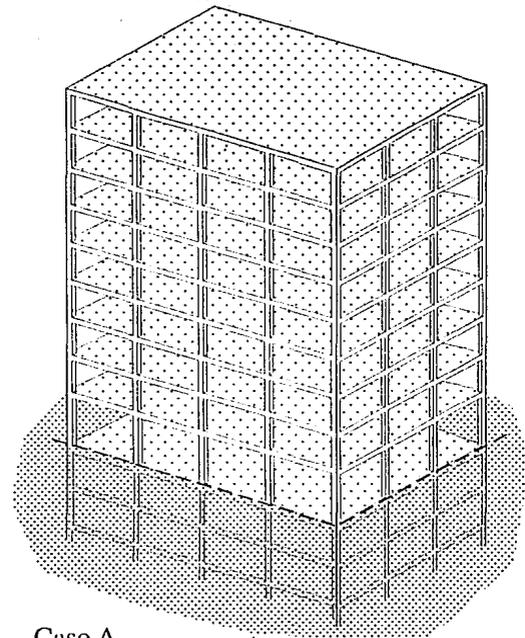
Pb.- Carga axial de la falla balanceada

Mb.- Momento de la falla balanceada

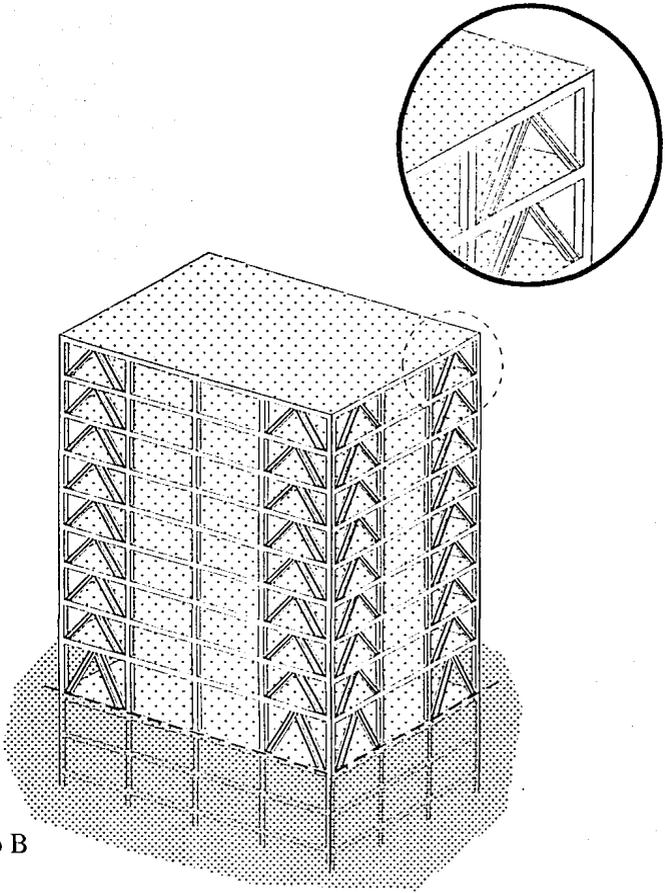
---

## FIGURAS

---



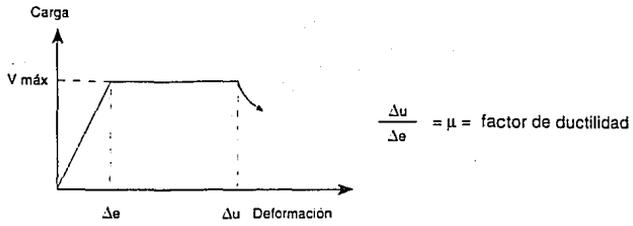
Caso A



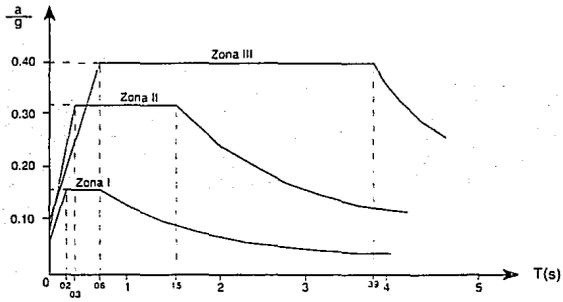
Caso B

**Fig 1.1 Vista General de las dos propuestas de estructuración que se estudian en este trabajo**

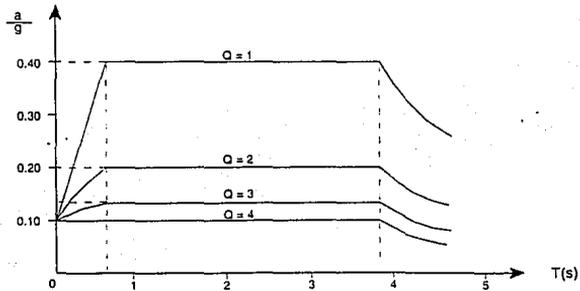




**Fig 2.2 Comportamiento Elastoplástico**



**Fig 2.3 Espectros de diseño para las 3 zonas del D.F., Q=1**



**Fig 2.4 Espectros de diseño para Zona III, reducidos con el factor Q**

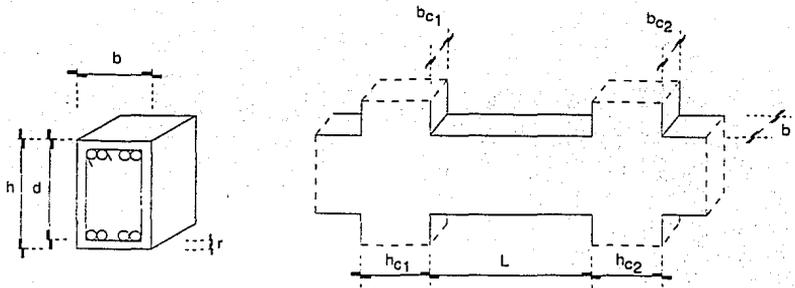


Fig 2.5 Dimensiones generales en vigas

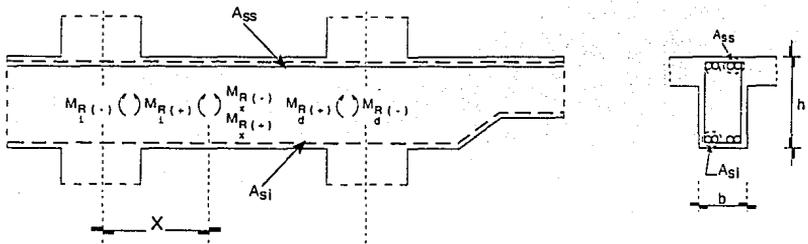


Fig 2.6 Momentos resistentes en miembros a flexion

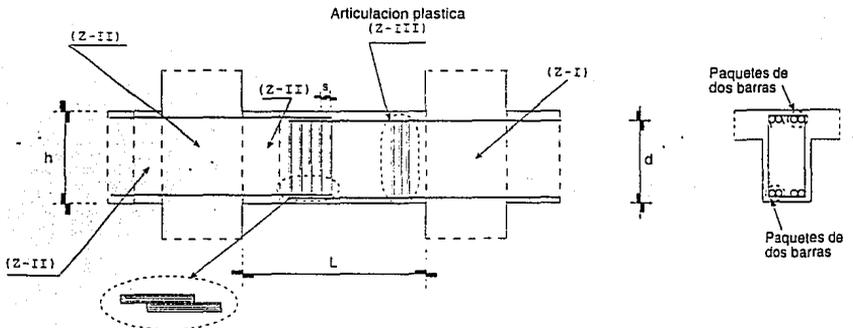
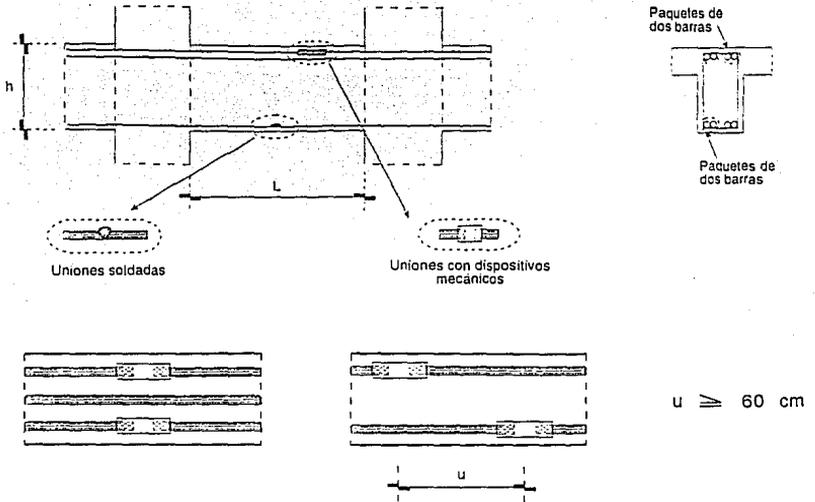
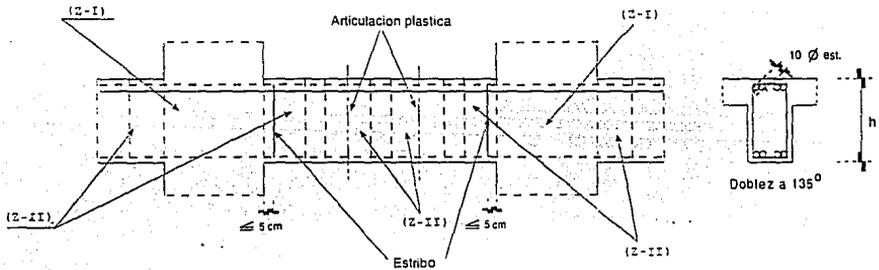


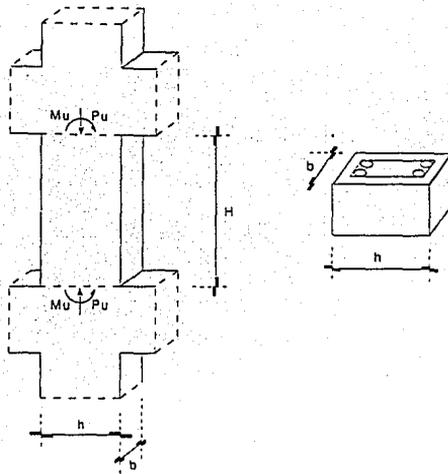
Fig 2.7 Uniones de barras a base de traslapes



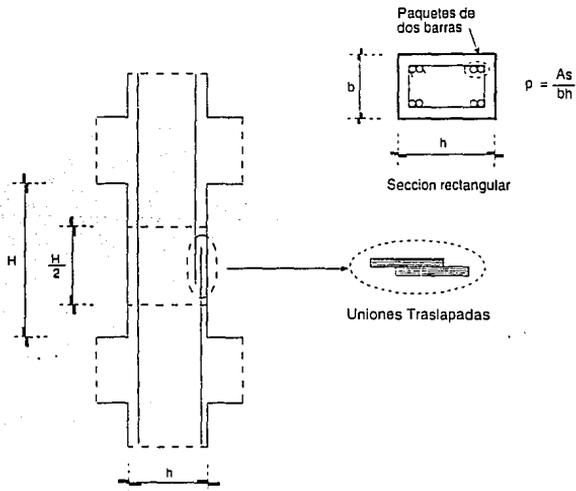
**Fig 2.8 Uniones de barras soldadas con dispositivos mecánicos**



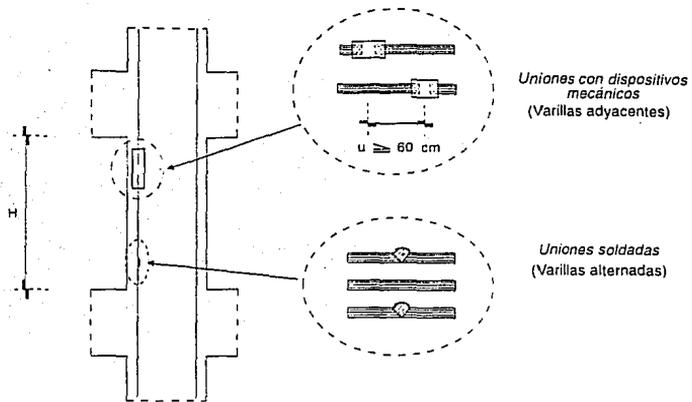
**Fig 2.9 Separación del refuerzo transversal en zonas críticas y zonas convencionales**



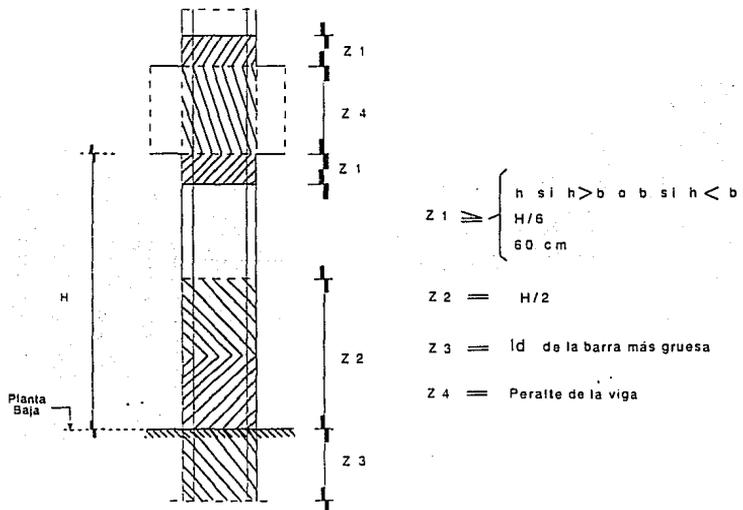
**Fig 2.10 Dimensiones generales en columnas**



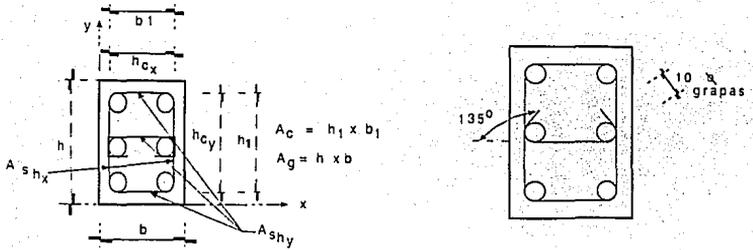
**Fig 2.11 Uniones Traslapadas**



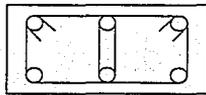
**Fig 2.12 Uniones soldadas y con dispositivos mecánicos**



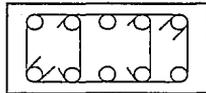
**Fig 2.13 Zonas críticas de columnas**



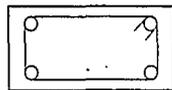
**Fig 2.14 Refuerzo transversal en miembros a flexocompresión y detalles de doblez en grapas**



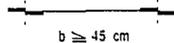
Entre ramas de estribos sobrepuestos  
 $b \geq 45 \text{ cm}$



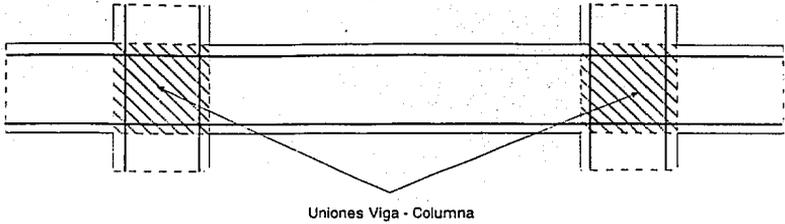
Entre grapas y ramas de estribos sobrepuestos  
 $b \geq 25 \text{ cm}$



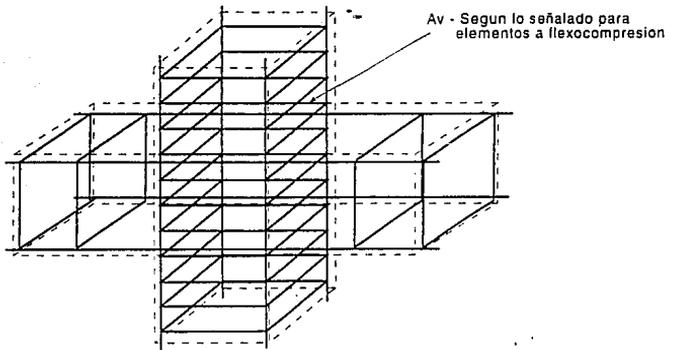
Dimensión máxima en estribos sencillos  
 $b \geq 45 \text{ cm}$



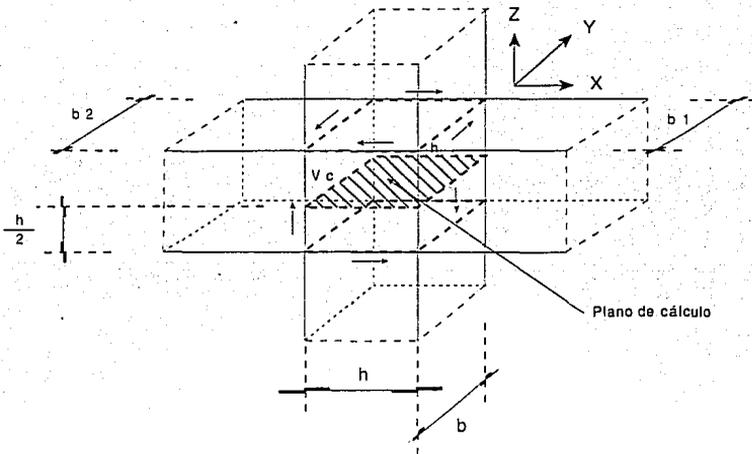
**Fig 2.15 Detalle de refuerzo transversal en miembros a flexocompresión**



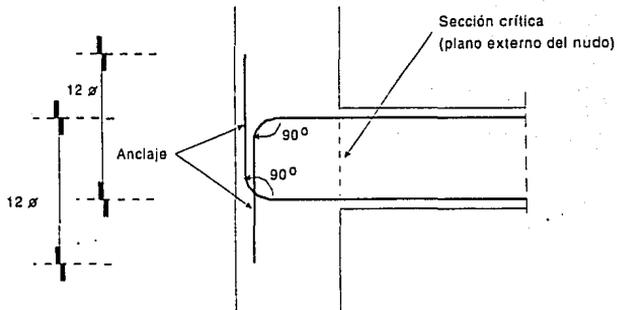
**Fig 2.16 Union Viga - Columna y refuerzo longitudinal de vigas y columnas**



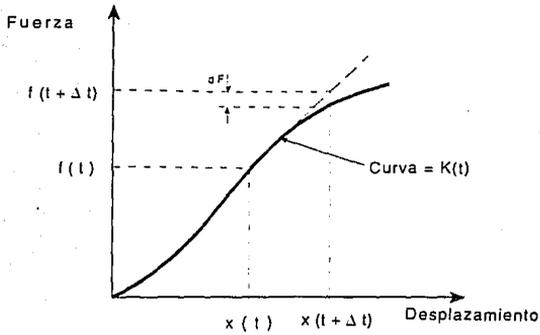
**Fig 2.17 Confinamiento del concreto simple en uniones viga - columna**



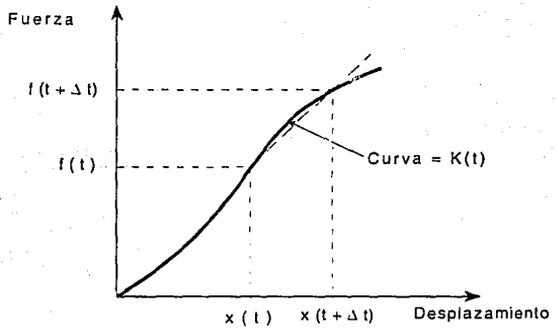
**Fig 2.18 Plano crítico de la unión viga - columna**



**Fig 2.19 Detalle de anclaje de barras longitudinales de vigas en columnas extremas**



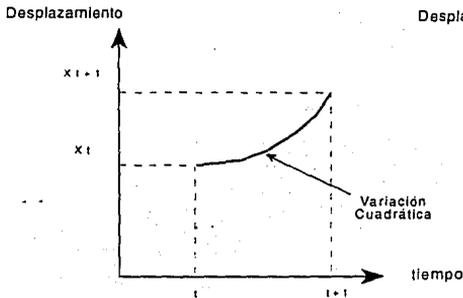
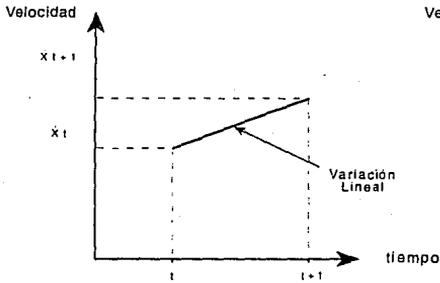
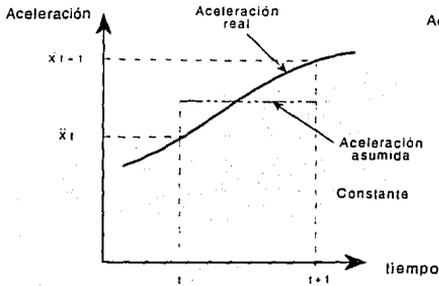
### Rigidez tangente



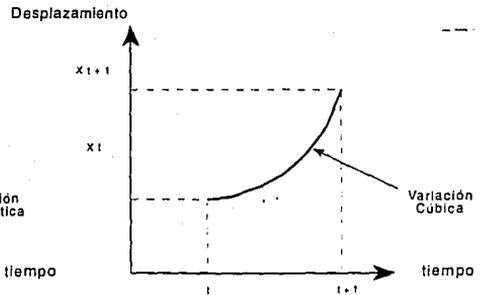
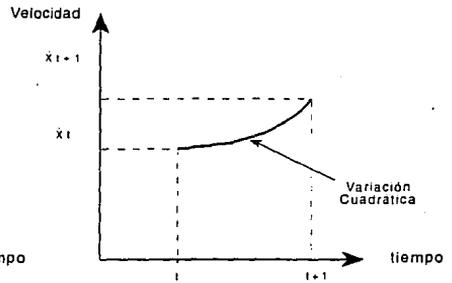
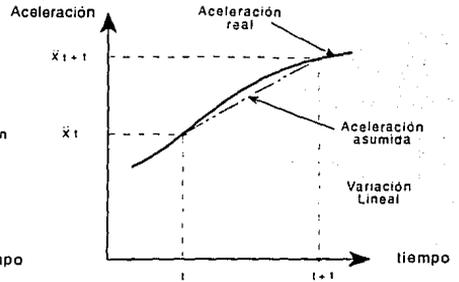
### Rigidez secante

**Fig 2.20** Métodos para discretizar la rigidez

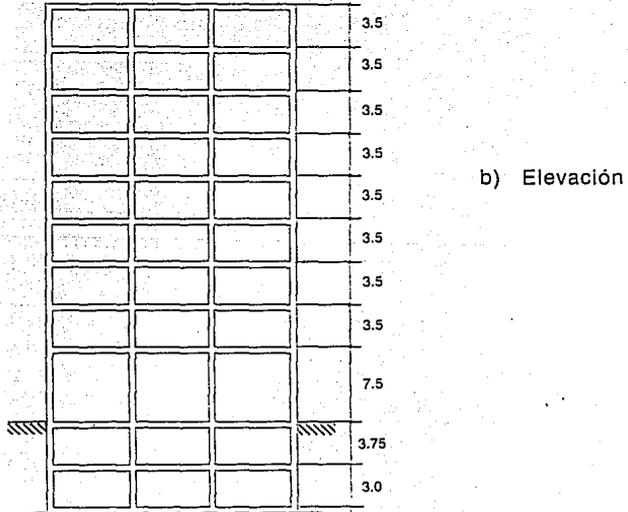
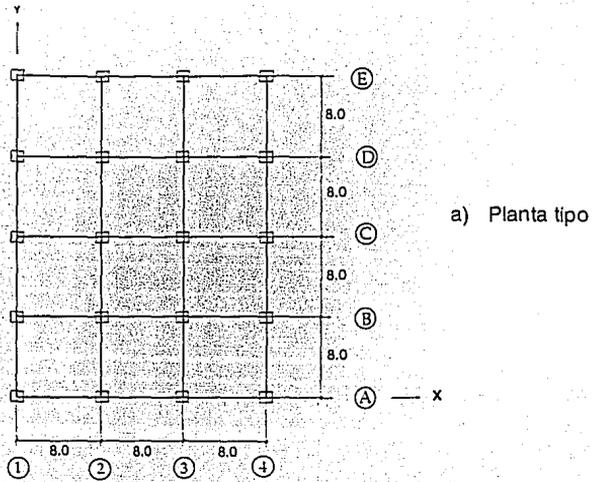
**A) Método de aceleraciones constantes**



**B) Método de aceleraciones lineales**



**Fig 2.21** Métodos para considerar la aceleración en el intervalo  $(t - \Delta t)$



**Fig 3.1 Dimensiones generales del edificio (m)**

EDIFICIO CASO A  
SISMO DIRECCION X

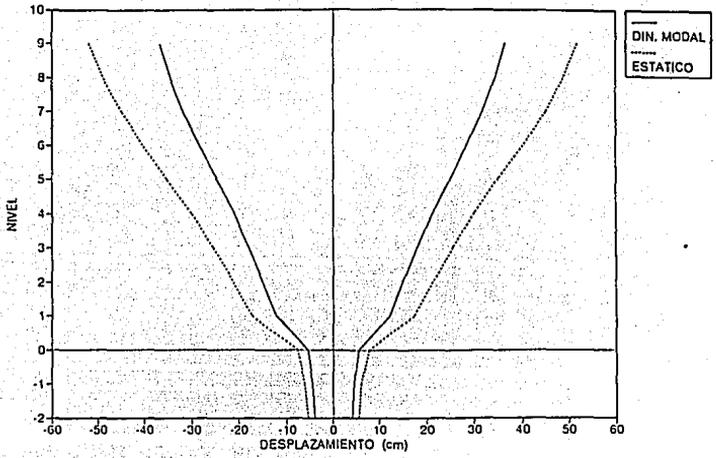


Fig 3.2

EDIFICIO CASO A  
SISMO DIRECCION Y

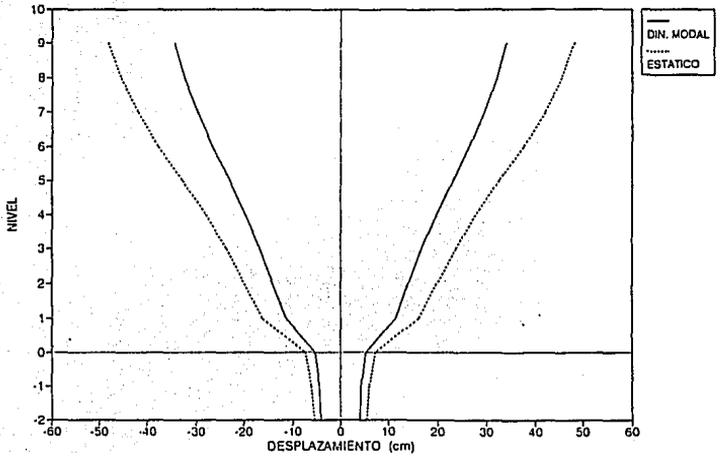


Fig 3.3

EDIFICIO CASOS A Y B  
SISMO DIRECCION X

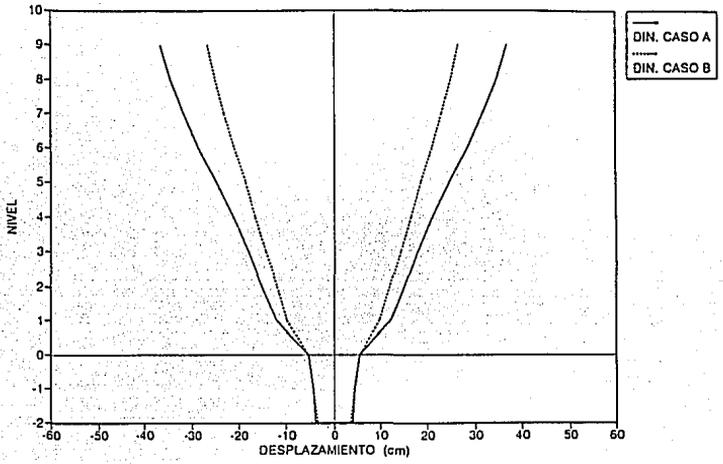


Fig 3.4

EDIFICIO CASOS A Y B  
SISMO DIRECCION Y

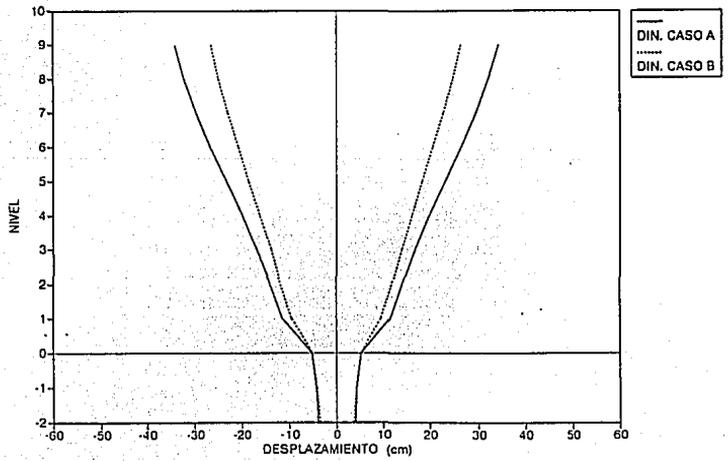


Fig 3.5

EDIFICIO CASO A  
SISMO DIRECCION X

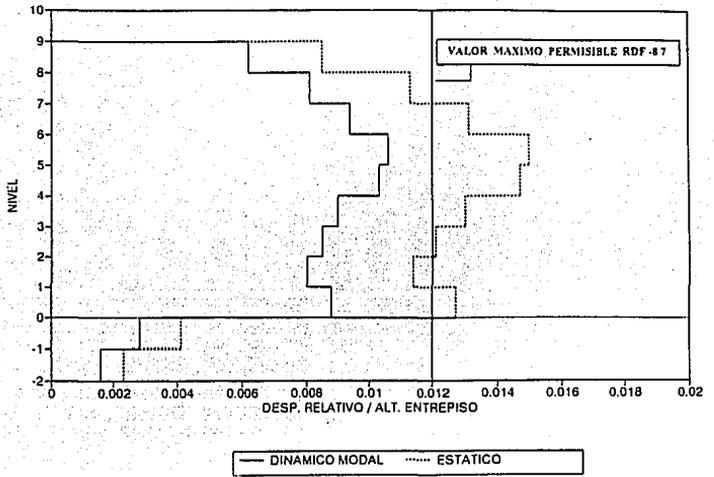


Fig 3.6

EDIFICIO CASO A  
SISMO DIRECCION Y

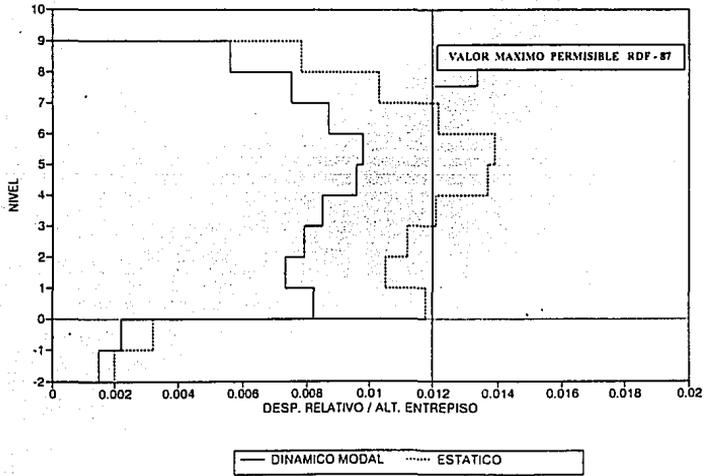
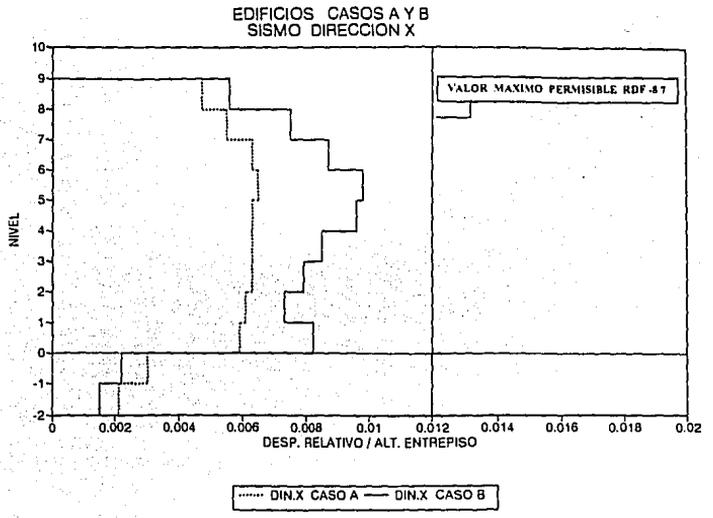
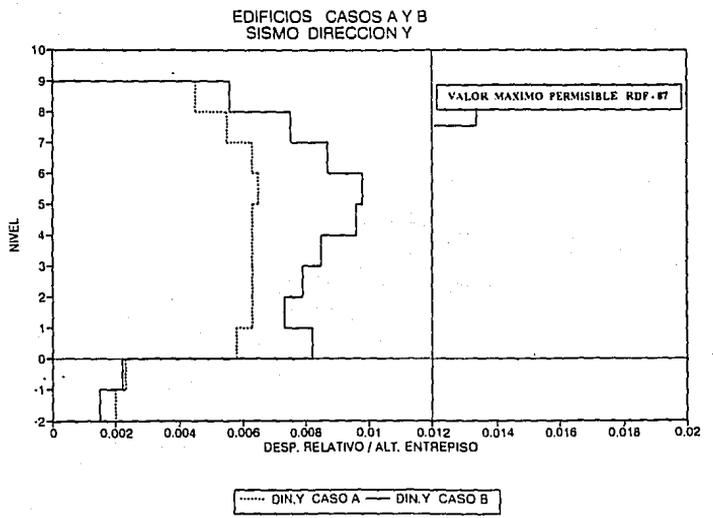


Fig 3.7



**Fig 3.8**



**Fig 3.9**

EDIFICIO CASO A  
SISMO DIRECCION X

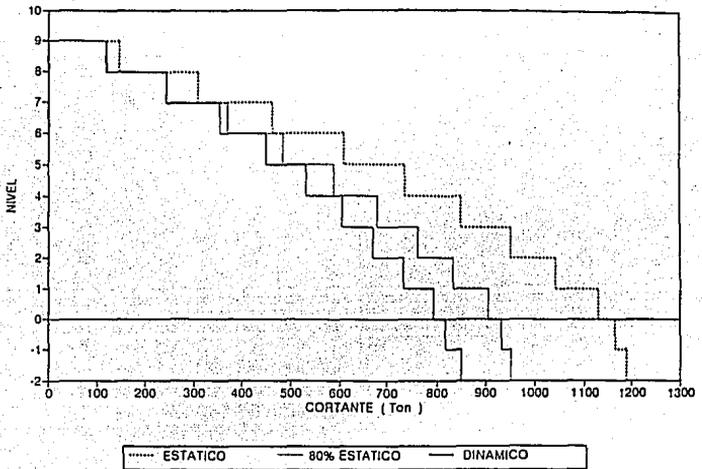


Fig 3.10

EDIFICIO CASO A  
SISMO DIRECCION Y

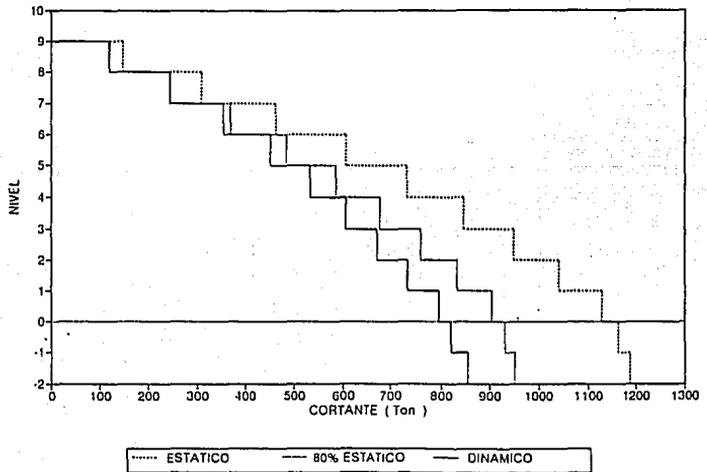
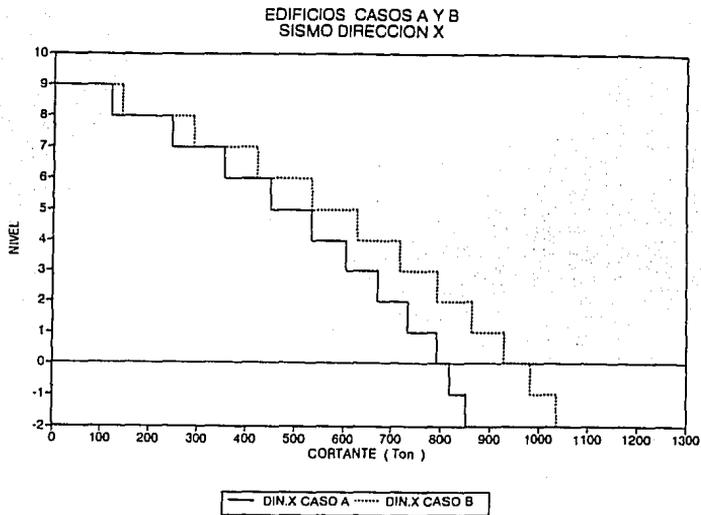
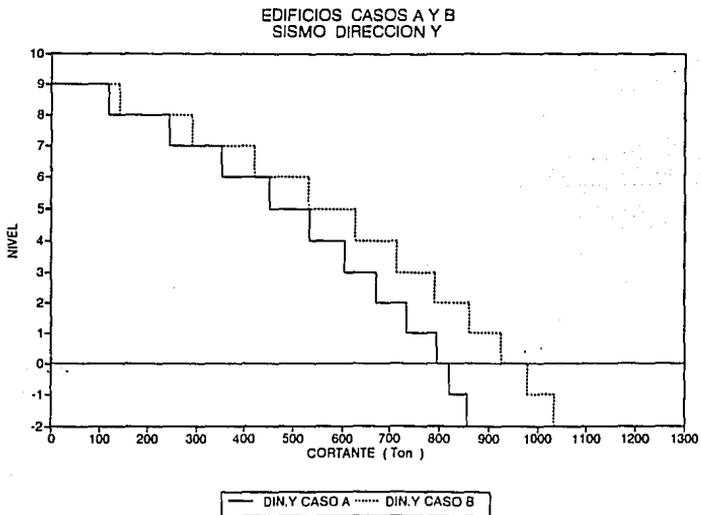


Fig 3.11



**Fig 3.12**



**Fig 3.13**

EDIFICIO CASO A  
SISMO DIRECCION X

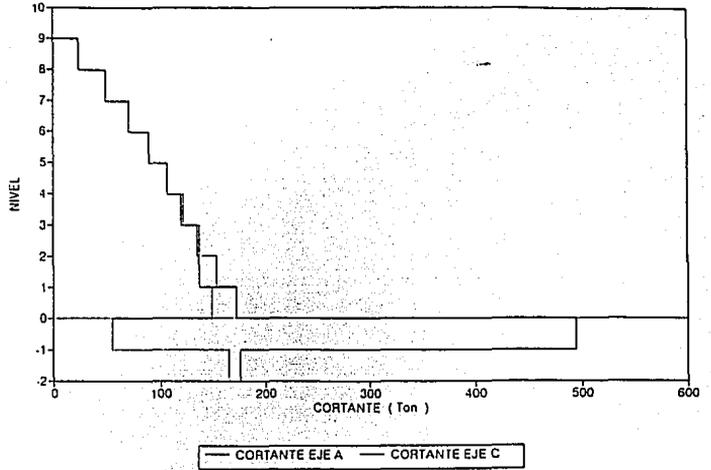


Fig 3.14

EDIFICIO CASO A  
SISMO DIRECCION Y

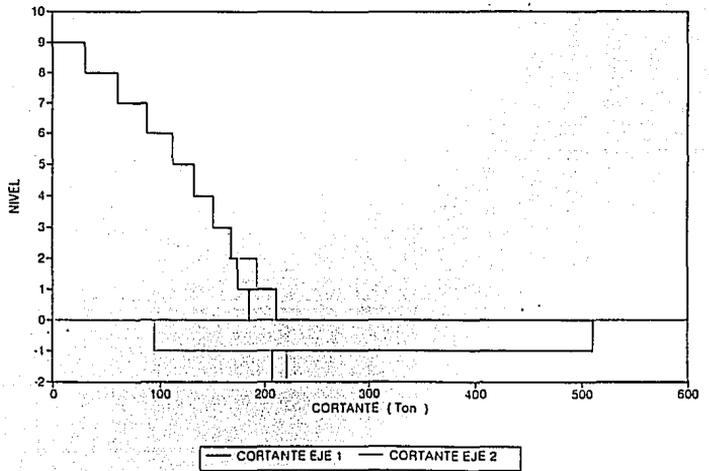


Fig 3.15

EDIFICIO CASO B  
SISMO DIRECCION X

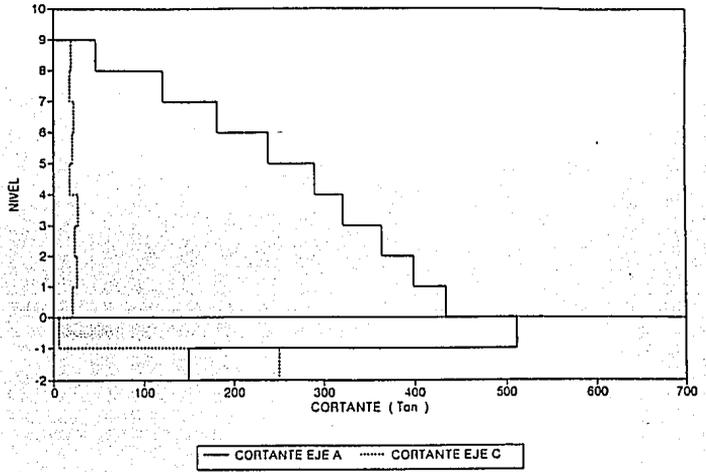


Fig 3.16

EDIFICIO CASO B  
SISMO DIRECCION Y

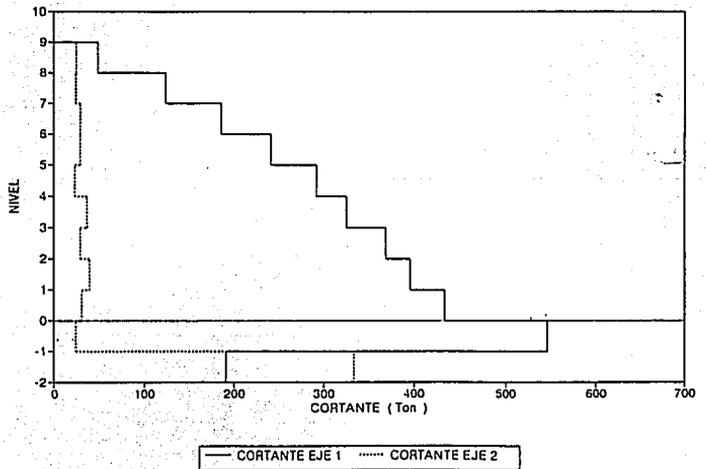


Fig 3.17

# Edificio Casos A y B Eje 1 (exterior)

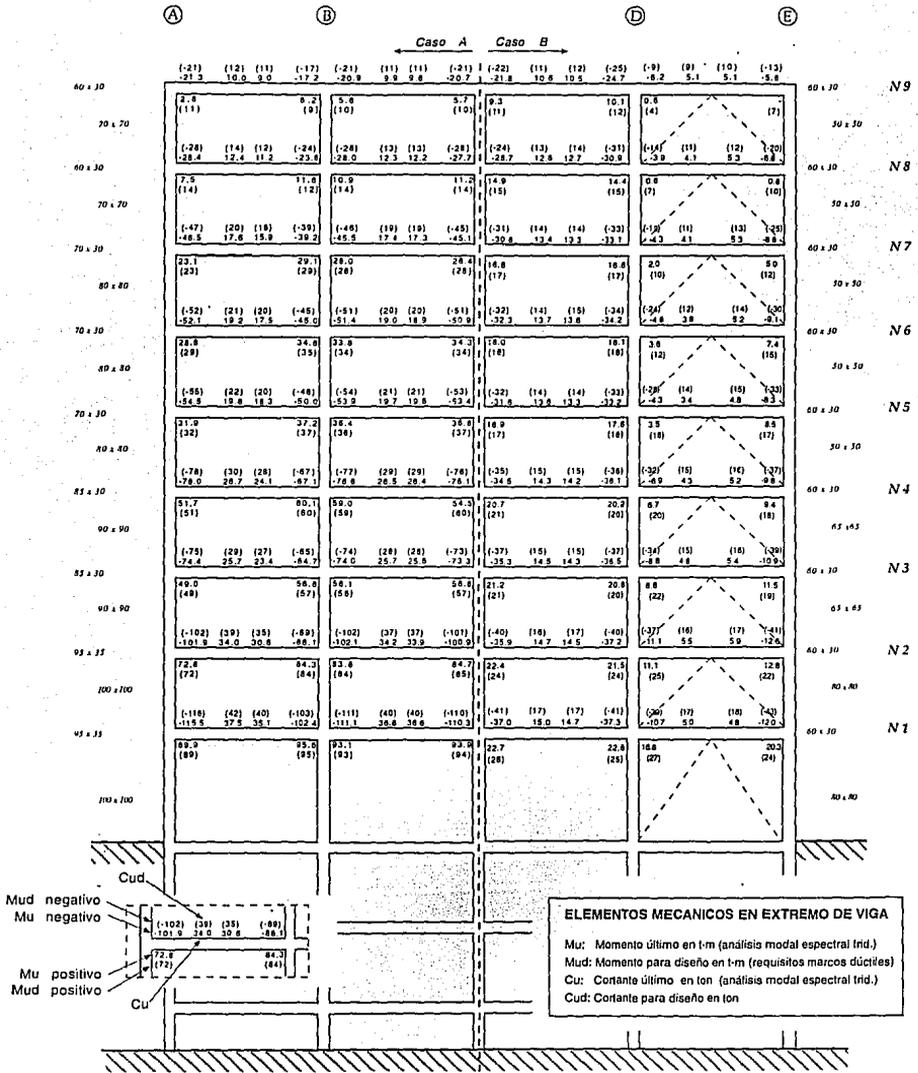


Fig 3.18 Elementos mecánicos en vigas

# Edificio Caso A y B Eje 2 (interior)

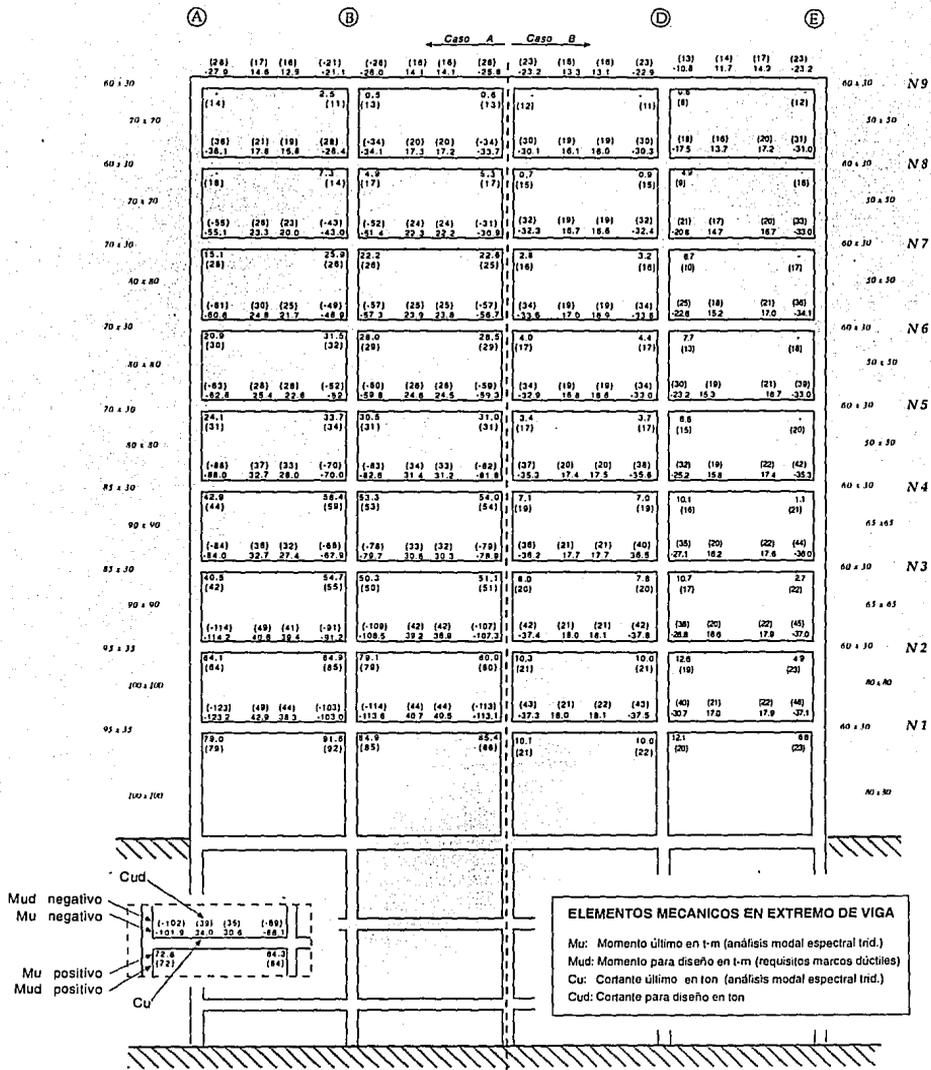


Fig 3.19 Elementos mecánicos en vigas

# Edificio Caso A y B Eje A (exterior)

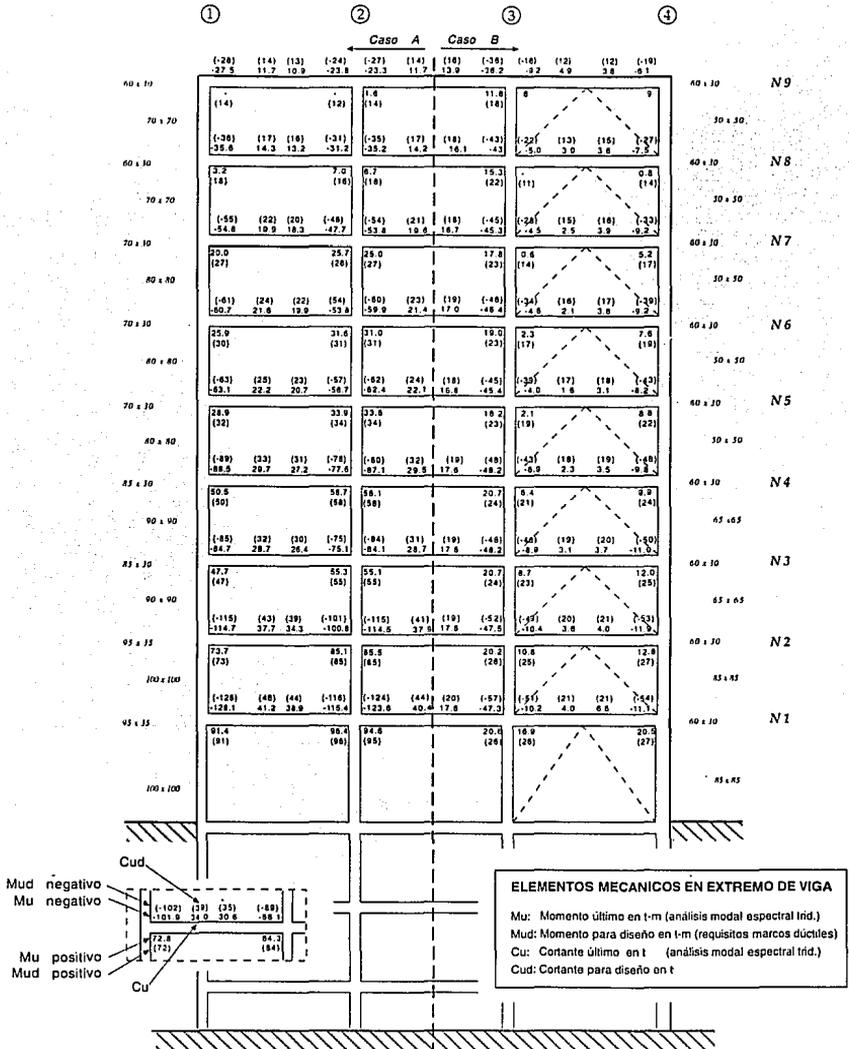


Fig 3.20 Elementos mecánicos en vigas



# Edificio Casos A y B Eje 1

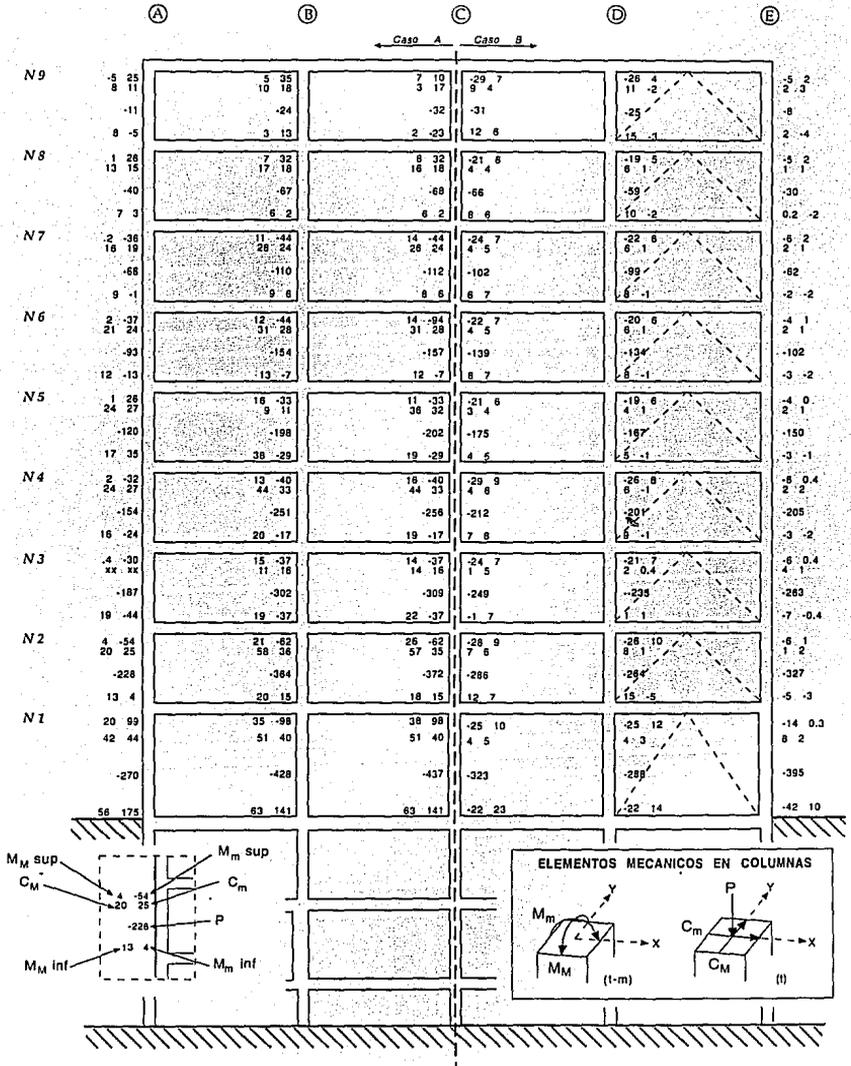
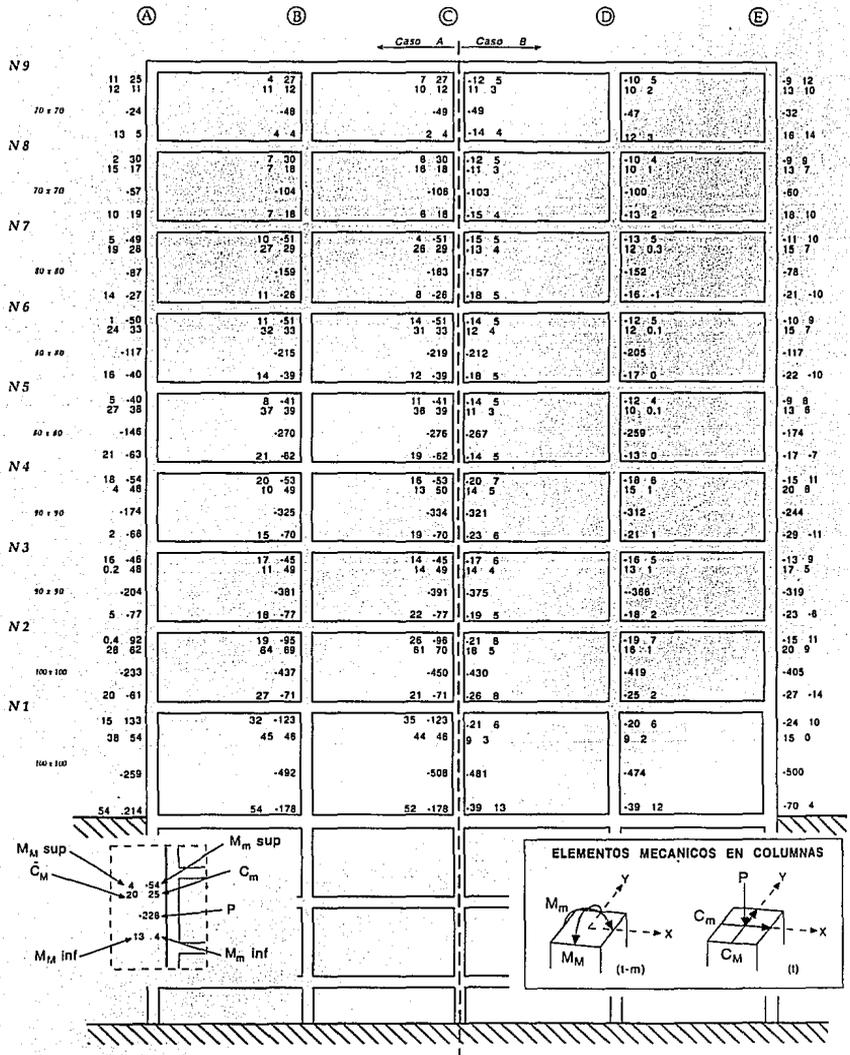


Fig 3.22 Elementos mecánicos en columnas

# Edificio Casos A y B Eje 2



**Fig 3.23 Elementos mecánicos en columnas**

### Edificio Caso B Eje 1

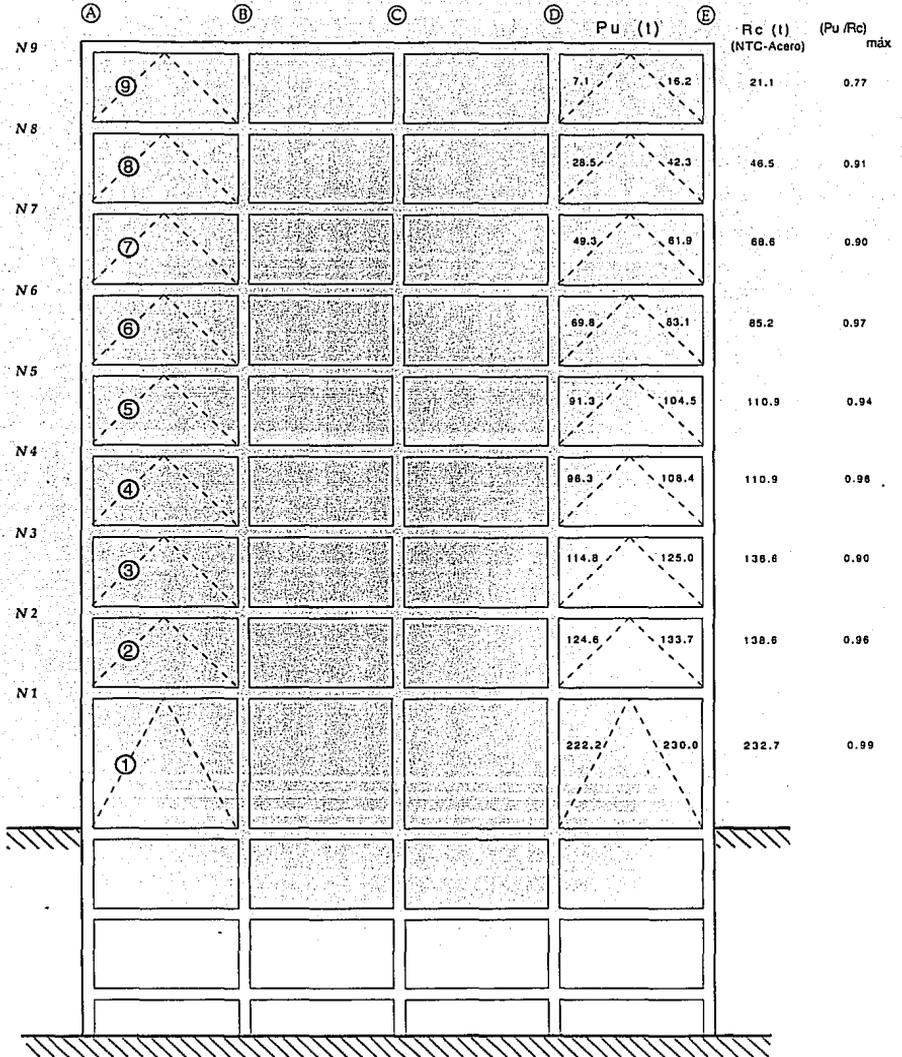
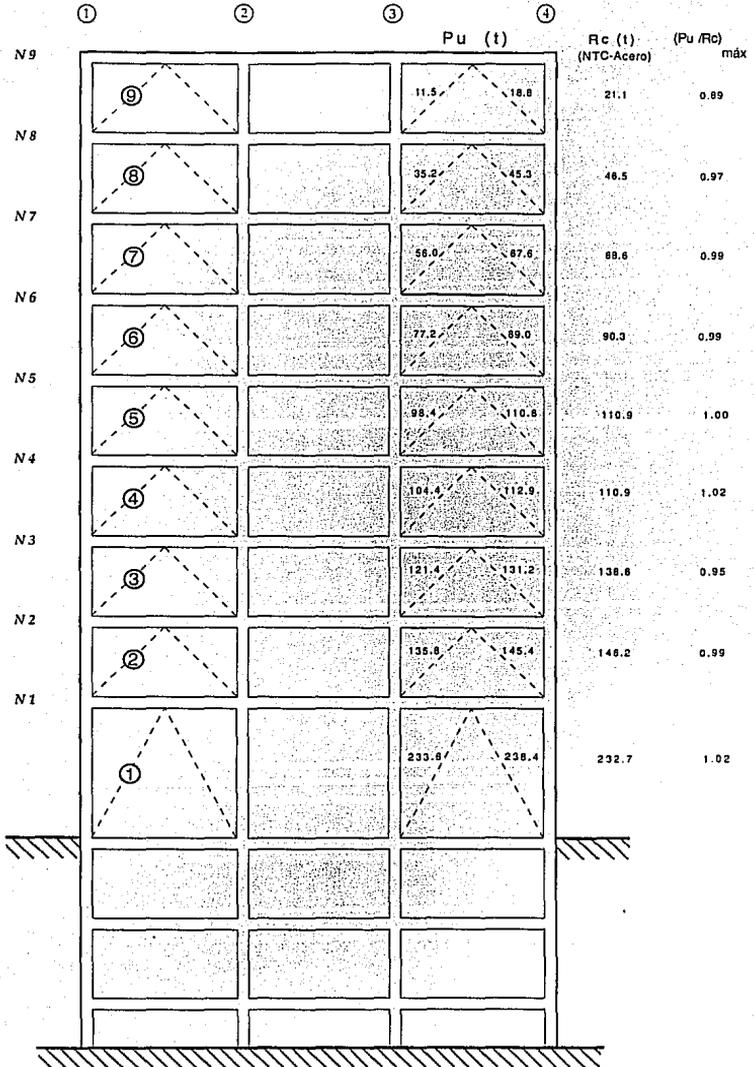


Fig 3.24 Cargas de compresión de diseño en diagonales

### Edificio Caso B Eje A



**Fig 3.25 Cargas de compresión de diseño en diagonales**

# Edificio Caso A Eje 1

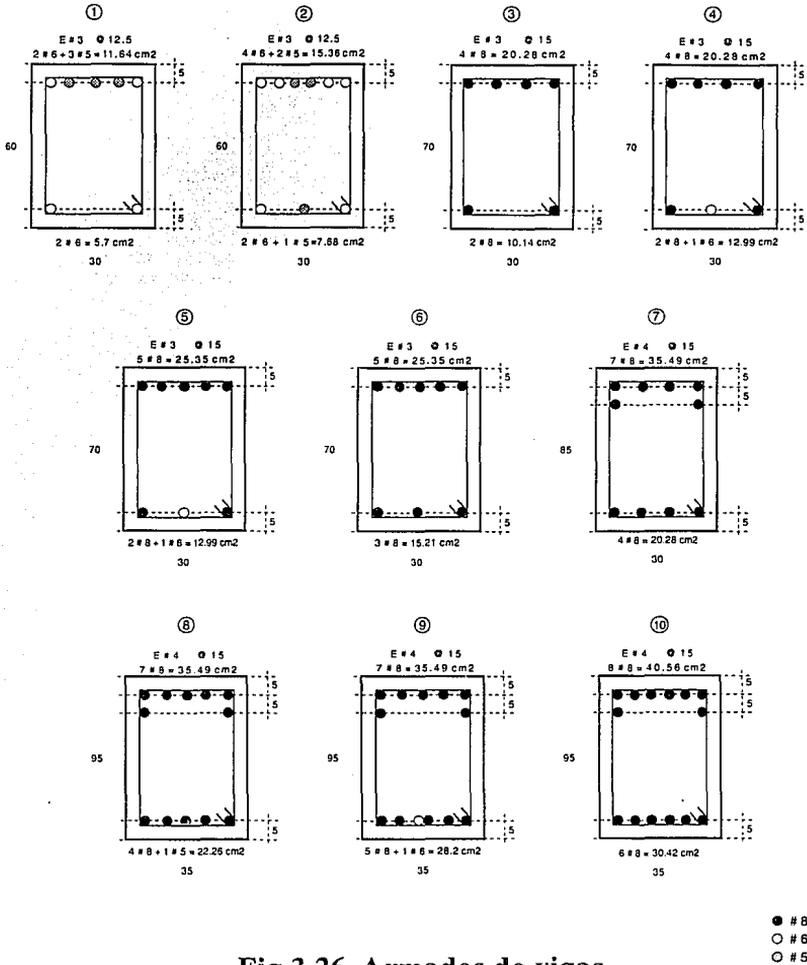


Fig 3.26 Armados de vigas

# Edificio Caso A Eje 2

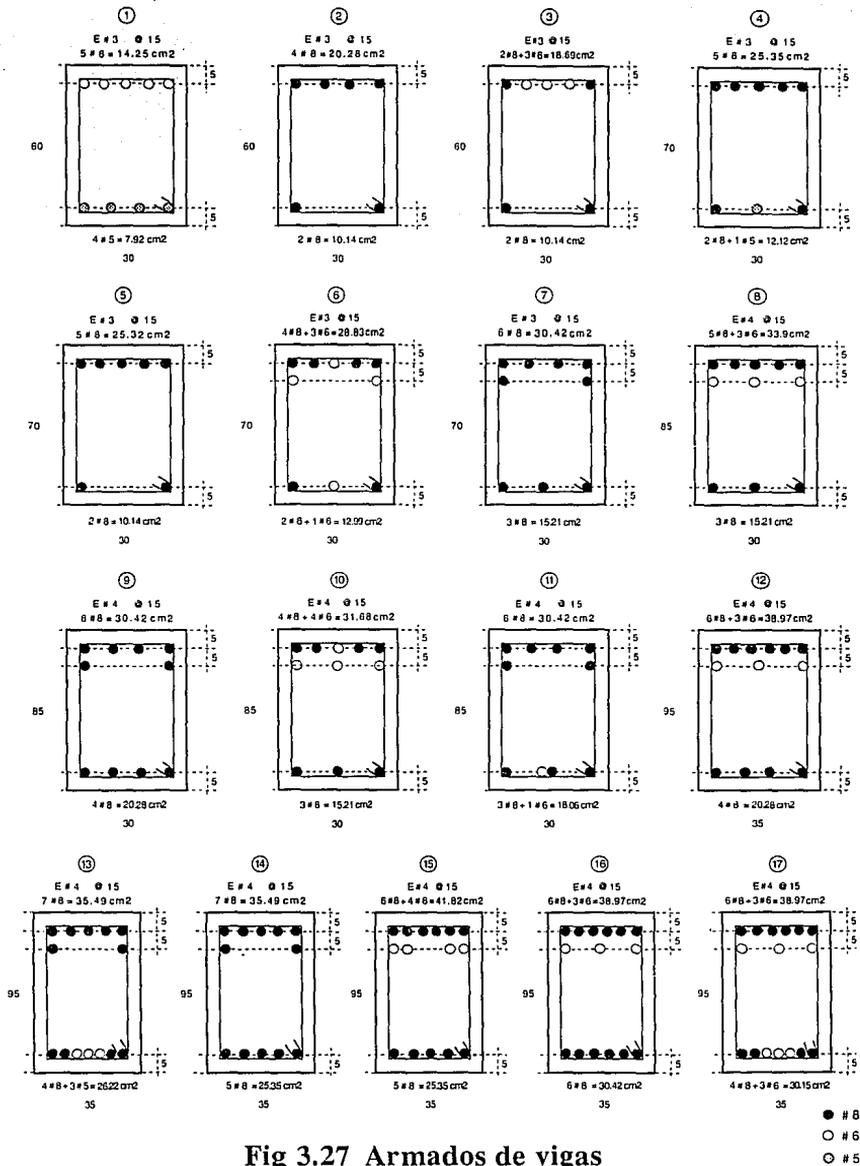


Fig 3.27 Armados de vigas

# Edificio Caso A Eje A

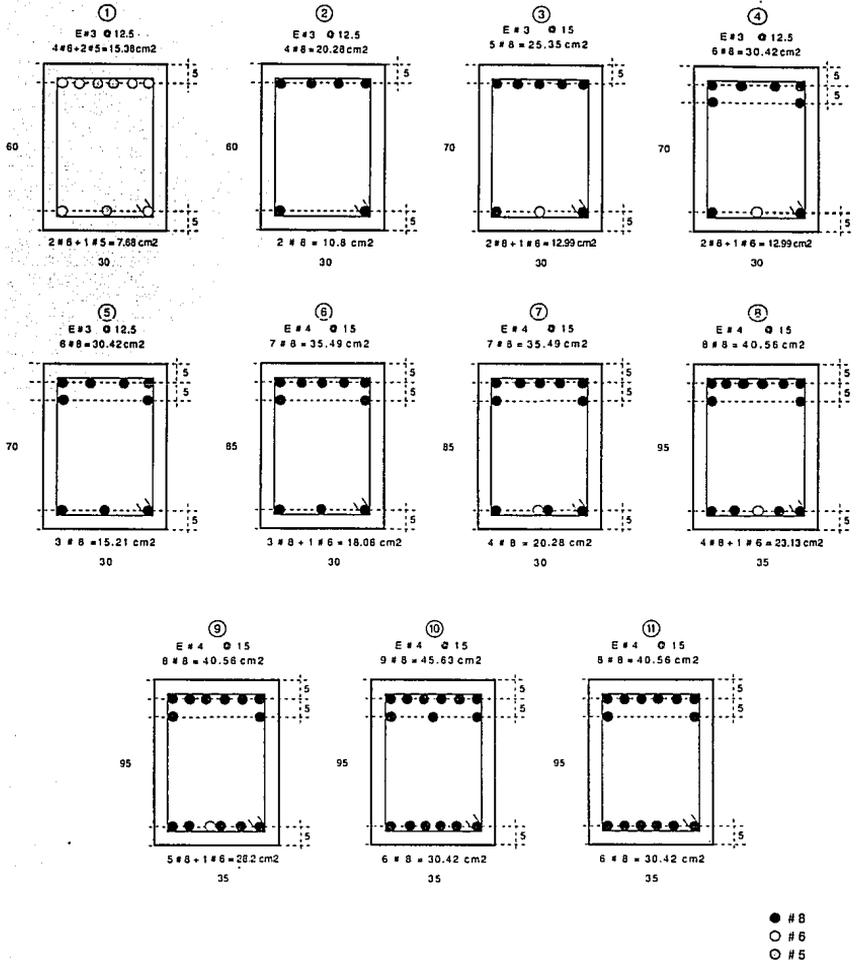


Fig 3.28 Armados de vigas

# Edificio Caso A Eje C

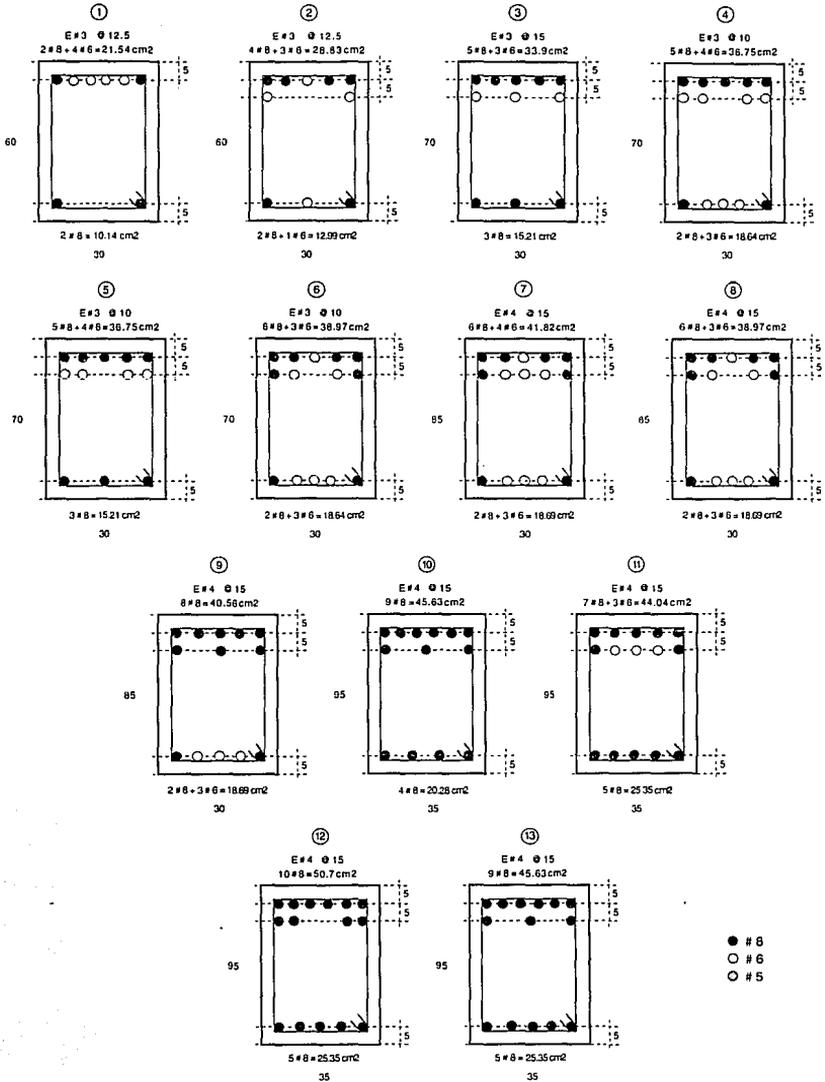


Fig 3.29 Armados de vigas

# Edificio Caso B Eje 1

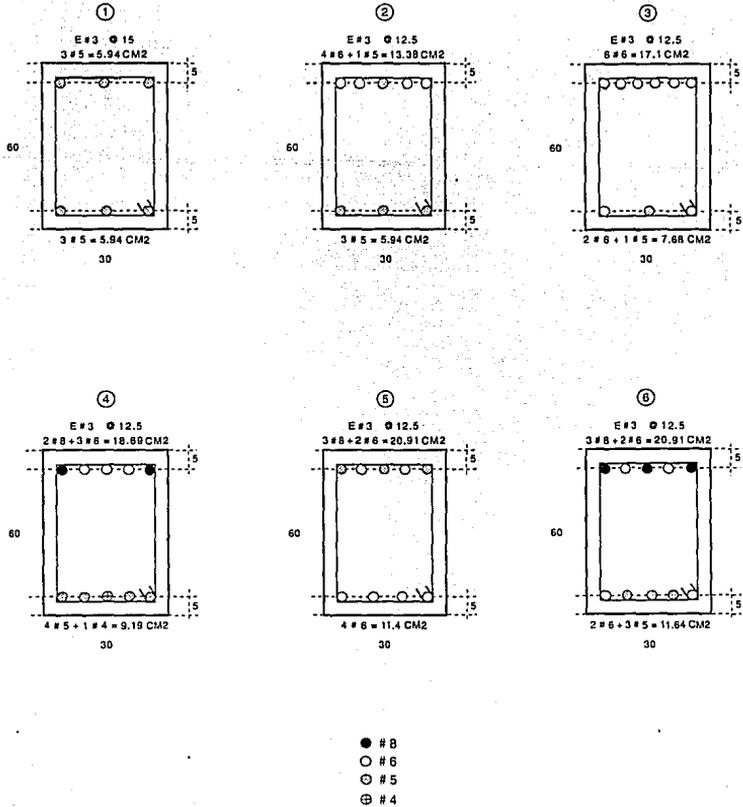


Fig 3.30 Armados de vigas

# Edificio Caso B Eje 2

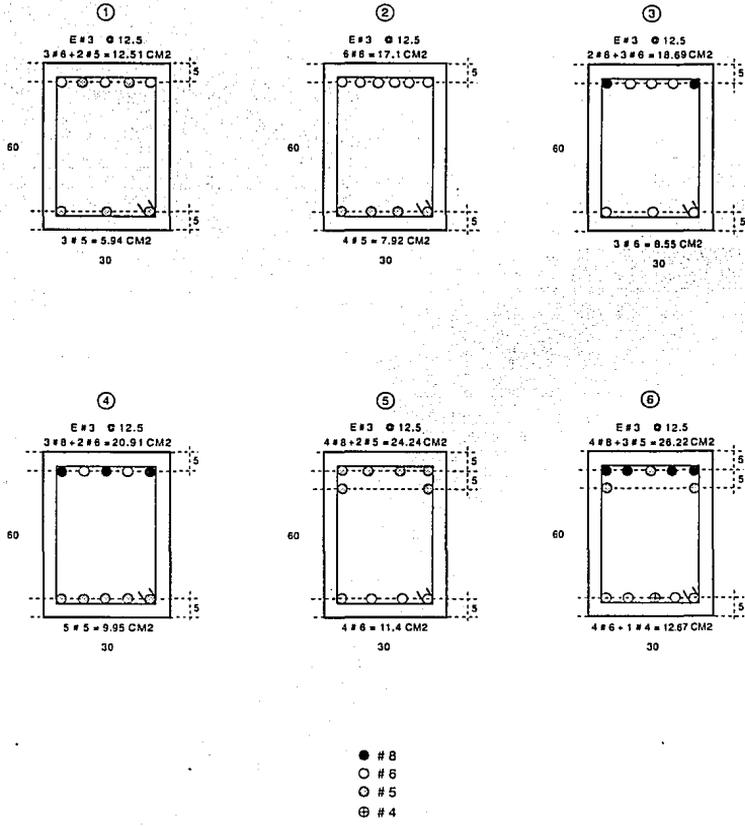


Fig 3.31 Armados de vigas

# Edificio Caso B Eje A

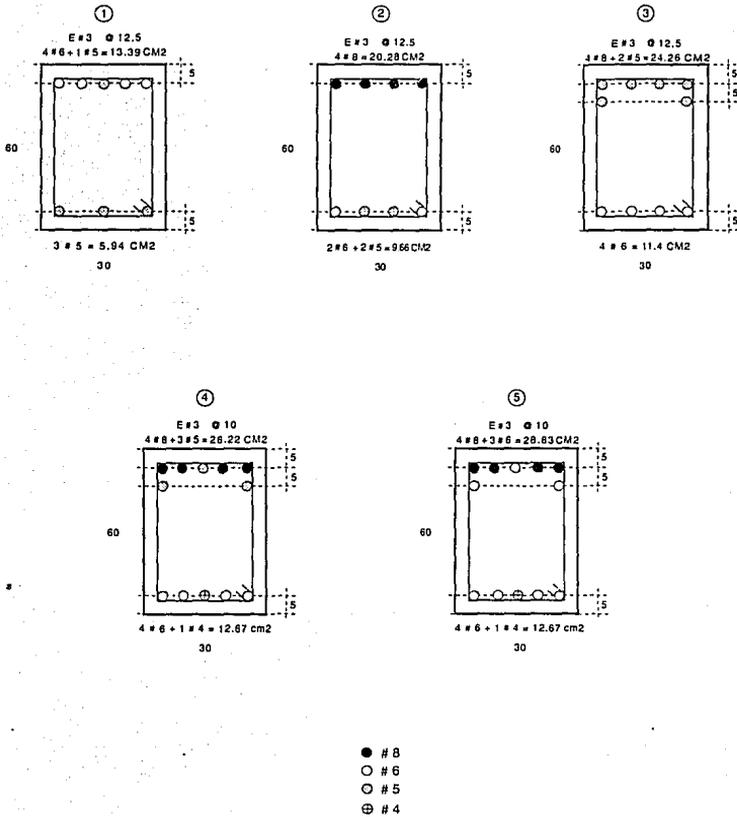


Fig 3.32 Armados de vigas

# Edificio Caso B Eje C

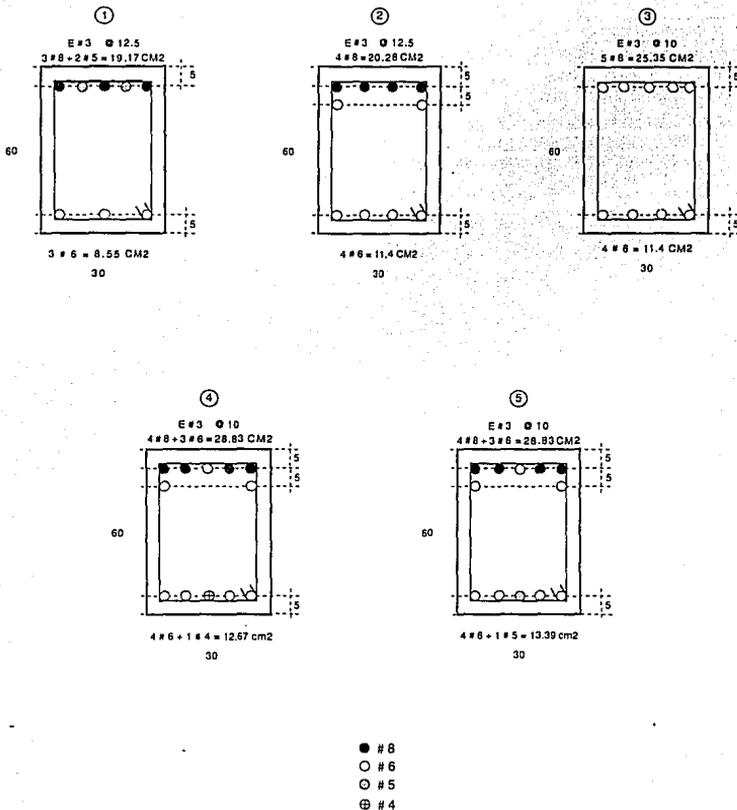


Fig 3.33 Armados de vigas

# Edificio Caso A

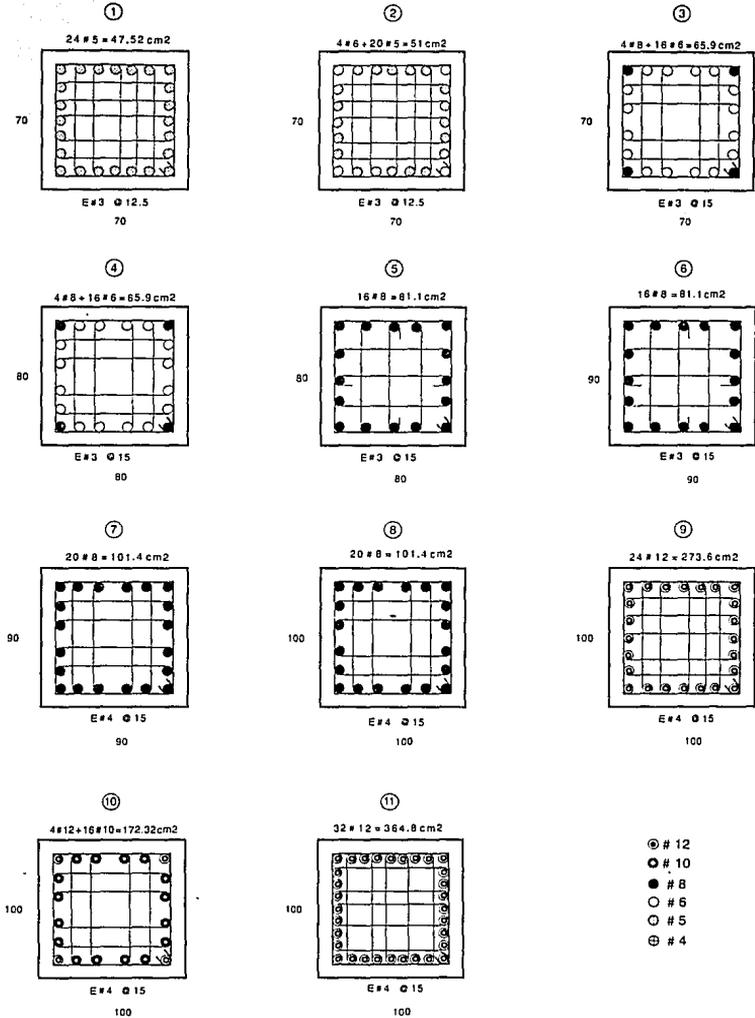
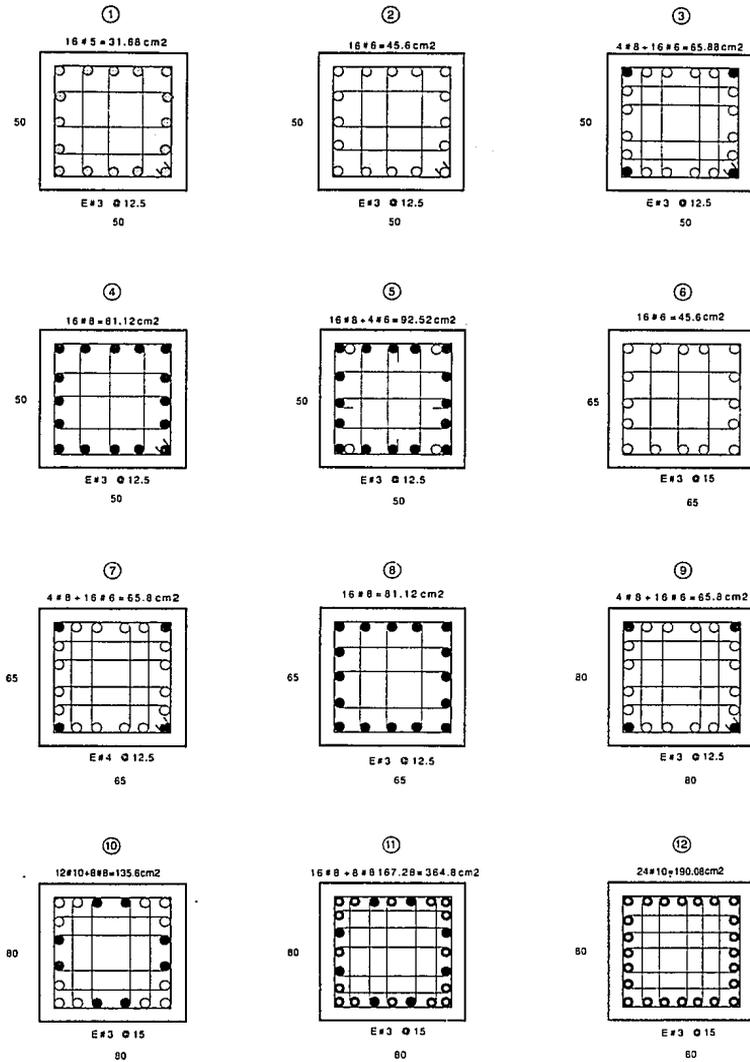


Fig 3.34 Armados de columnas

# Edificio Caso B



- ⊙ # 12
- # 10
- # 8
- # 6
- # 5
- ⊕ # 4

Fig 3.35 Armados de columnas

# Edificio Caso A Eje 1

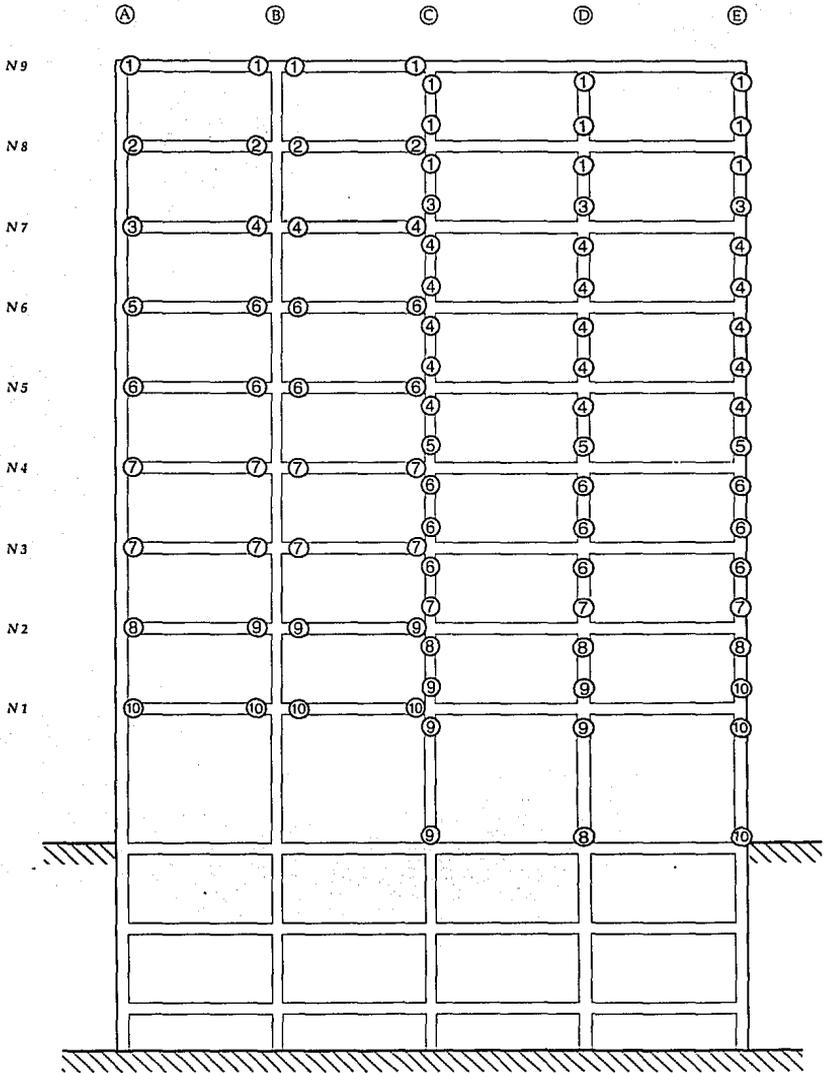


Fig 3.36 Ubicación de secciones de vigas y columnas tipo

# Edificio Caso A Eje 2

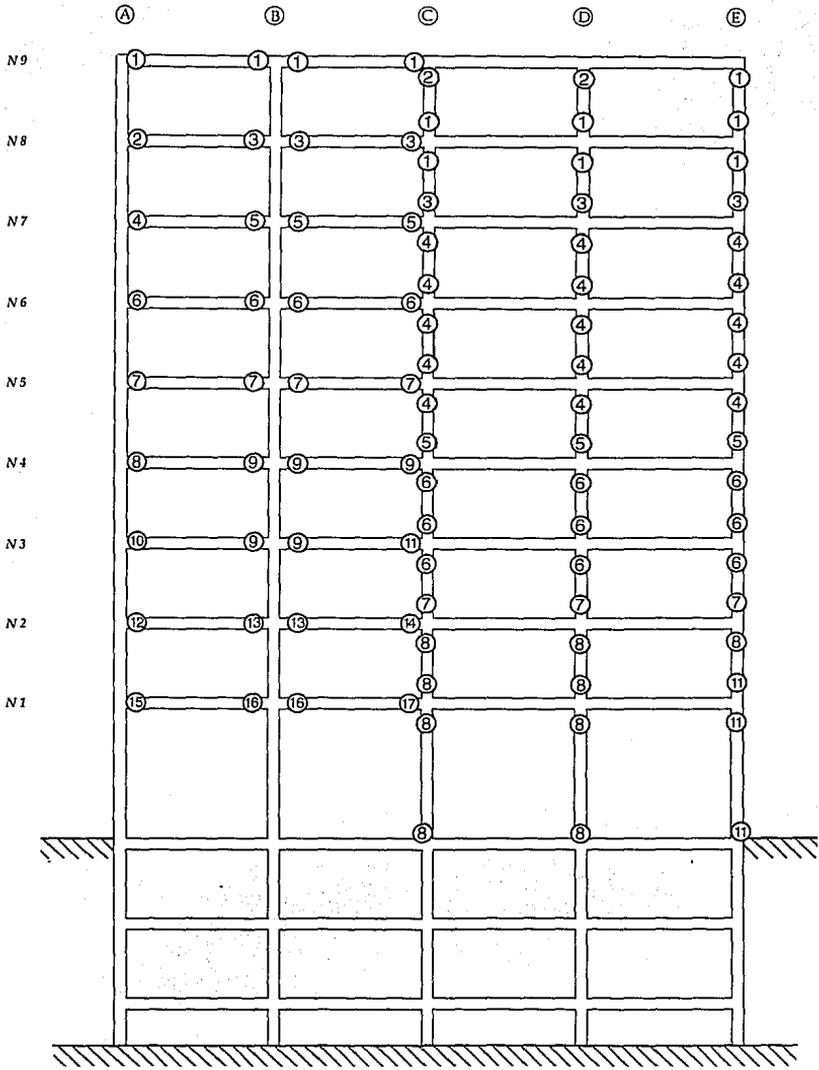


Fig 3.37 Ubicación de secciones de vigas y columnas tipo

# Edificio Caso A Eje A

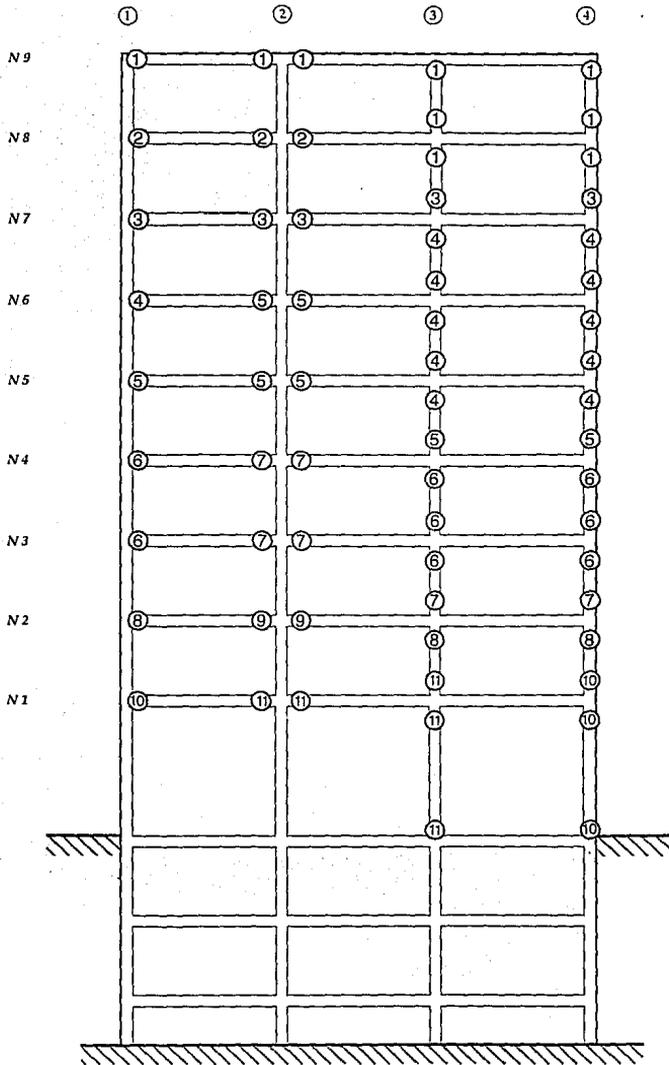


Fig 3.38 Ubicación de secciones de vigas y columnas tipo

# Edificio Caso A Eje C

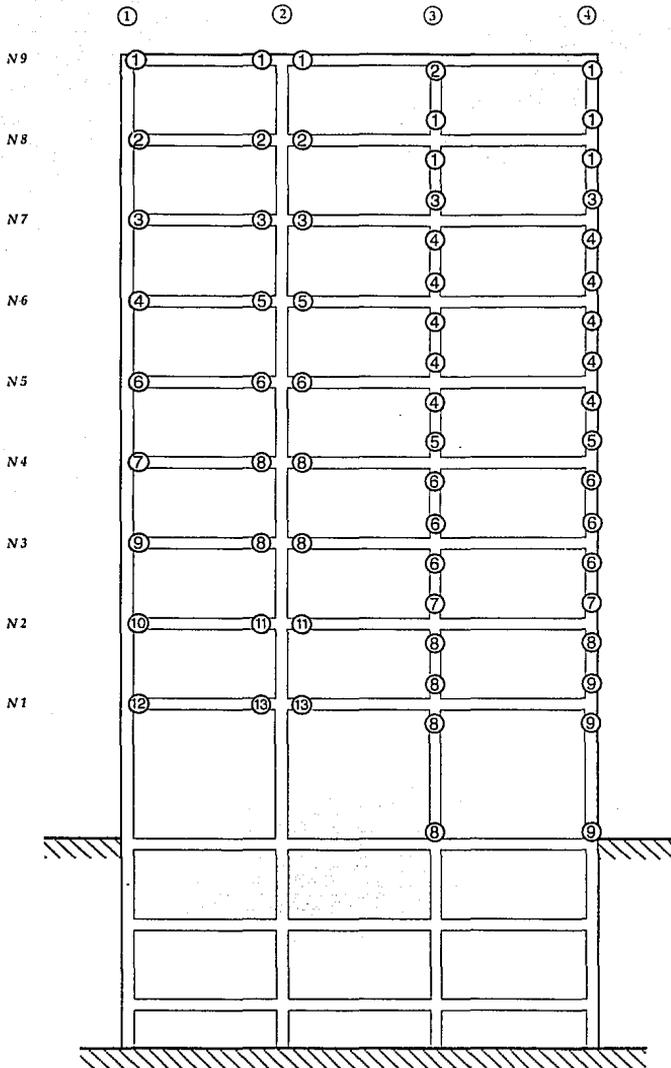
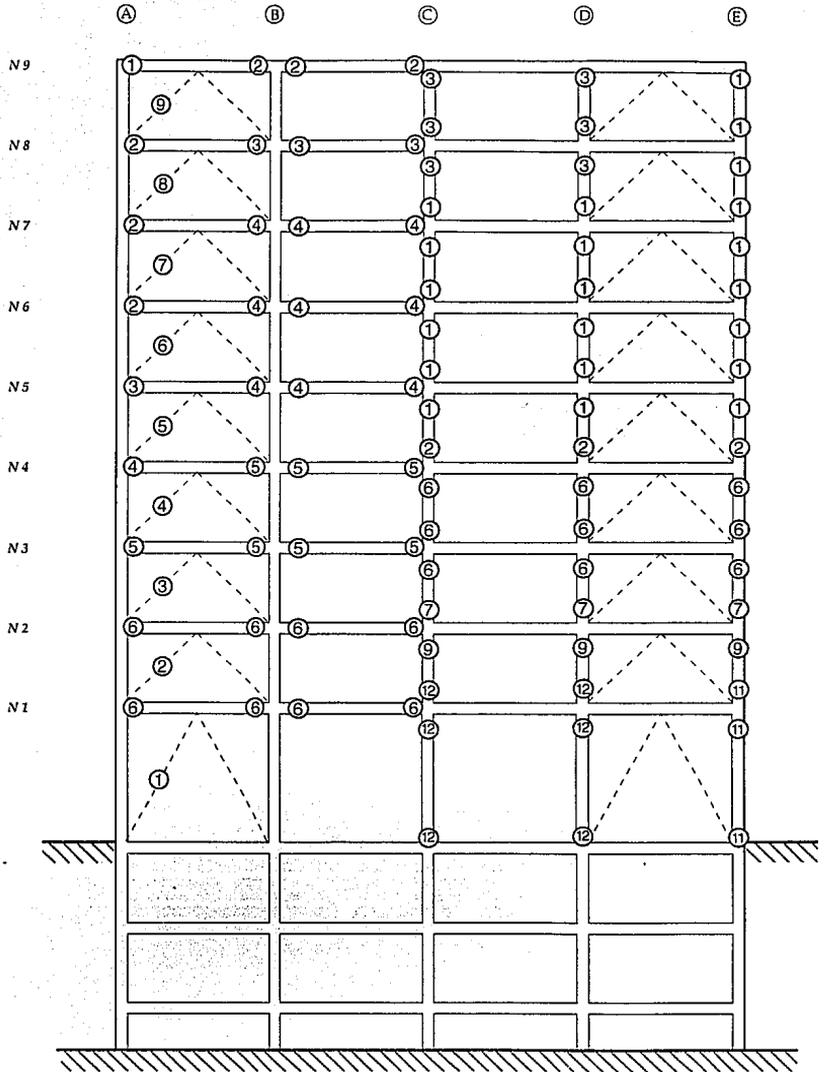


Fig 3.39 Ubicación de secciones de vigas y columnas tipo

# Edificio Caso B Eje 1



**Fig 3.40** Ubicación de secciones de vigas y columnas tipo

# Edificio Caso B Eje 2

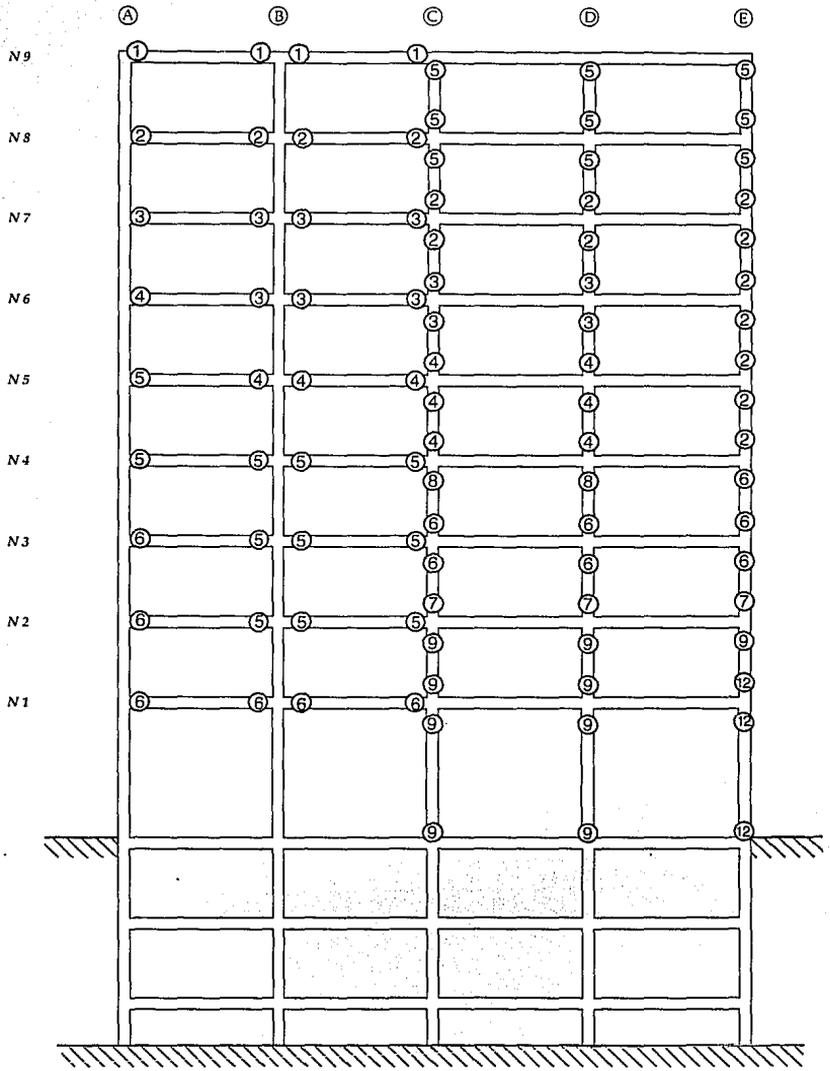


Fig 3.41 Ubicación de secciones de vigas y columnas tipo

### Edificio Caso B Eje A

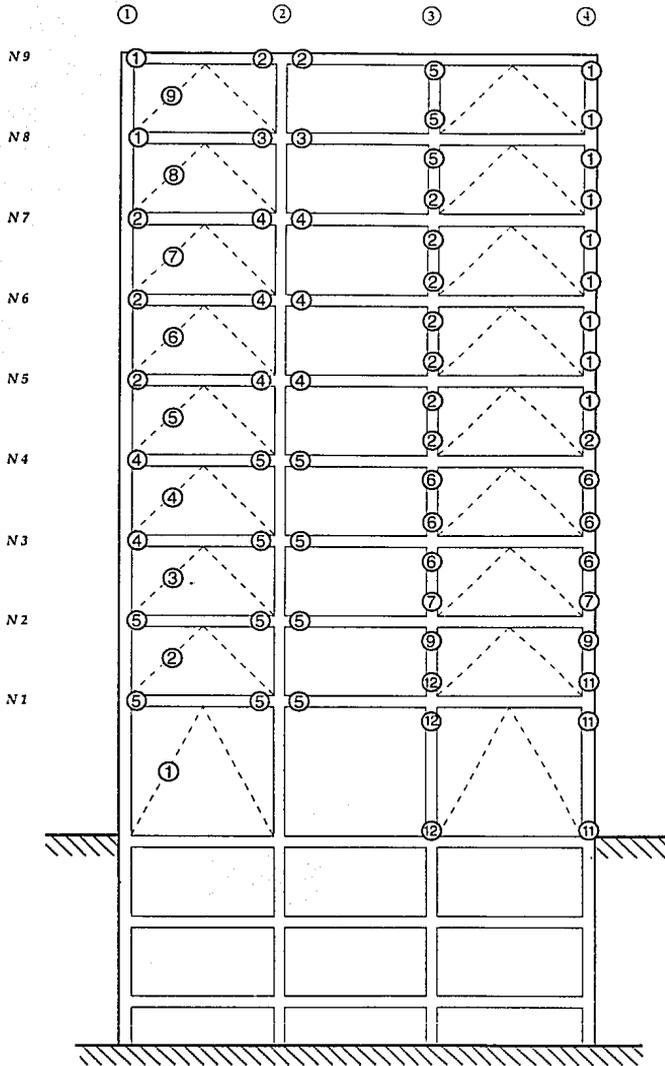
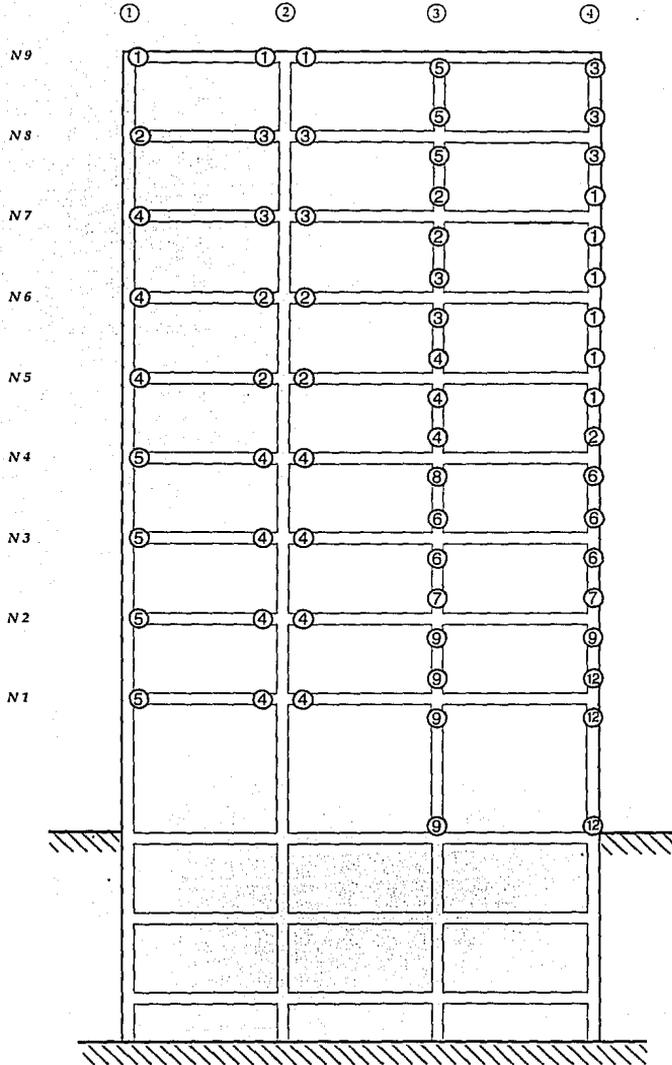


Fig 3.42 Ubicación de secciones de vigas y columnas tipo

## Edificio Caso B Eje C



**Fig 3.43** Ubicación de secciones de vigas y columnas tipo

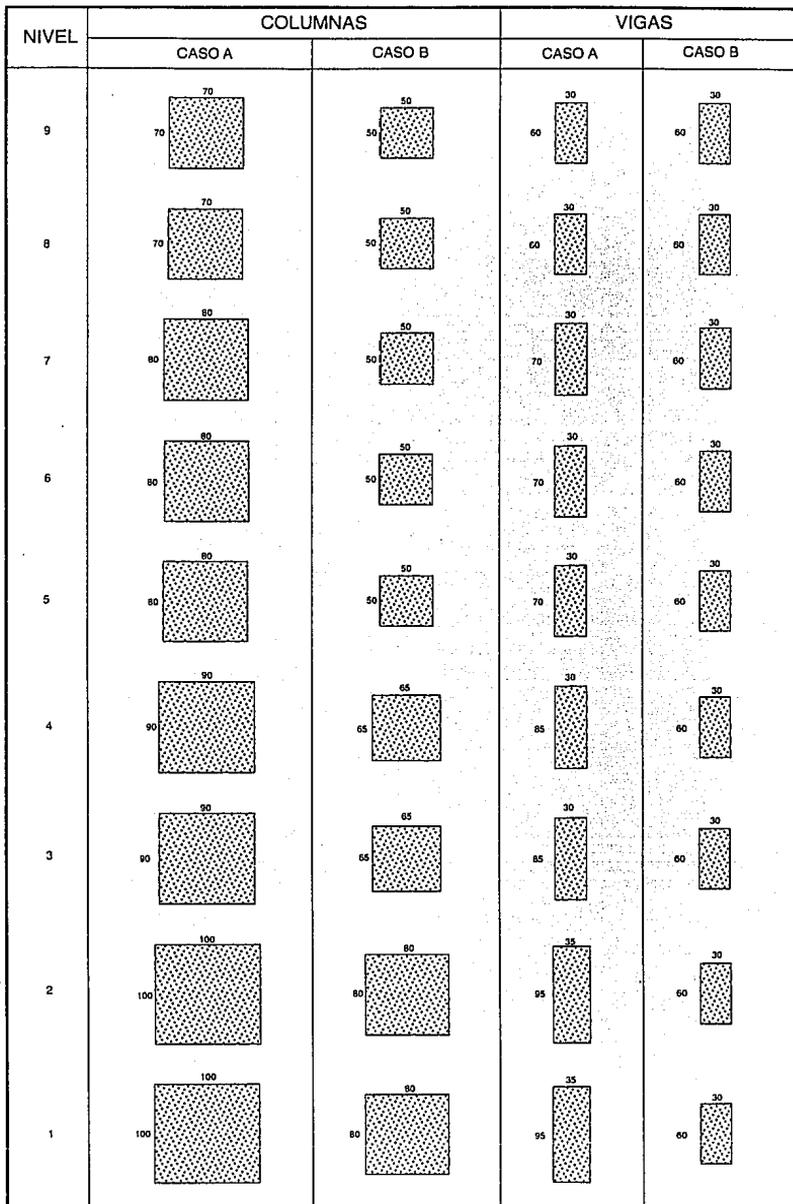
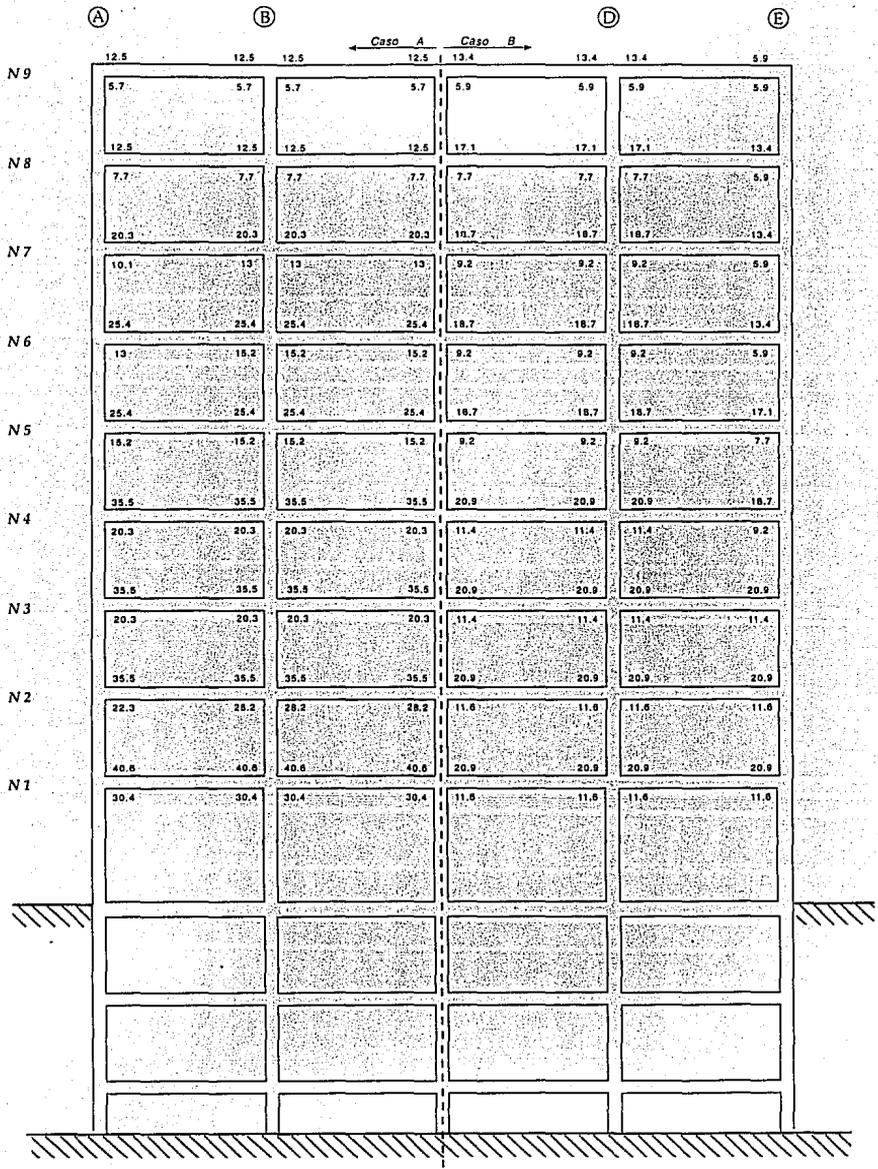


Fig 3.44 Comparación de secciones transversales, en cm

# Edificio Caso A y B Eje 1



**Fig 3.45 Cuantías de acero longitudinal en vigas (cm<sup>2</sup>)**

# Edificio Caso A y B Eje 2

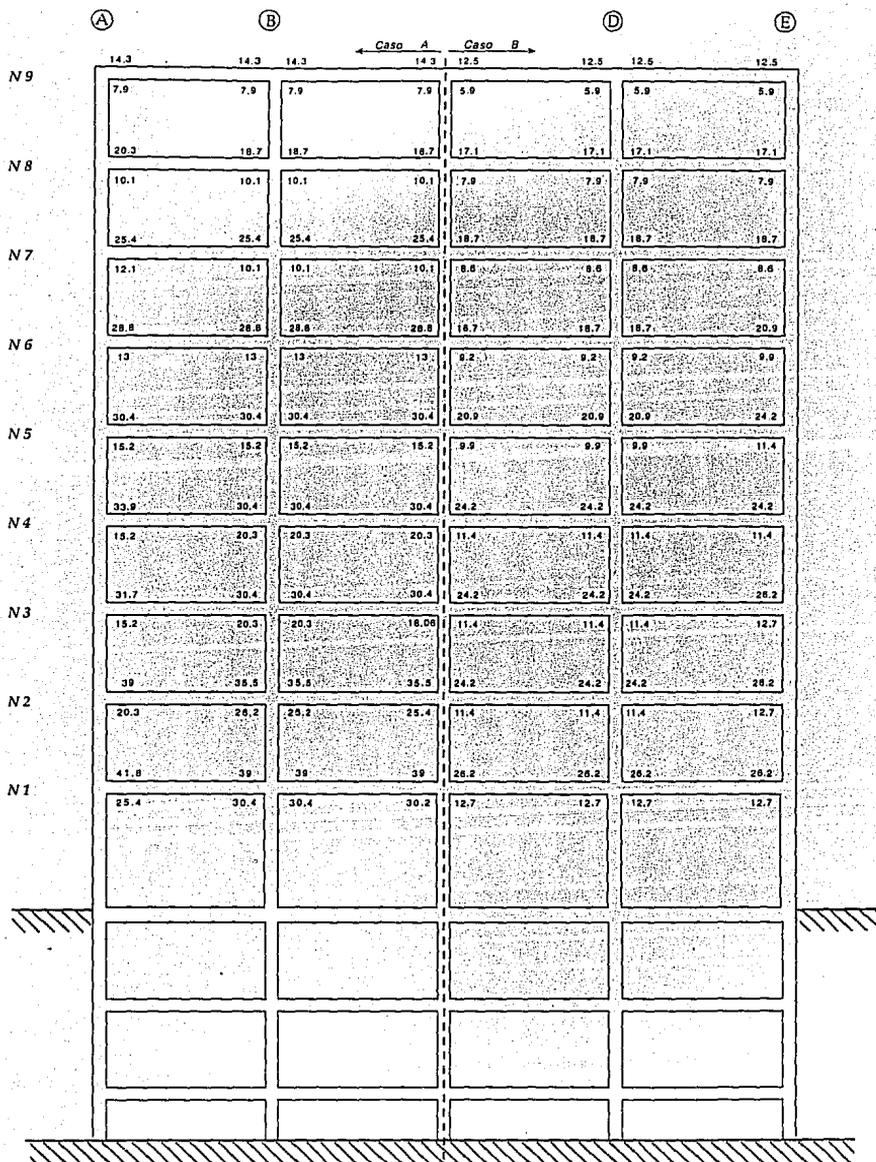


Fig 3.46 Cuantías de acero longitudinal en vigas ( $\text{cm}^2$ )

# Edificio Caso A y B Eje A

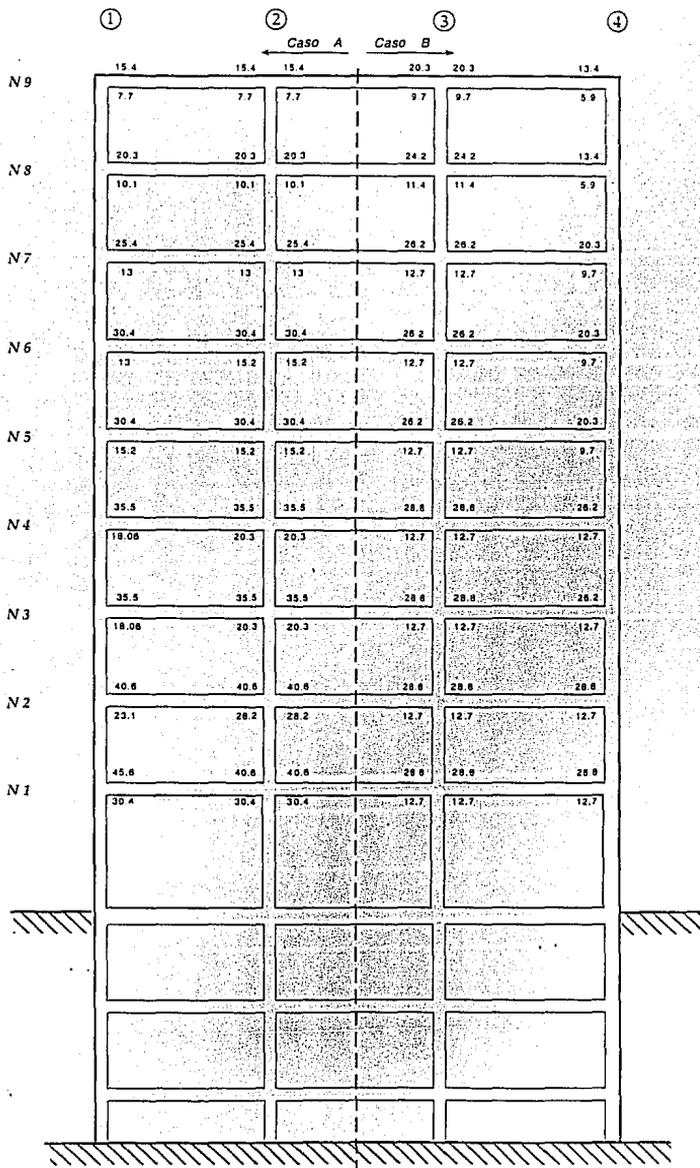


Fig 3.47 Cuantías de acero longitudinal en vigas (cm<sup>2</sup>)

# Edificio Caso A y B Eje C

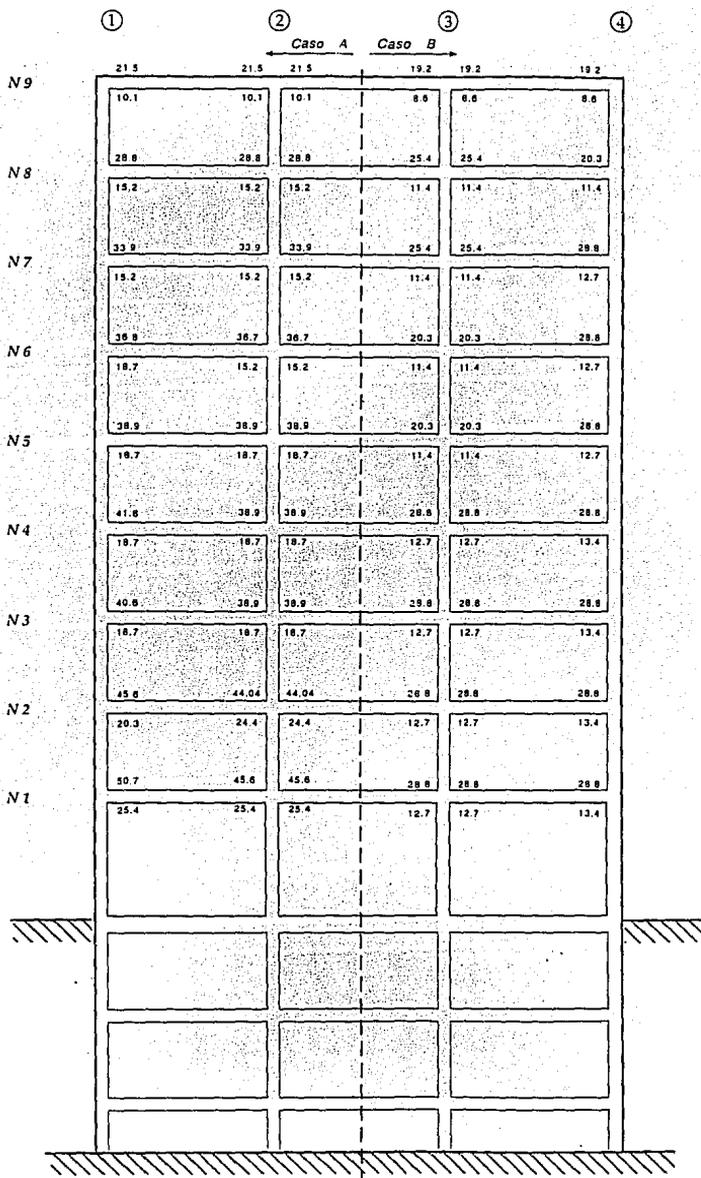
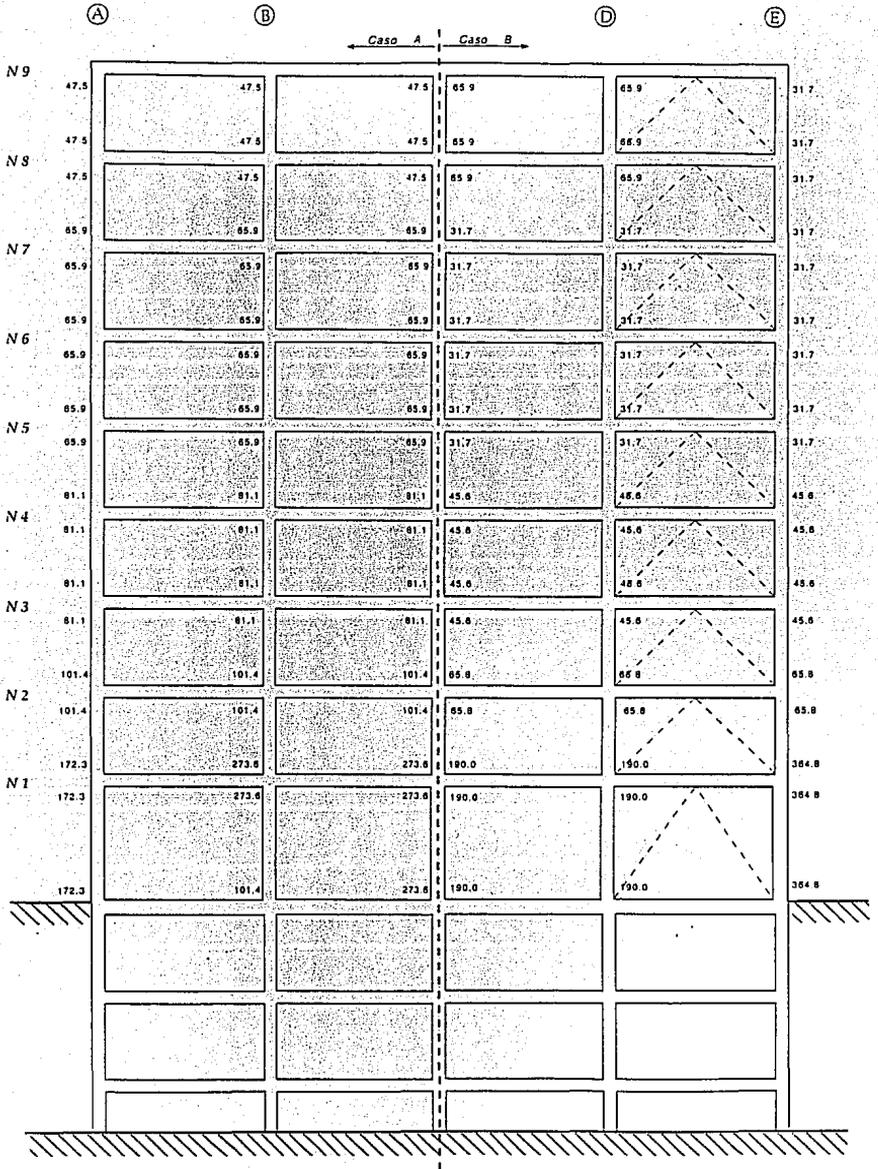


Fig 3.48 Cuantías de acero longitudinal en vigas (cm<sup>2</sup>)

# Edificio Caso A y B Eje 1



**Fig 3.49** Cuantías de acero longitudinal en columnas (cm<sup>2</sup>)

# Edificio Caso A y B Eje 2

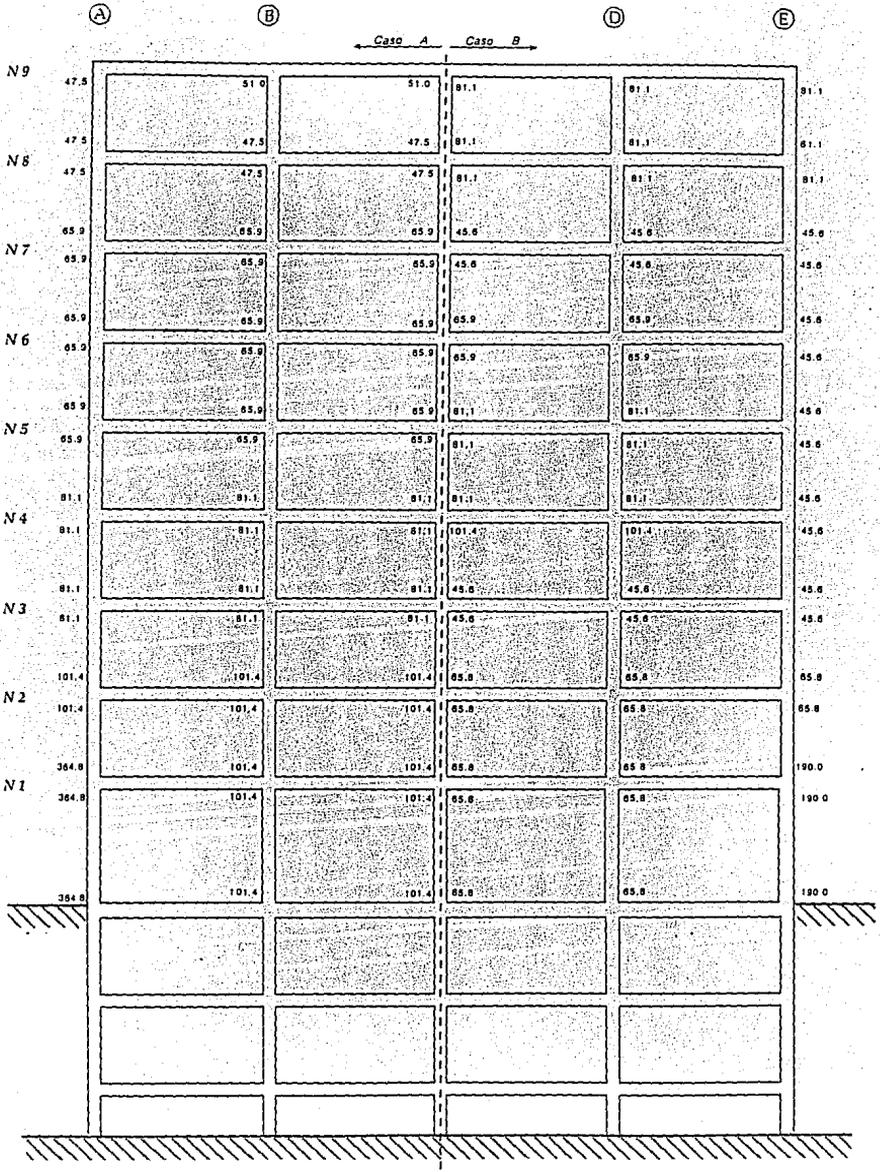


Fig 3.50 Cuantías de acero longitudinal en columnas (cm<sup>2</sup>)

## ACELEROGRAMA SCT-EW-1985

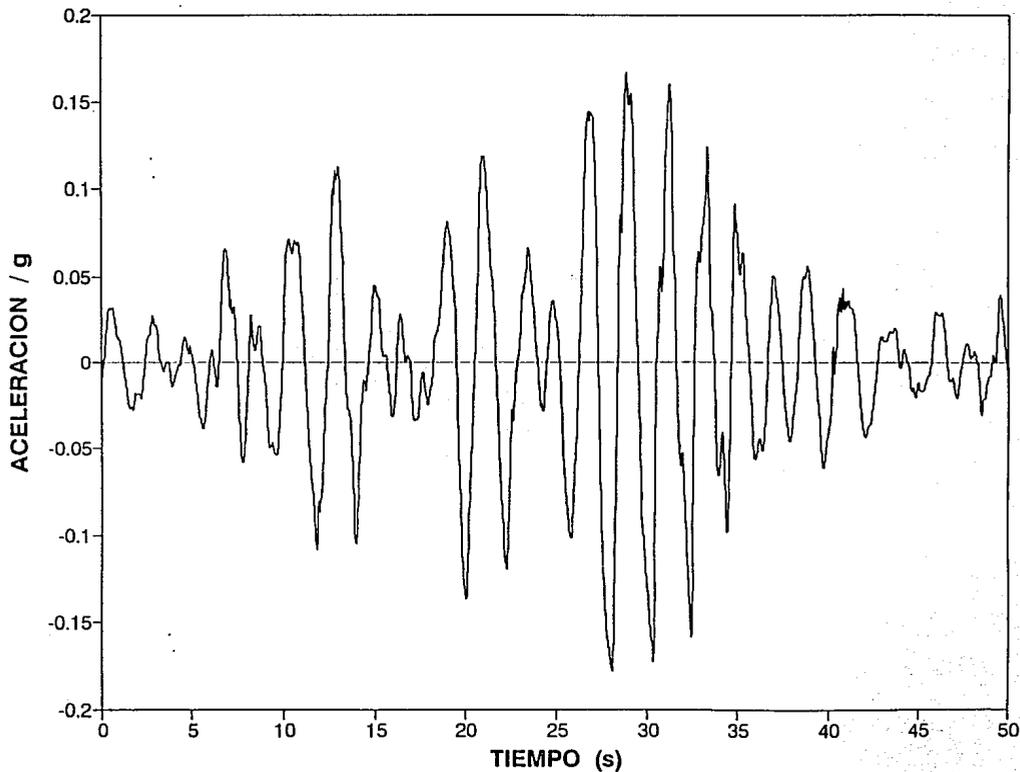
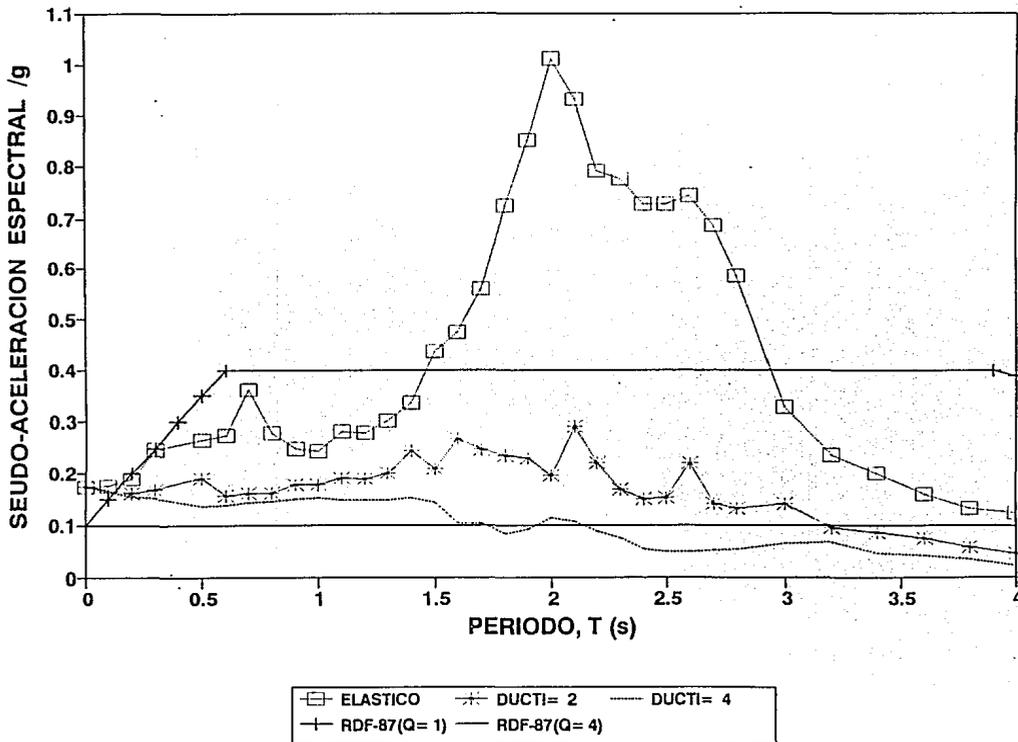


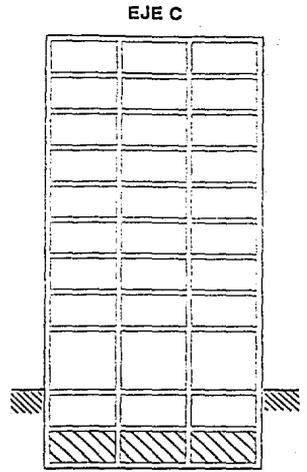
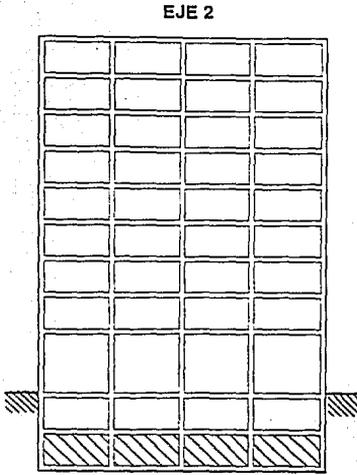
Fig 4.1 Acelerograma SCT-EW (sep-1985)

**ESPECTROS : SCT-EW VERSUS RDF-87  
DUCTILIDADES DE 1, 2 Y 4; AMORT= 5%**



**Fig 4.2** Espectros de respuesta inelástica, registro SCT-EW (sep-1985)

## Ejes Interiores



## Ejes Exteriores

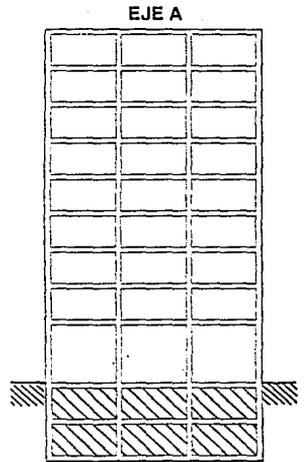
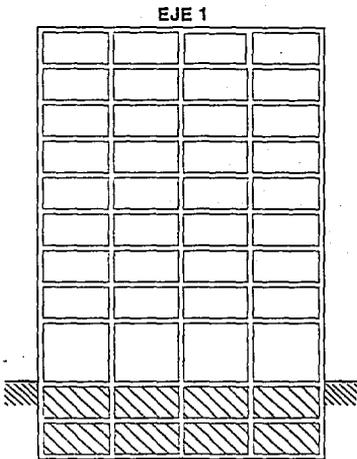
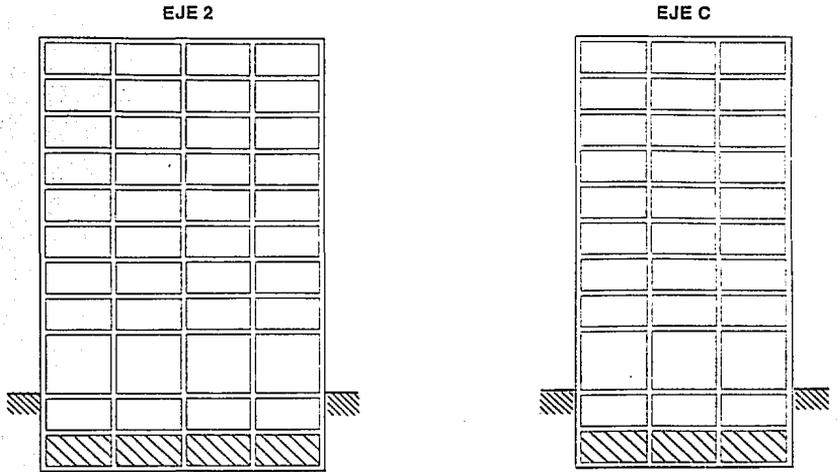


Fig 4.3 Ejes para el análisis paso a paso con el DRAIN-2D, Caso A

## Ejes Interiores



## Ejes Exteriores

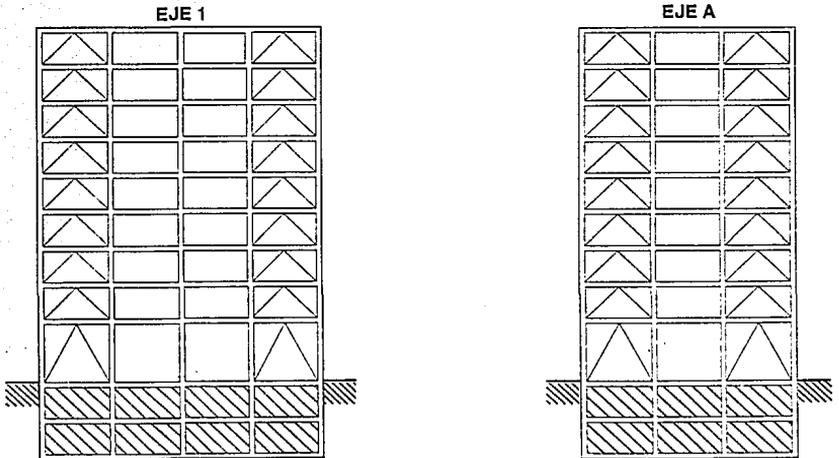


Fig 4.4 Ejes para el análisis paso a paso con el DRAIN-2D, Caso B

EDIFICIO CASO A EJE A  
DESPLAZAMIENTO MAXIMO

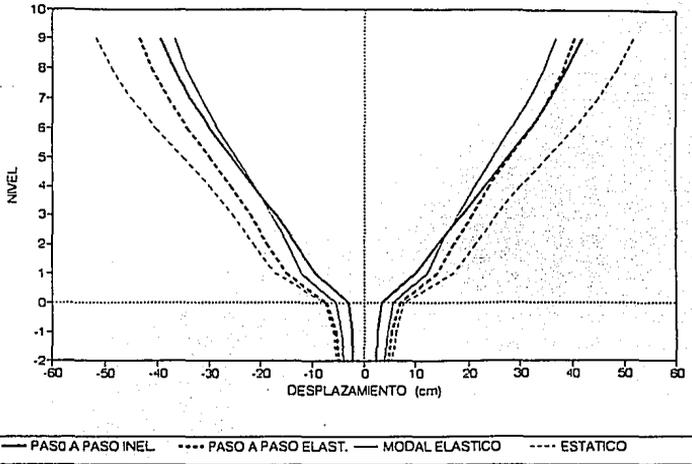


Fig 4.5

EDIFICIO CASO A EJE C  
DESPLAZAMIENTO MAXIMO

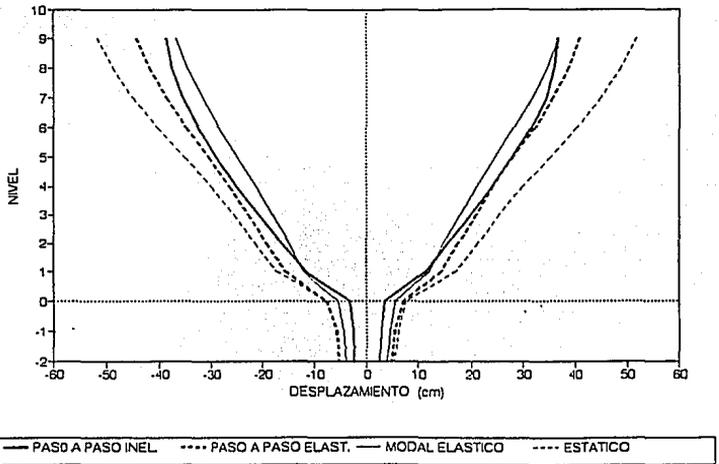


Fig 4.6

EDIFICIO CASO A EJE 1  
DESPLAZAMIENTO MAXIMO

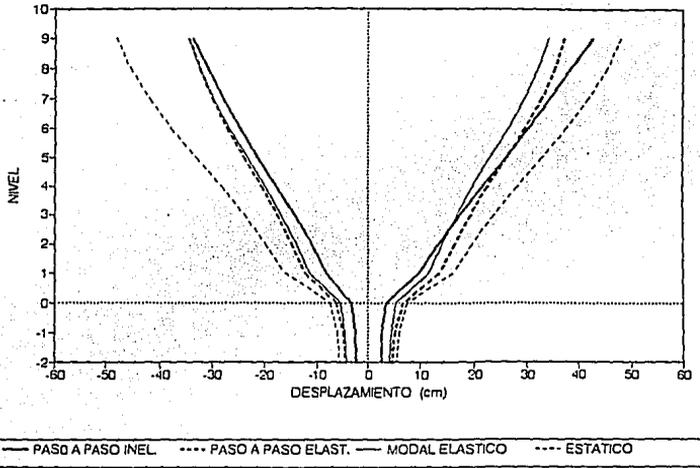


Fig 4.7

EDIFICIO CASO A EJE 2  
DESPLAZAMIENTO MAXIMO

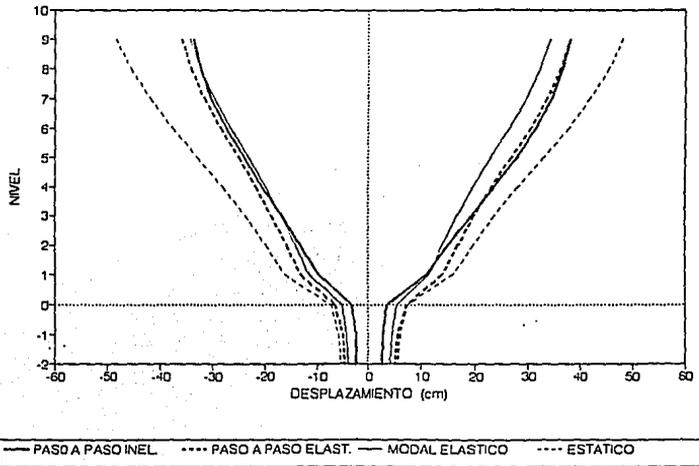
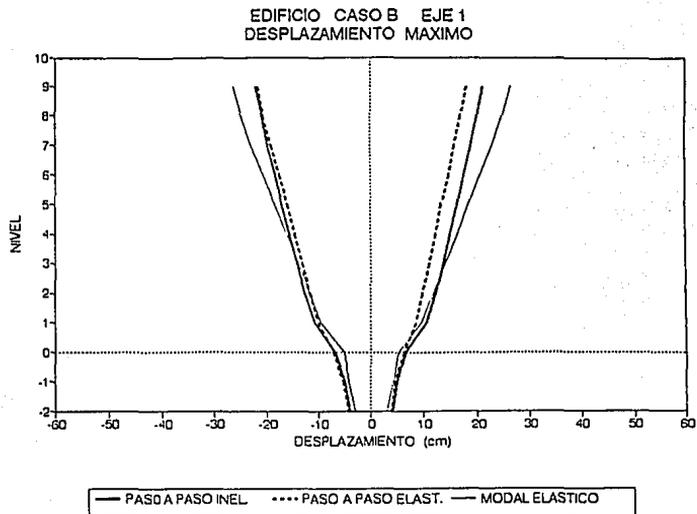
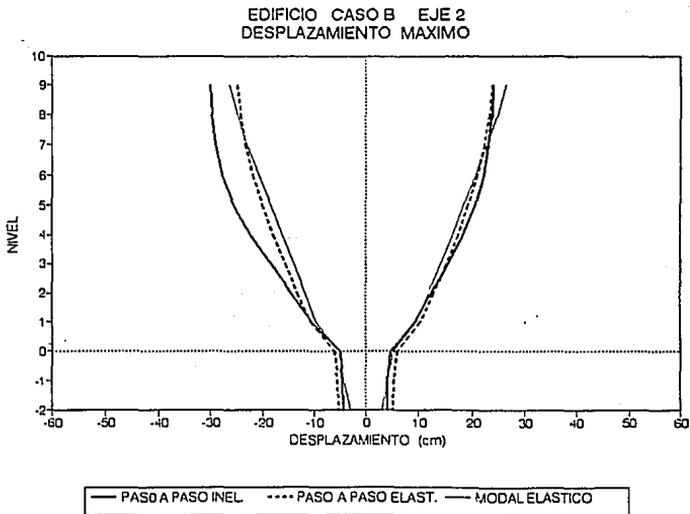


Fig 4.8



**Fig 4.9**



**Fig 4.10**

EDIFICIO CASO B EJE A  
DESPLAZAMIENTO MAXIMO

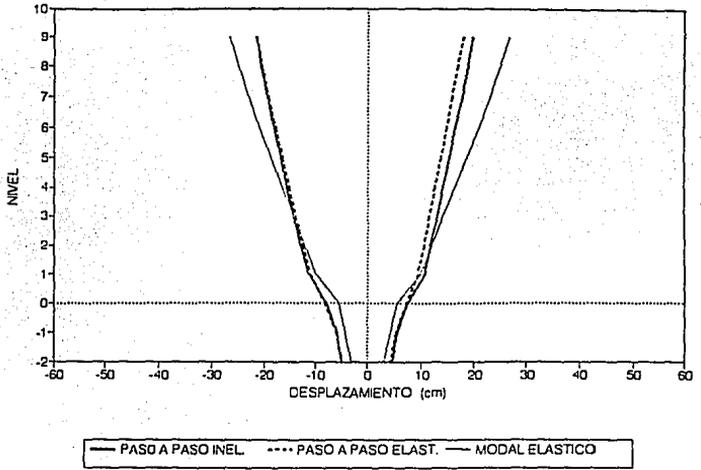


Fig 4.11

EDIFICIO CASO B EJE C  
DESPLAZAMIENTO MAXIMO

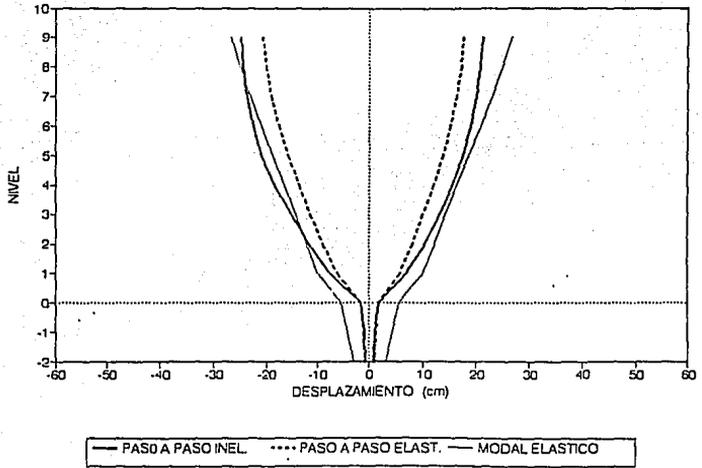


Fig 4.12

EDIFICIO CASO A EJE 1  
CORTANTE DE ENTREPISO (ENVOLVENTE)

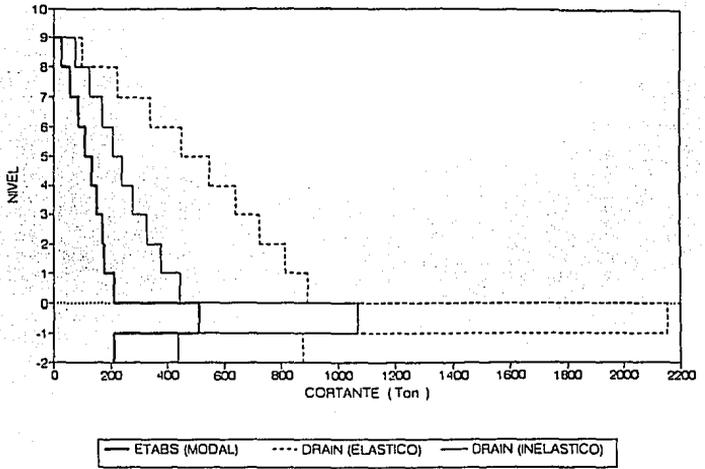


Fig 4.13

EDIFICIO CASO A EJE 2  
CORTANTE DE ENTREPISO (ENVOLVENTE)

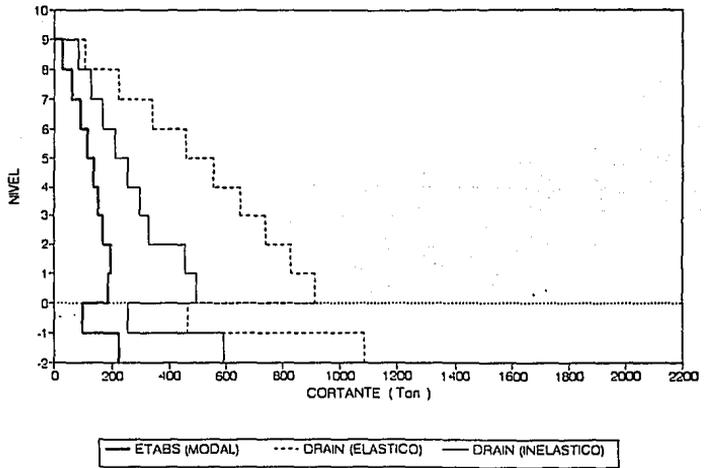


Fig 4.14

EDIFICIO CASO A EJE A  
CORTANTE DE ENTREPISO (ENVOLVENTE)

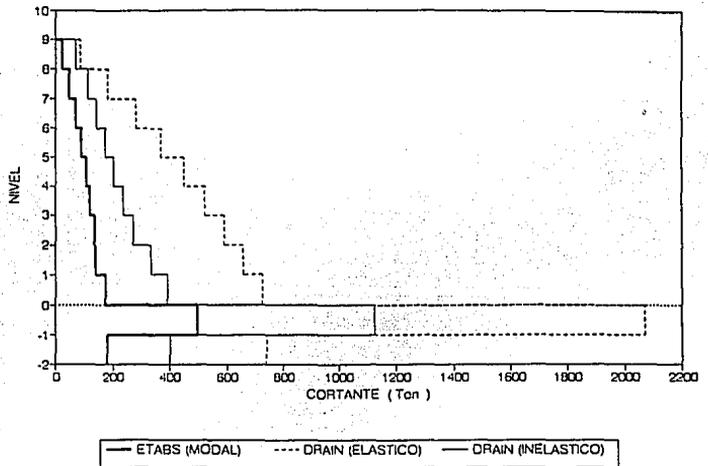


Fig 4.15

EDIFICIO CASO A EJE C  
CORTANTE DE ENTREPISO (ENVOLVENTE)

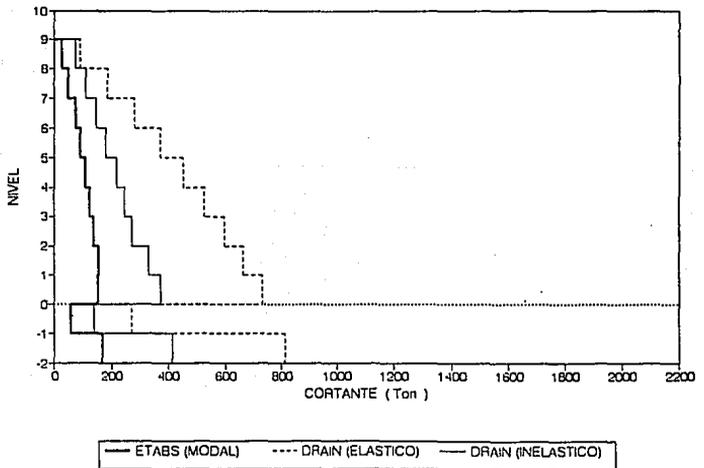


Fig 4.16

EDIFICIO CASO B EJE 1  
CORTANTE DE ENTREPISO (ENVOLVENTE)

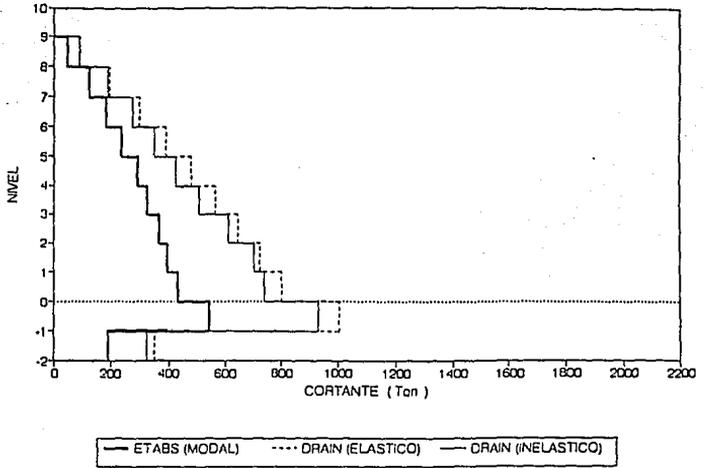


Fig 4.17

EDIFICIO CASO B EJE 2  
CORTANTE DE ENTREPISO (ENVOLVENTE)

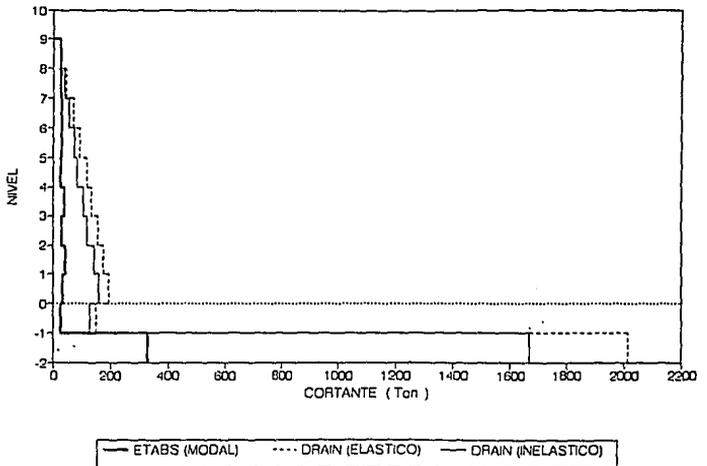


Fig 4.18

EDIFICIO CASO B EJE A  
CORTANTE DE ENTREPISO (ENVOLVENTE)

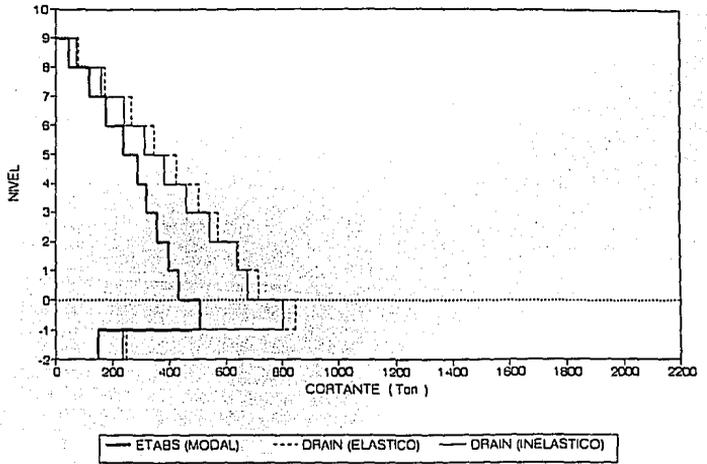


Fig 4.19

EDIFICIO CASO B EJE C  
CORTANTE DE ENTREPISO (ENVOLVENTE)

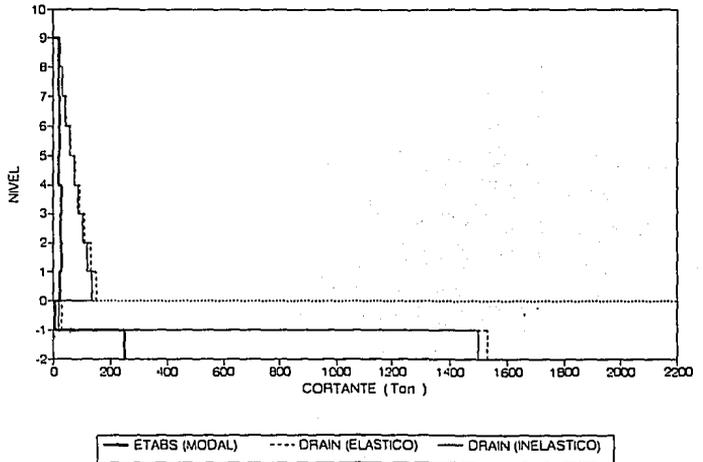


Fig 4.20

EDIFICIO CASO A EJE 1  
DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

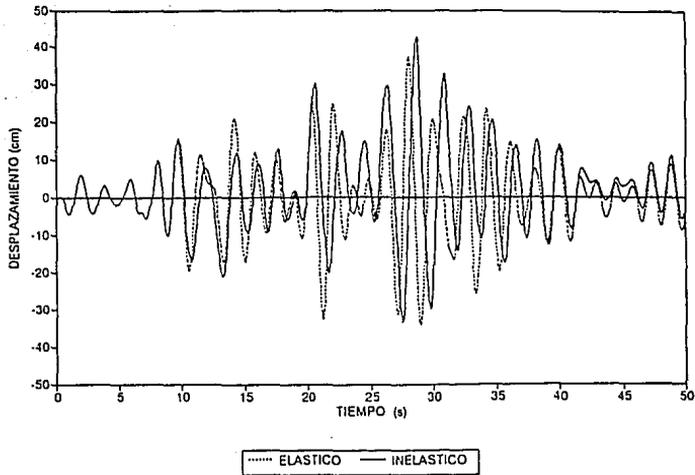


Fig 4.21

EDIFICIO CASO A EJE 2  
DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

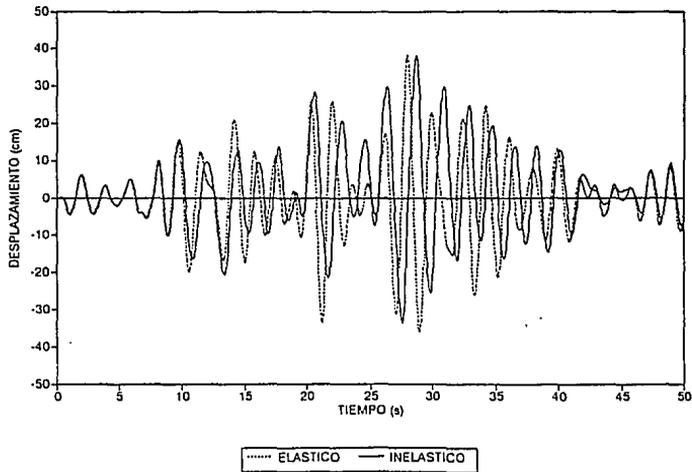


Fig 4.22

EDIFICIO CASO A EJE A  
DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

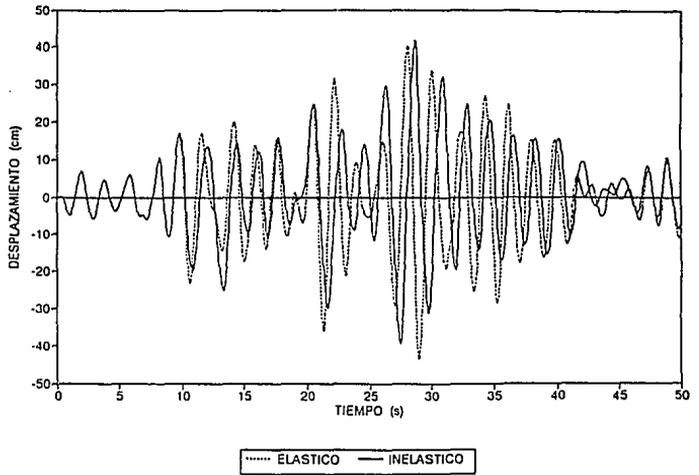


Fig 4.23

EDIFICIO CASO A EJE C  
DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

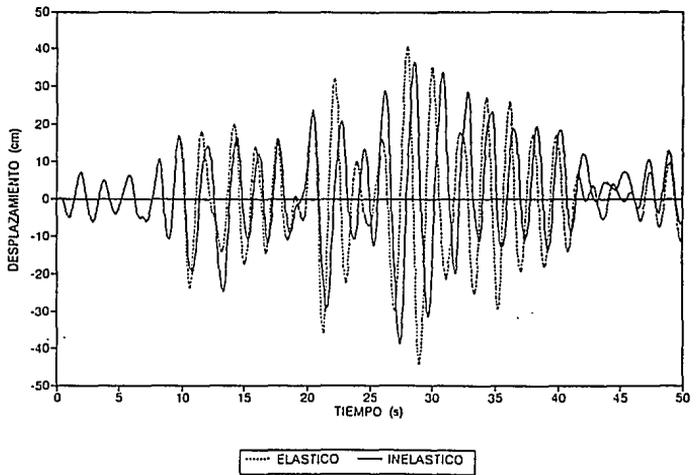


Fig 4.24

EDIFICIO CASO B EJE 1  
DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

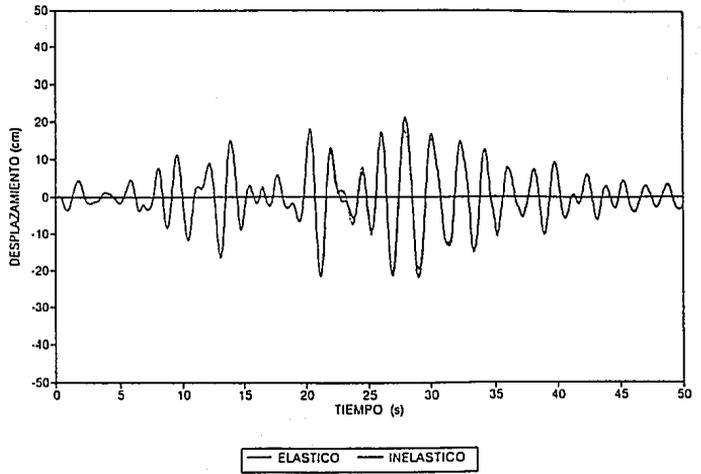


Fig 4.25

EDIFICIO CASO B EJE 2  
DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

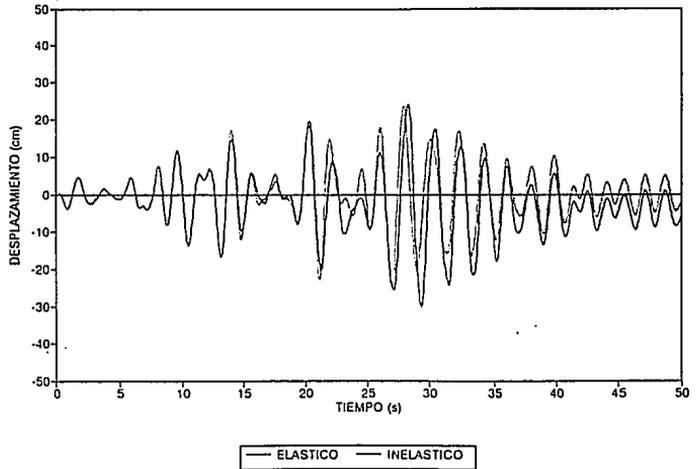


Fig 4.26

EDIFICIO CASO B EJE A  
DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

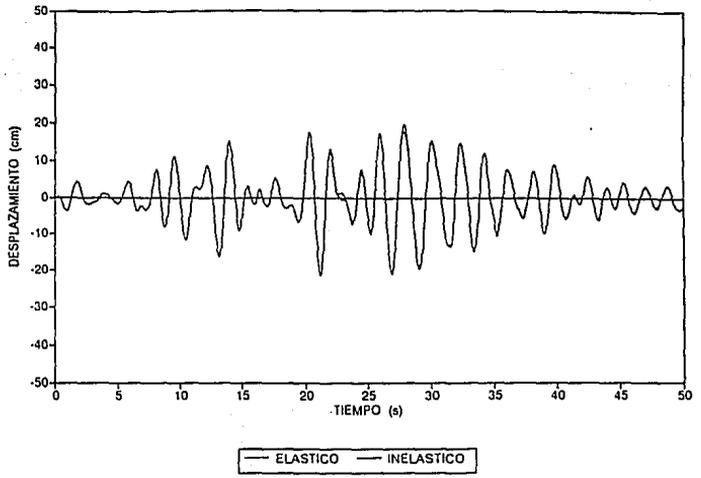


Fig 4.27

EDIFICIO CASO B EJE C  
DESPLAZAMIENTO EN AZOTEA

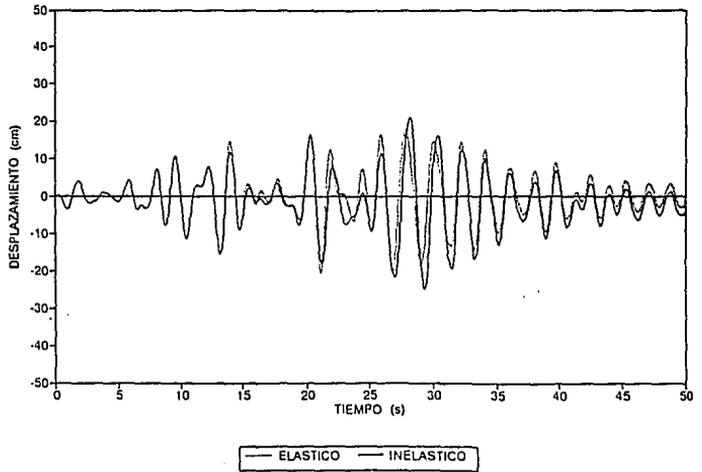
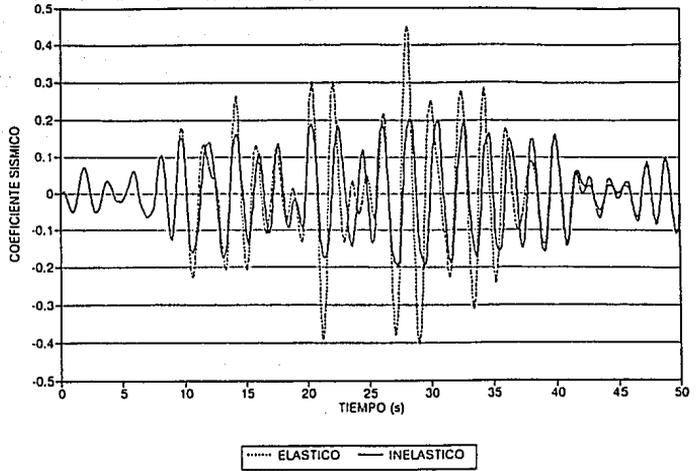


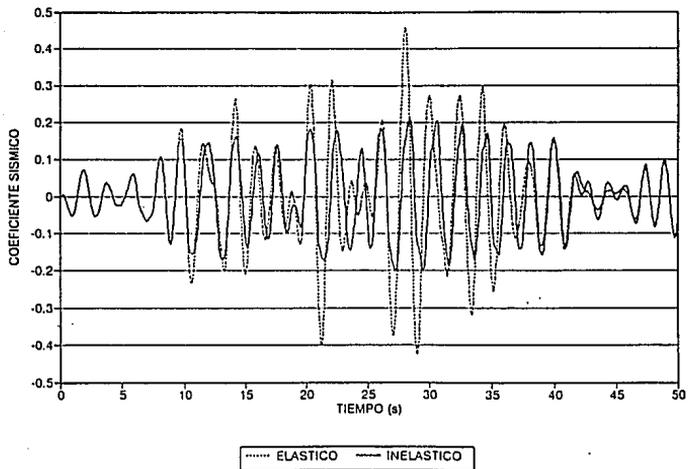
Fig 4.28

EDIFICIO CASO A EJE 1  
HISTORIA DE COEFICIENTE SISMICO



**Fig 4.29**

EDIFICIO CASO A EJE 2  
HISTORIA DE COEFICIENTE SISMICO



**Fig 4.30**

EDIFICIO CASO A EJE A  
HISTORIA DE COEFICIENTE SISMICO

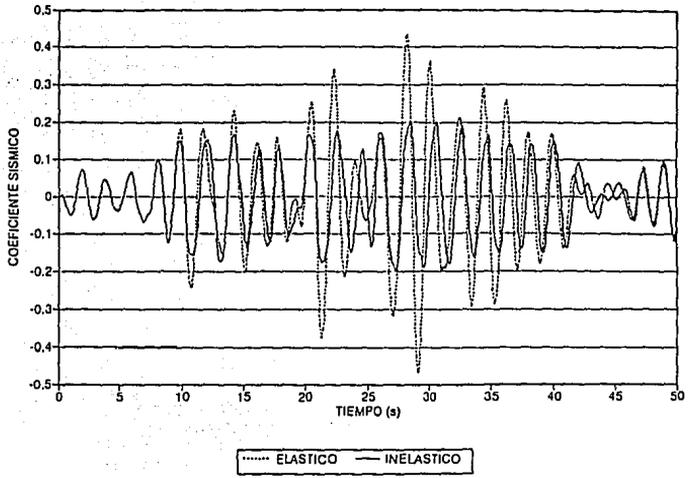


Fig 4.31

EDIFICIO CASO A EJE C  
HISTORIA DE COEFICIENTE SISMICO

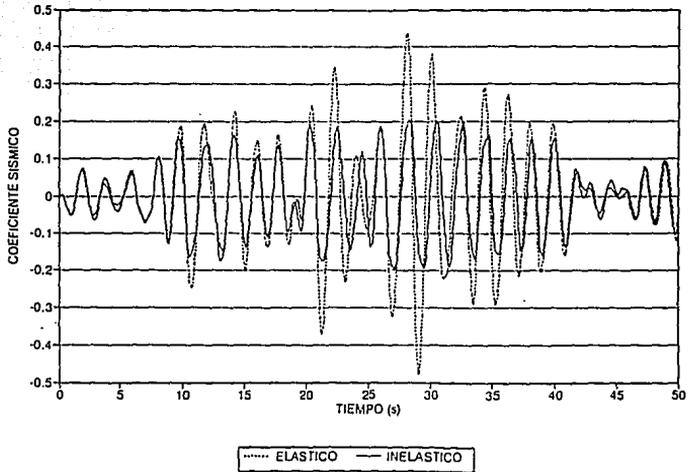


Fig 4.32

EDIFICIO CASO B EJE 1  
HISTORIA DE COEFICIENTE SISMICO

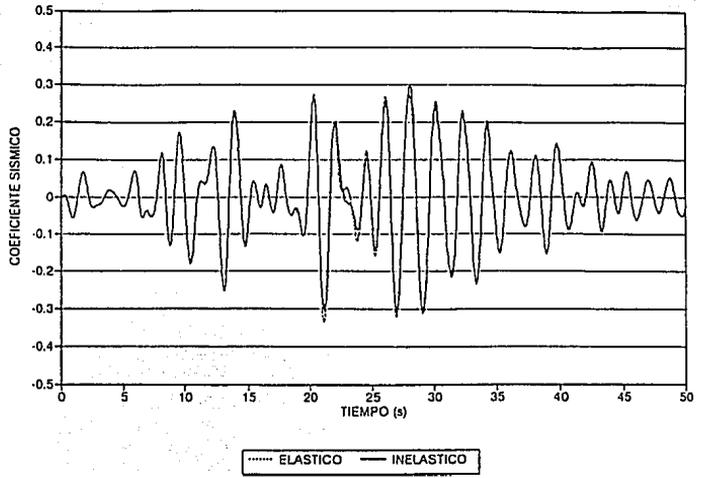


Fig 4.33

EDIFICIO CASO B EJE 2  
HISTORIA DE COEFICIENTE SISMICO

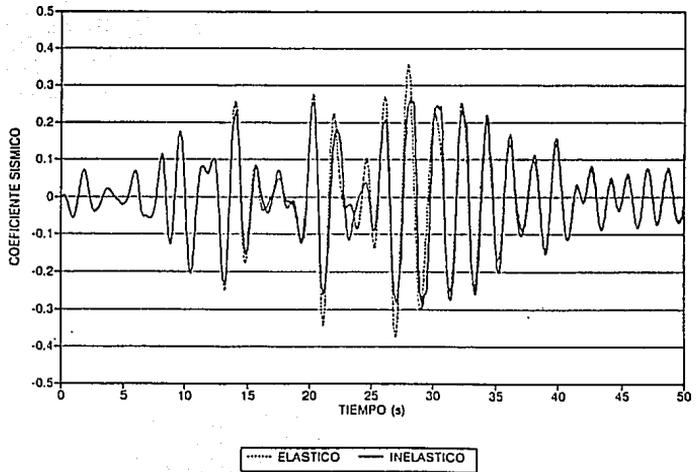


Fig 4.34

EDIFICIO CASO B EJE A  
HISTORIA DE COEFICIENTE SISMICO

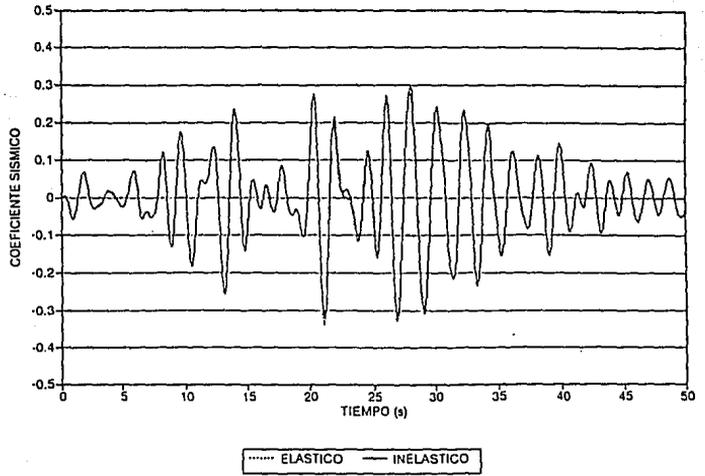


Fig 4.35

EDIFICIO CASO B EJE C  
HISTORIA DE COEFICIENTE SISMICO

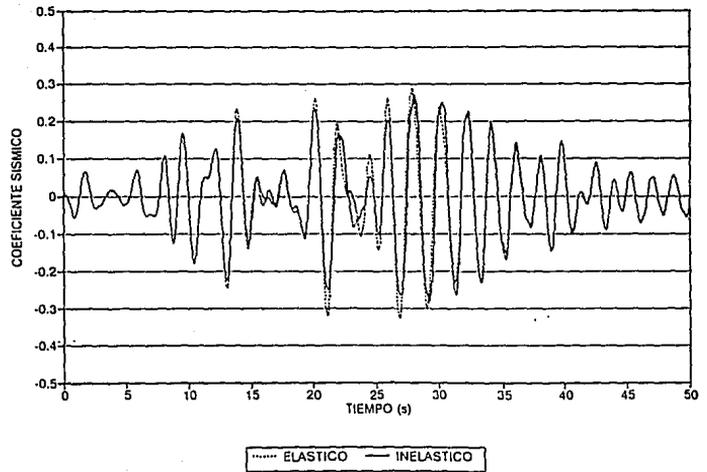


Fig 4.36

EDIFICIO CASO A EJE C  
HISTORIA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGA

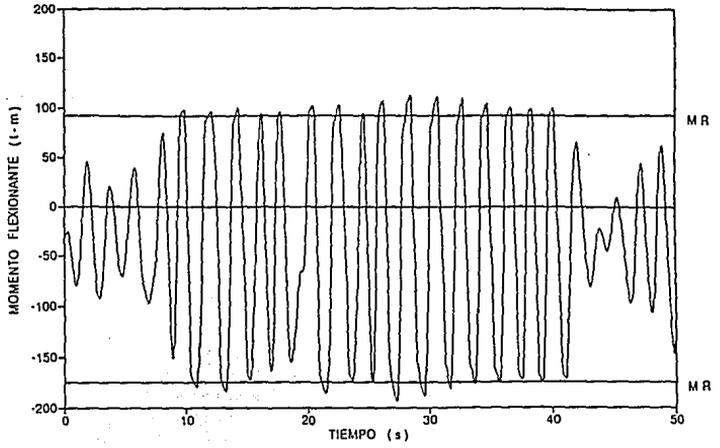


Fig 4.37

EDIFICIO CASO A EJE 2  
HISTORIA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGA

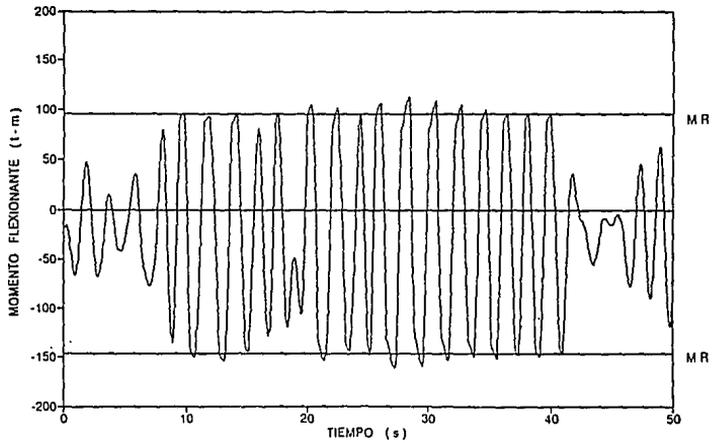


Fig 4.38

EDIFICIO CASO B EJE 1  
HISTORIA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGA

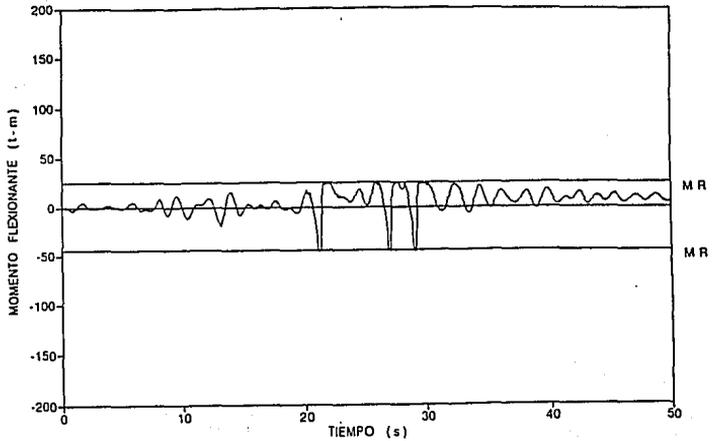


Fig 4.39

EDIFICIO CASO B EJE 2  
HISTORIA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGA

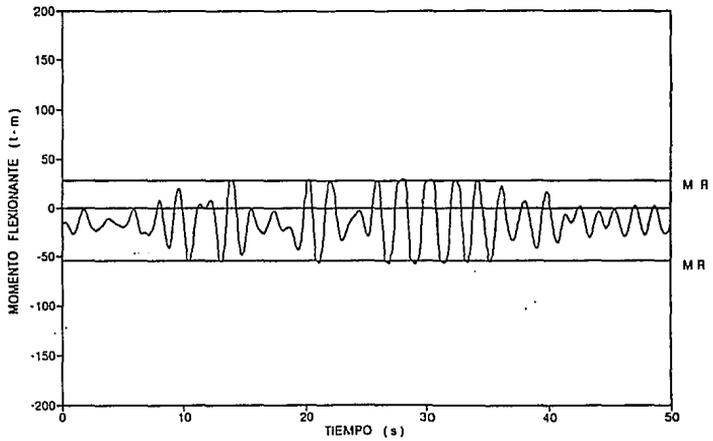


Fig 4.40

EDIFICIO CASO B EJE A  
HISTORIA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGA

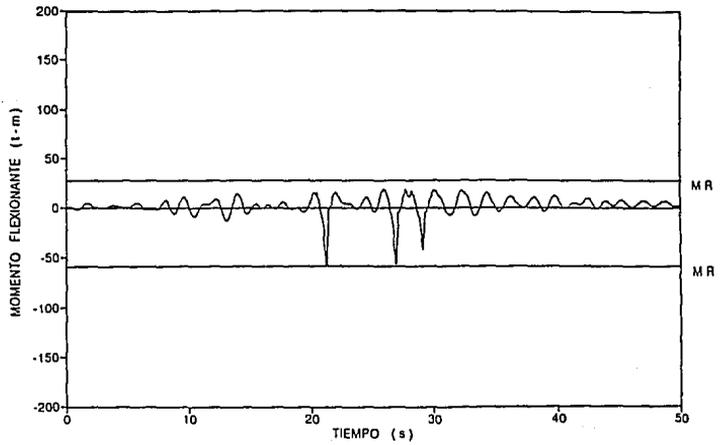


Fig 4.41

EDIFICIO CASO B EJE C  
HISTORIA DE MOMENTO FLEXIONANTE EN VIGA

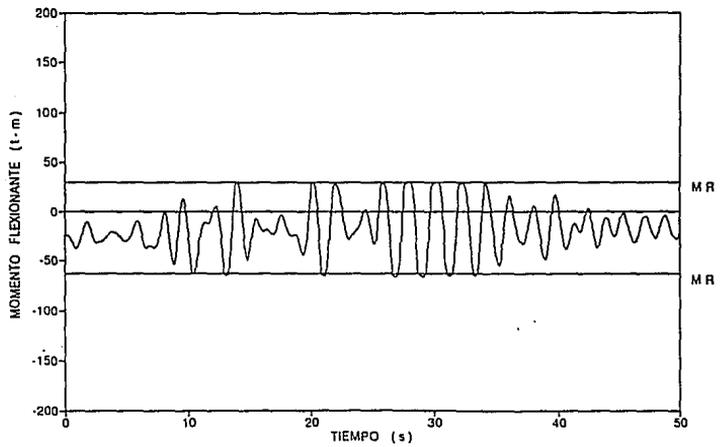


Fig 4.42

EDIFICIO CASO A EJE C  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN VIGA

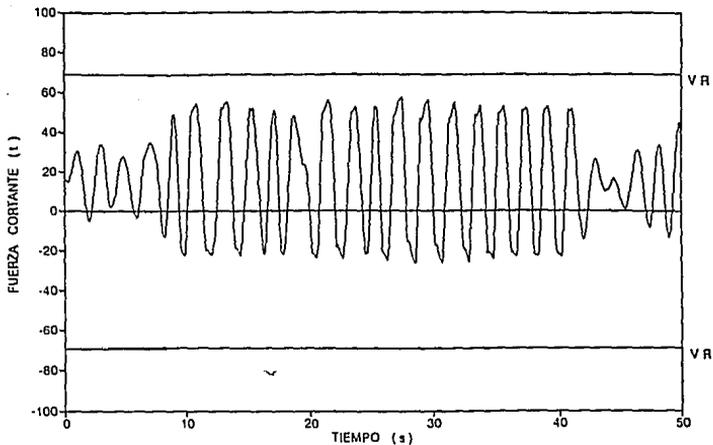


Fig 4.43

EDIFICIO CASO A EJE 2  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN VIGA

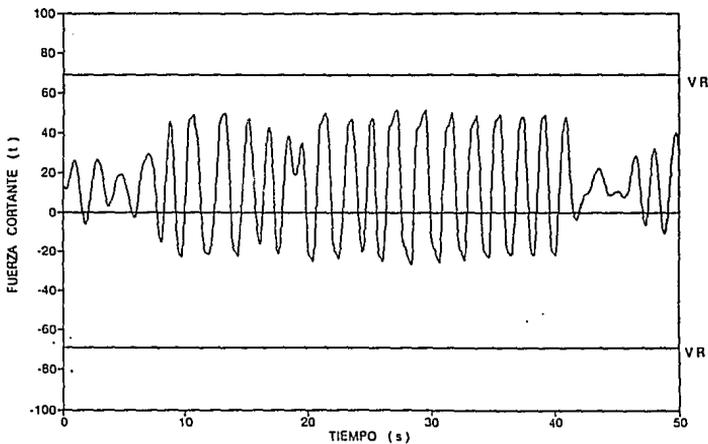


Fig 4.44

EDIFICIO CASO B EJE 1  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN VIGA

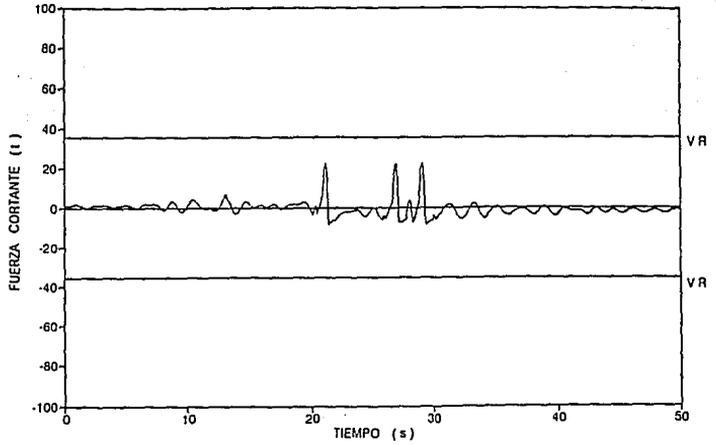


Fig 4.45

EDIFICIO CASO B EJE 2  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN VIGA

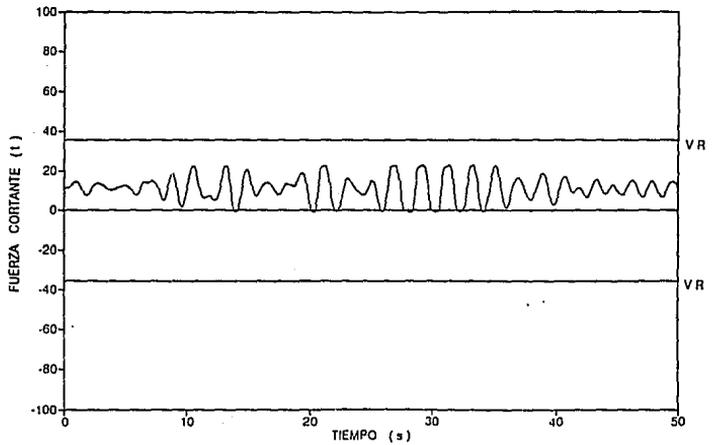


Fig 4.46

EDIFICIO CASO B EJE A  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN VIGA

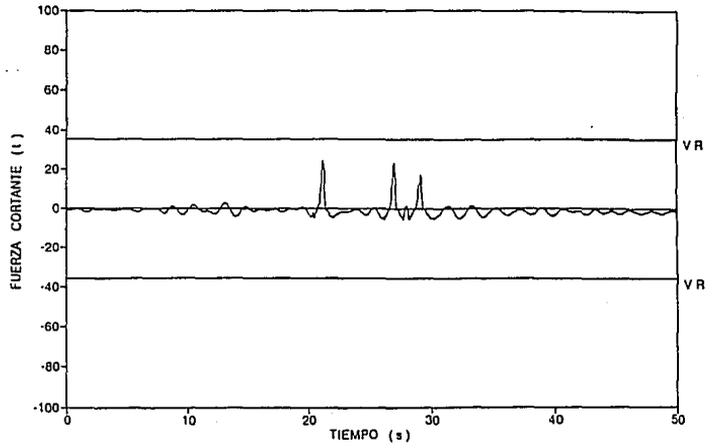


Fig 4.47

EDIFICIO CASO B EJE C  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN VIGA

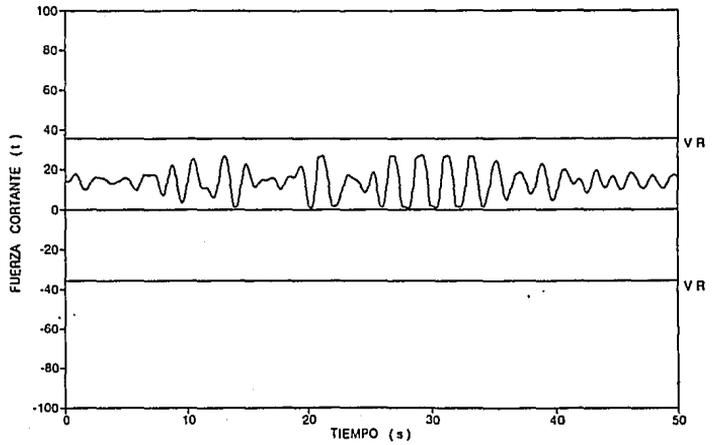


Fig 4.48

EDIFICIO CASOS A Y B EJE 1  
HISTORIA DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN VIGA

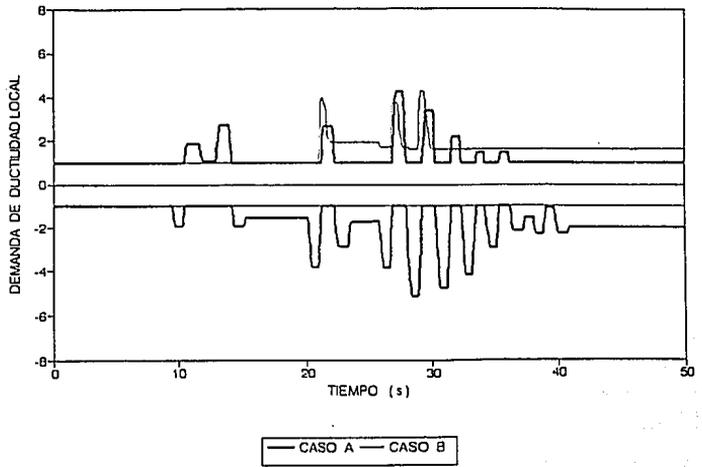


Fig 4.49

EDIFICIO CASOS A Y B EJE 2  
HISTORIA DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN VIGA

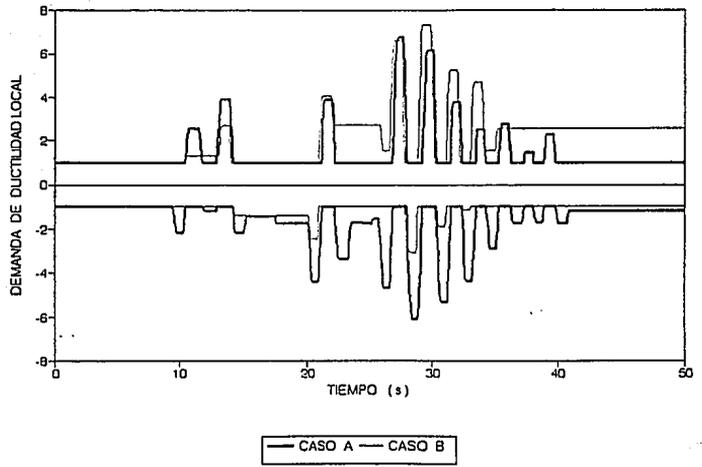


Fig 4.50

EDIFICIO CASOS A Y B EJE A  
HISTORIA DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN VIGA

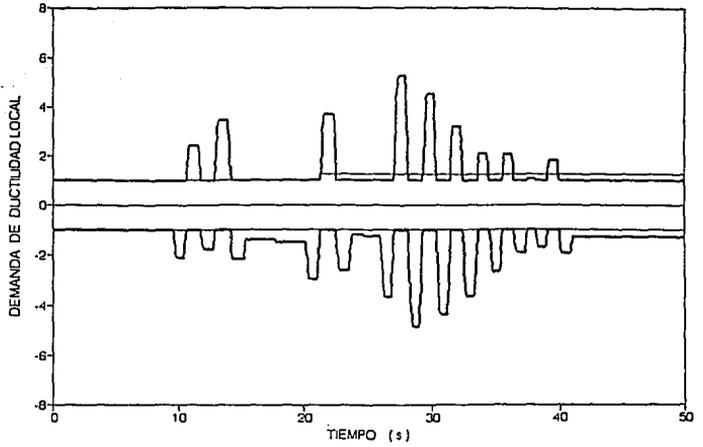


Fig 4.51

EDIFICIO CASOS A Y B EJE C  
HISTORIA DEMANDAS DE DUCTILIDAD EN VIGA

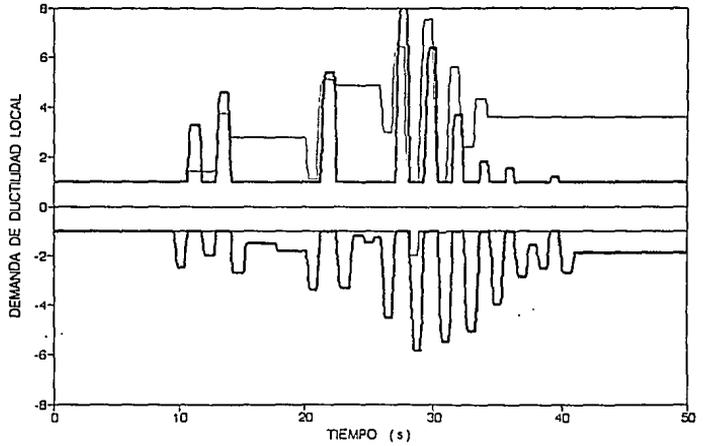


Fig 4.52

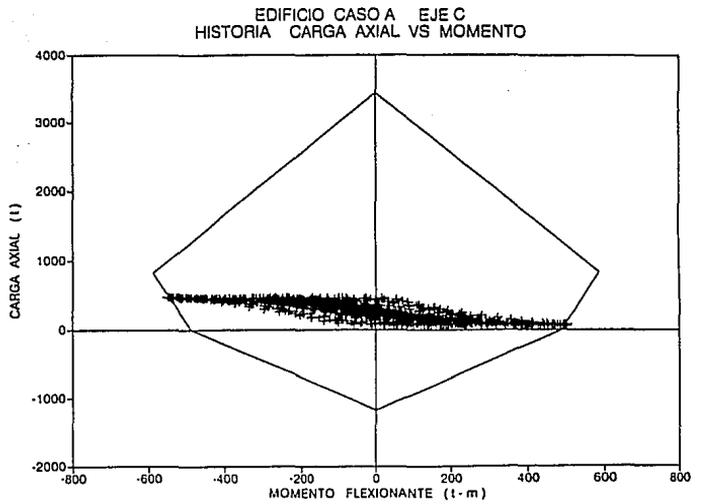


Fig 4.53

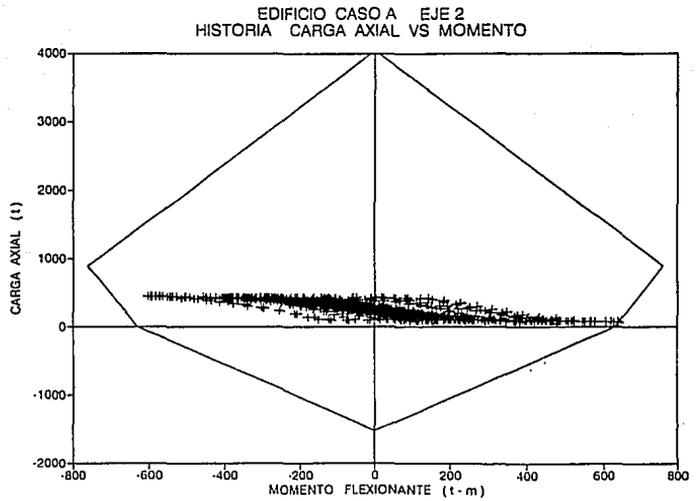


Fig 4.54

EDIFICIO CASO B EJE 1  
HISTORIA CARGA AXIAL VS MOMENTO

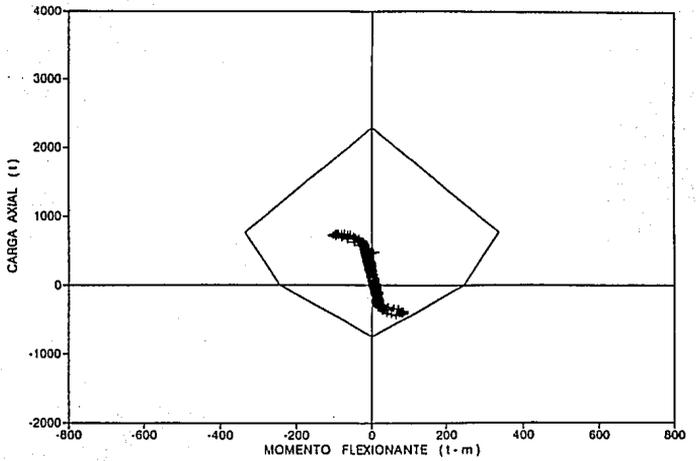


Fig 4.55

EDIFICIO CASO B EJE 2  
HISTORIA CARGA AXIAL VS MOMENTO

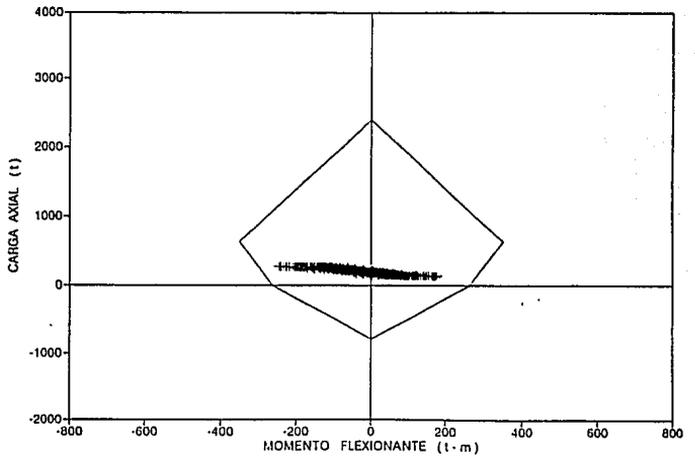


Fig 4.56

EDIFICIO CASO B EJE A  
HISTORIA CARGA AXIAL VS MOMENTO

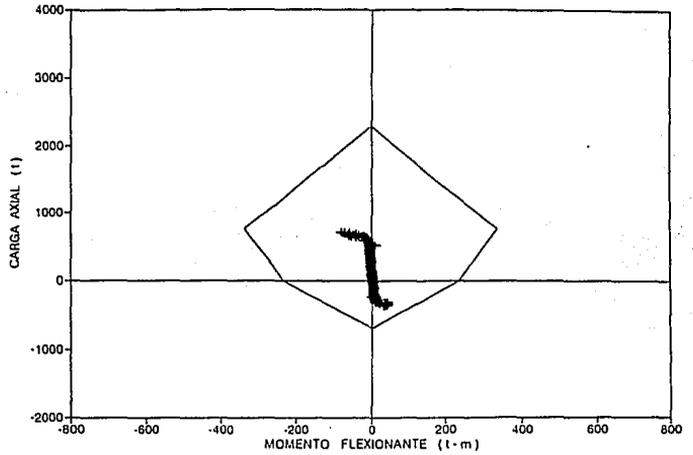


Fig 4.57

EDIFICIO CASO B EJE C  
HISTORIA CARGA AXIAL VS MOMENTO

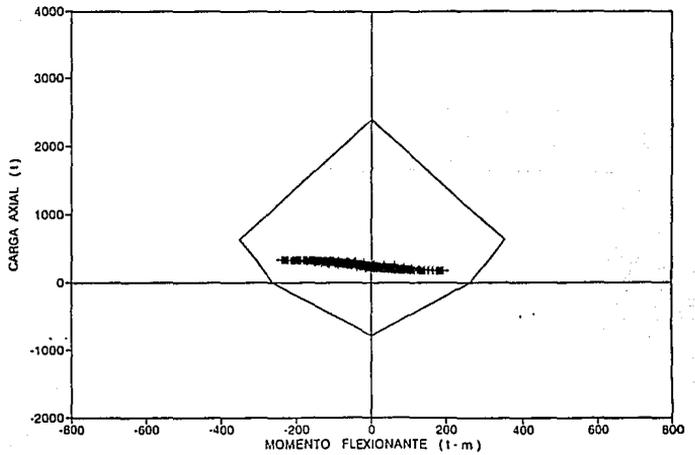


Fig 4.58

EDIFICIO CASO A EJE C  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN COLUMNA

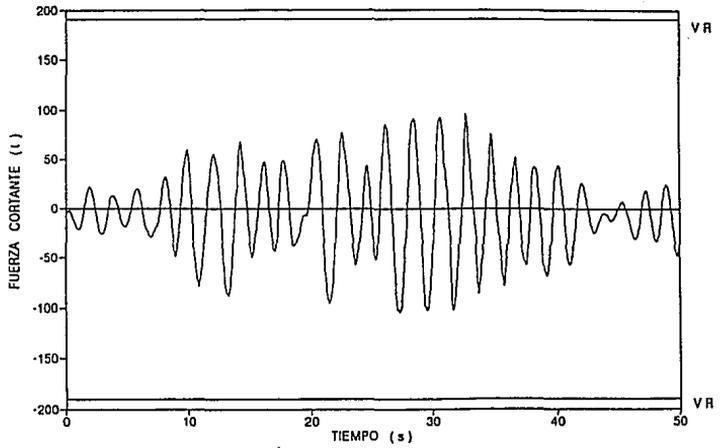


Fig 4.59

EDIFICIO CASO A EJE 2  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN COLUMNA

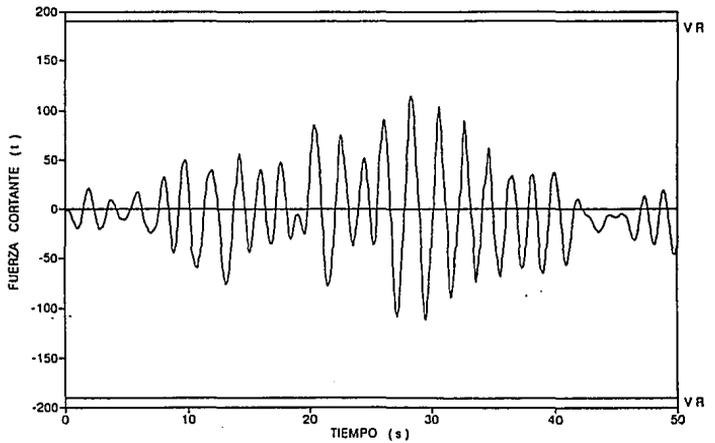
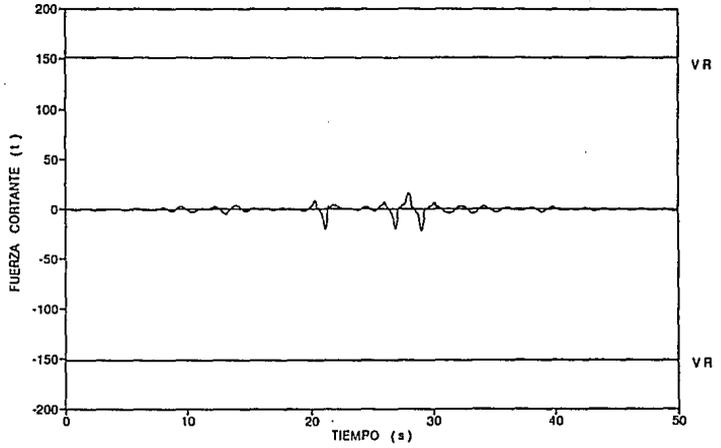


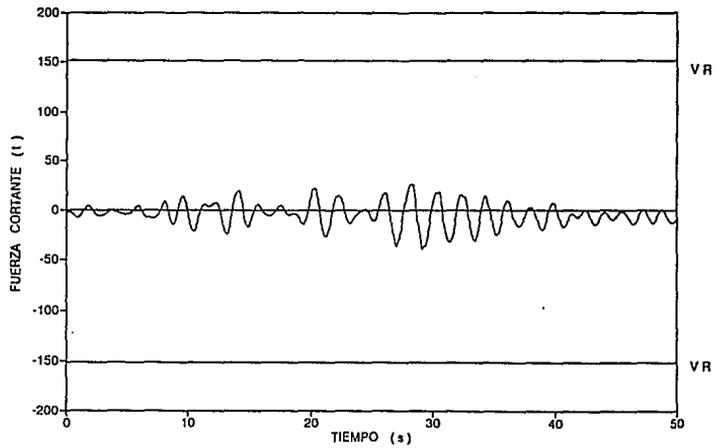
Fig 4.60

EDIFICIO CASO B EJE 1  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN COLUMNA



**Fig 4.61**

EDIFICIO CASO B EJE 2  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN COLUMNA



**Fig 4.62**

EDIFICIO CASO B EJE A  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN COLUMNA

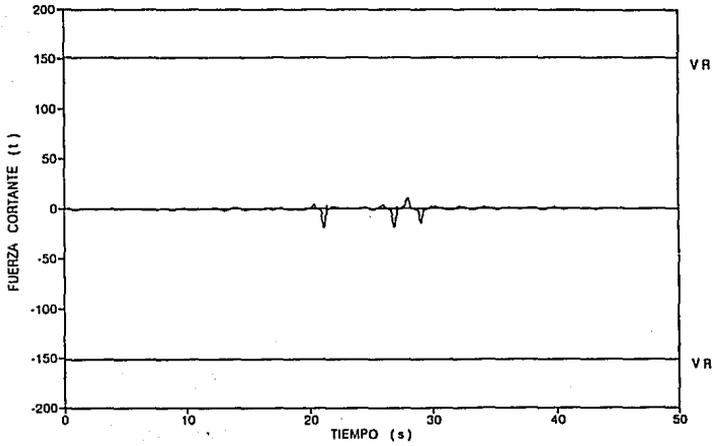


Fig 4.63

EDIFICIO CASO B EJE C  
HISTORIA DE FUERZA CORTANTE EN COLUMNA

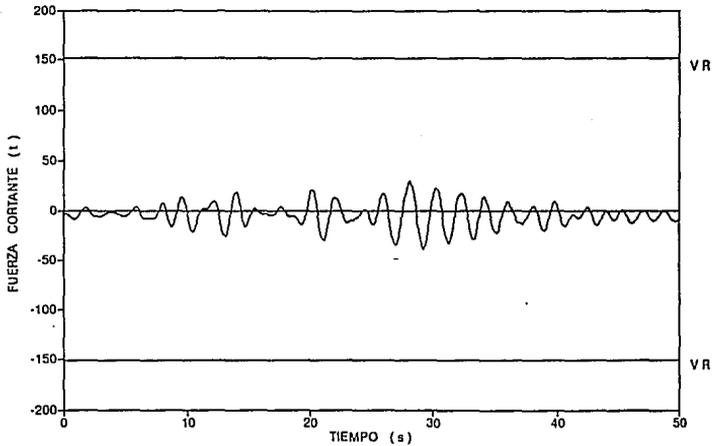


Fig 4.64

EDIFICIO CASO B EJE A  
HISTORIA DE CARGA AXIAL EN DIAGONAL

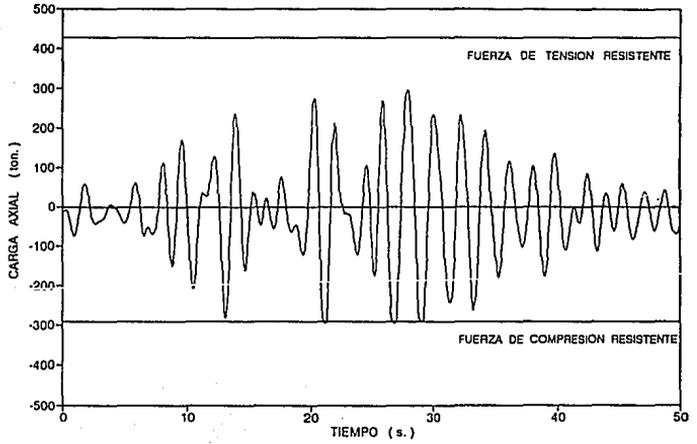


Fig 4.65

EDIFICIO CASO B EJE 1  
HISTORIA DE CARGA AXIAL EN DIAGONAL

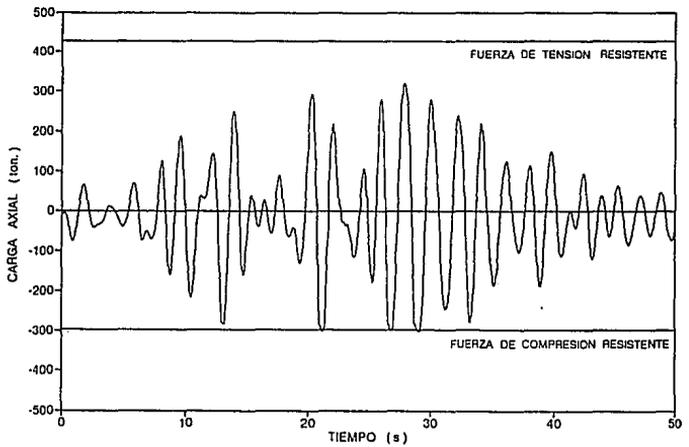


Fig 4.66

EDIFICIO CASOS A Y B EJE 1  
DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD EN VIGAS

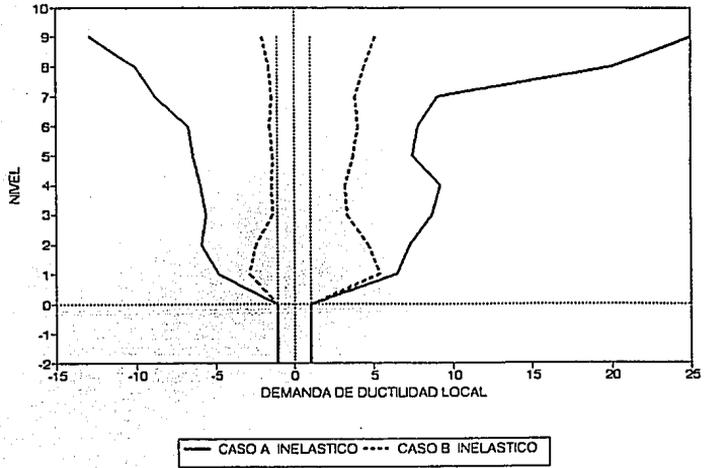


Fig 4.67

EDIFICIO CASOS A Y B EJE 2  
DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD EN VIGAS

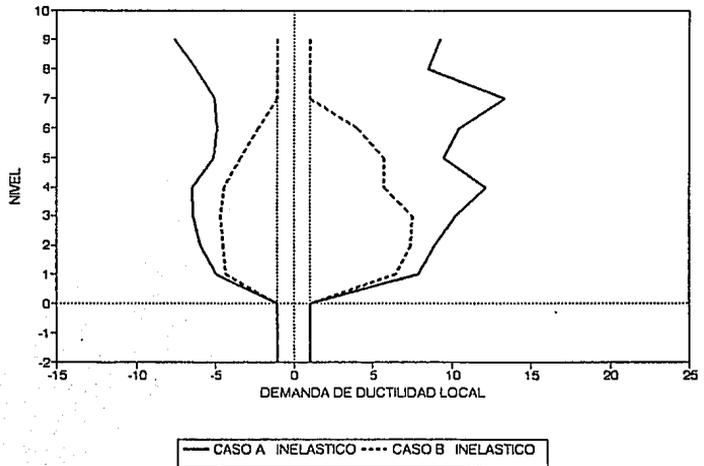


Fig 4.68

EDIFICIO CASOS A Y B EJE A  
DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD EN VIGAS

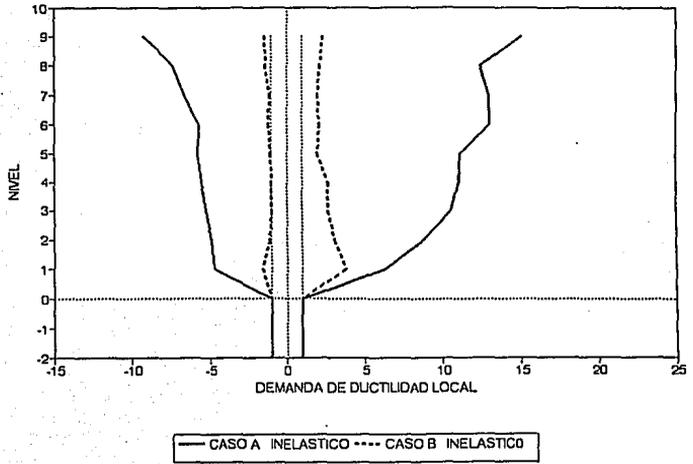


Fig 4.69

EDIFICIO CASOS A Y B EJE C  
DEMANDAS MAXIMAS DE DUCTILIDAD EN VIGAS

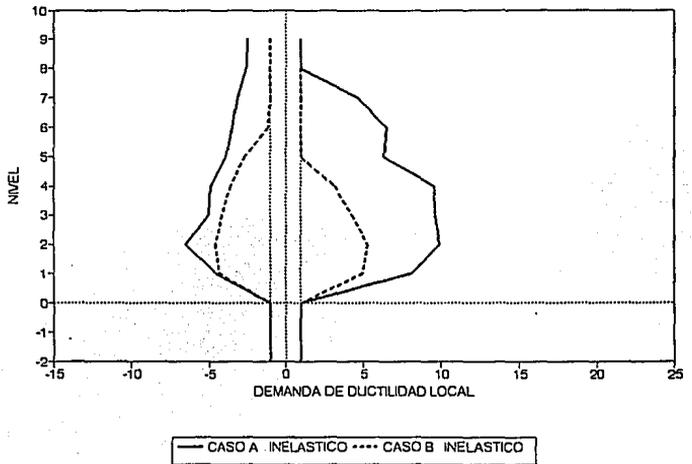


Fig 4.70

EDIFICIO CASOS A Y B EJE 1  
DEMANDAS MAXIMAS DUCTILIDAD EN COLUMNAS

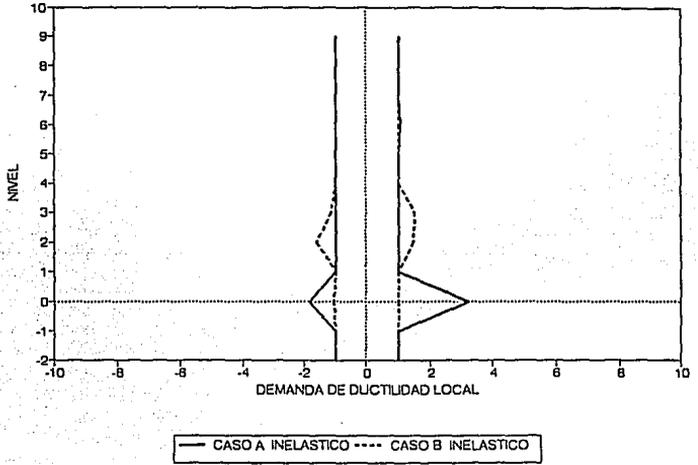


Fig 4.71

EDIFICIO CASOS A Y B EJE 2  
DEMANDAS MAXIMAS DUCTILIDAD EN COLUMNAS

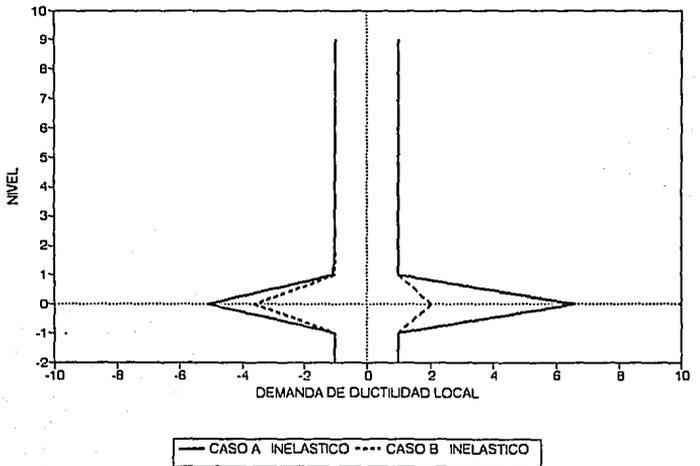


Fig 4.72

EDIFICIO CASOS A Y B EJE A  
DEMANDAS MAXIMAS DUCTILIDAD EN COLUMNAS

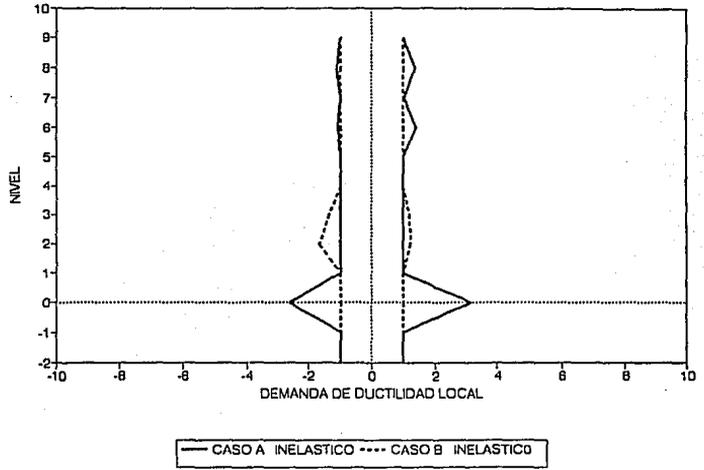


Fig 4.73

EDIFICIO CASOS A Y B EJE C  
DEMANDAS MAXIMAS DUCTILIDAD EN COLUMNAS

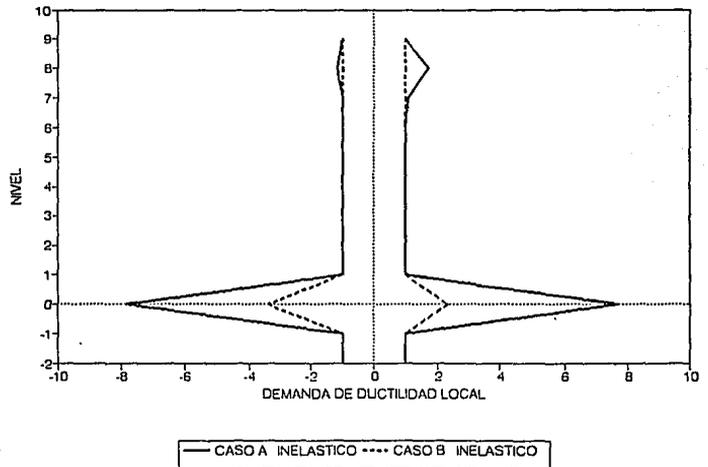


Fig 4.74

# CASO A

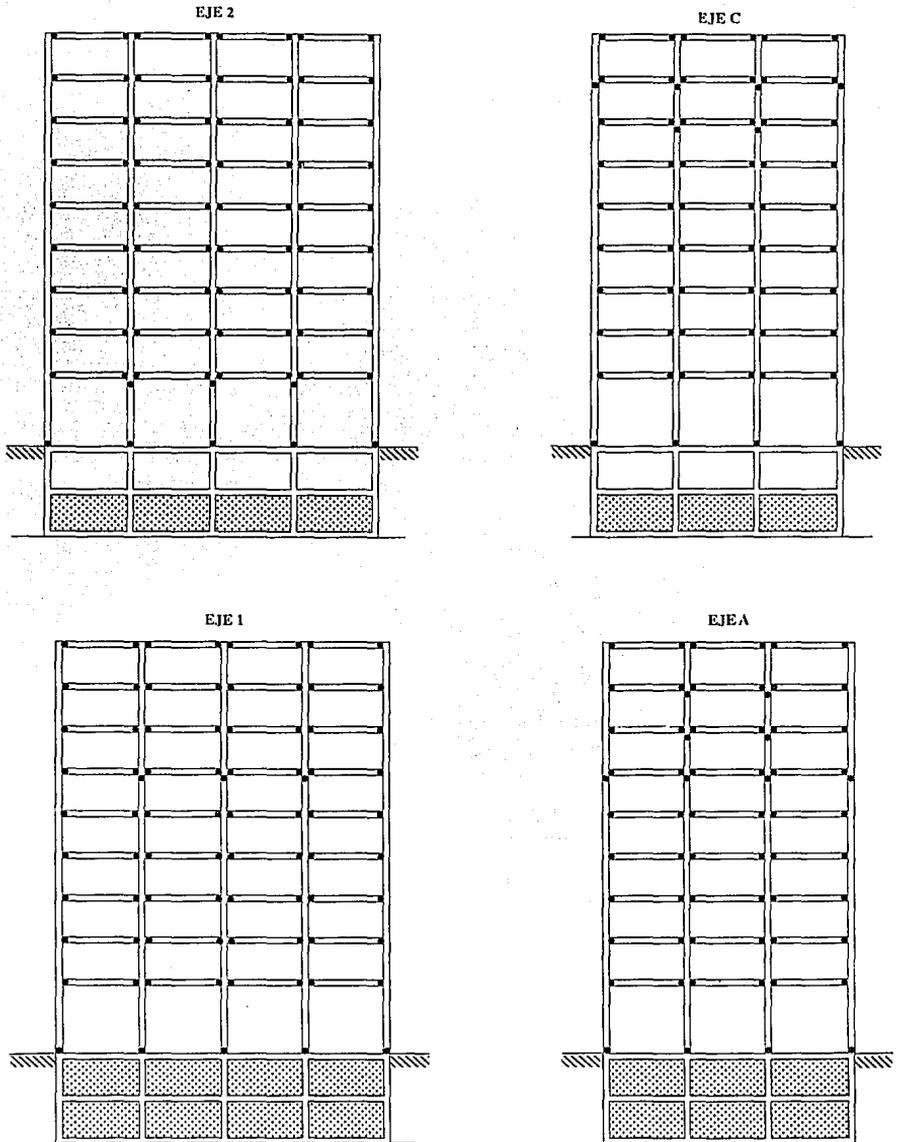


Fig 4.75 Distribución global de articulaciones plásticas, Caso A

CASO B

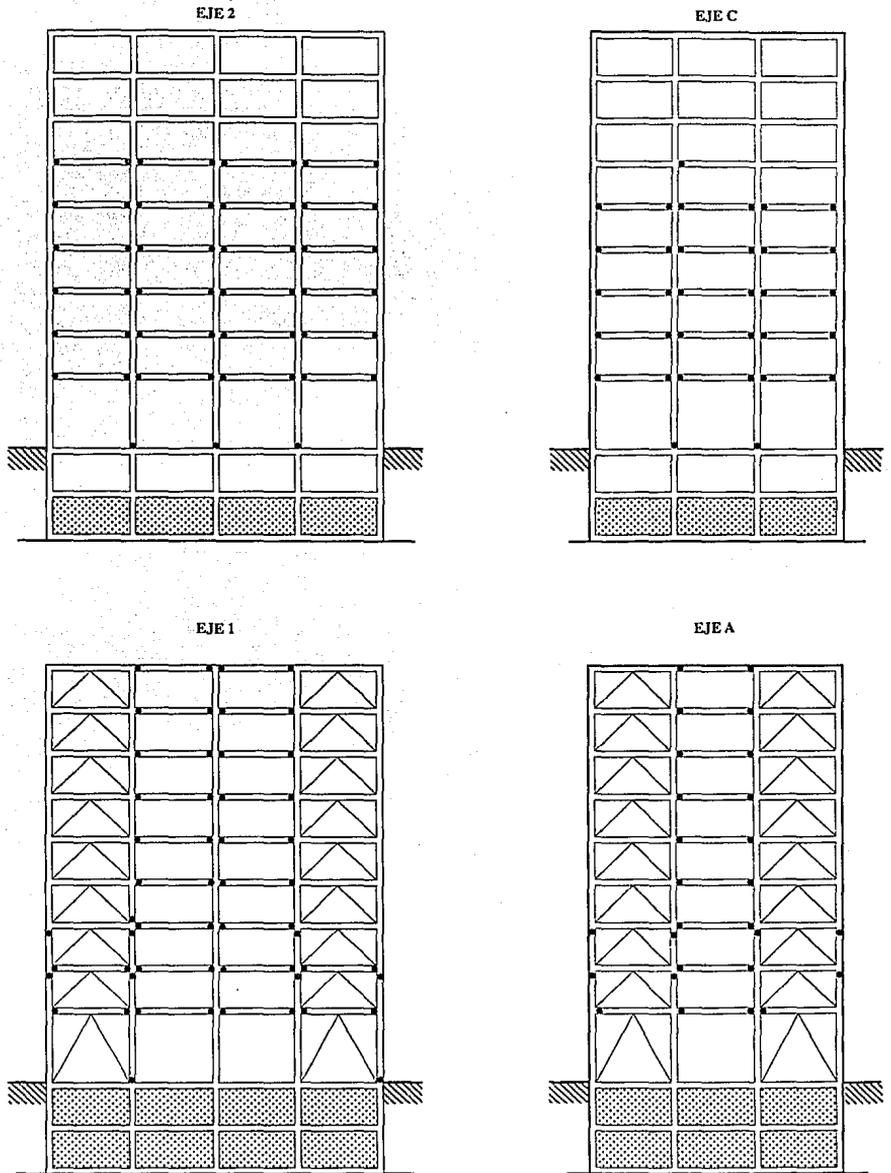


Fig 4.76 Distribución global de articulaciones plásticas, Caso B

EDIFICIO CASO A EJE 1 (ELASTICO)

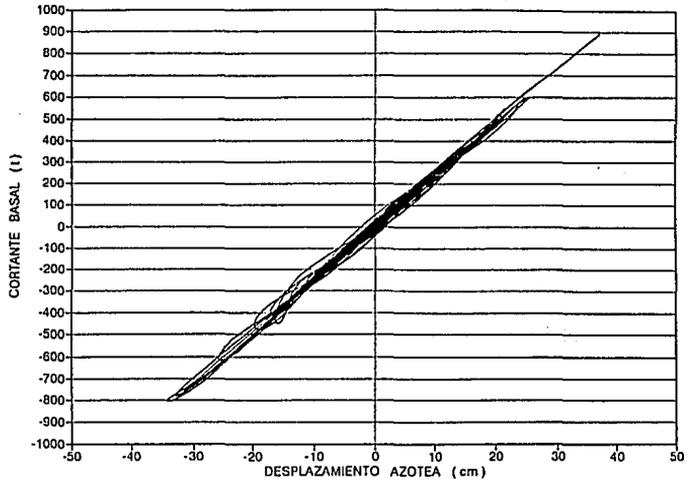


Fig 4.77

EDIFICIO CASO A EJE 1 (INELASTICO)

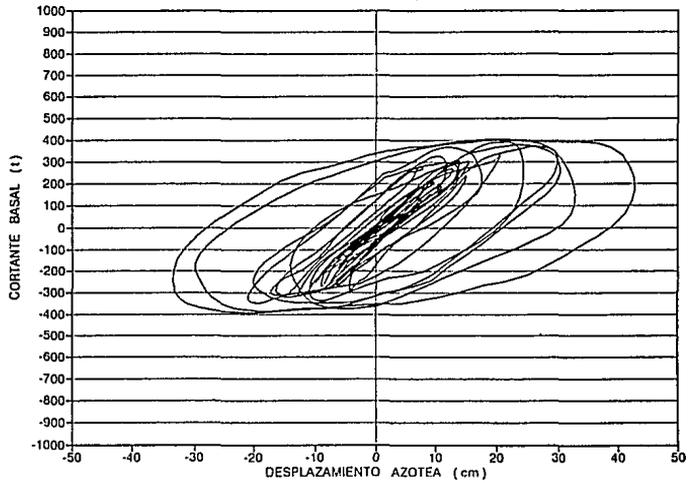
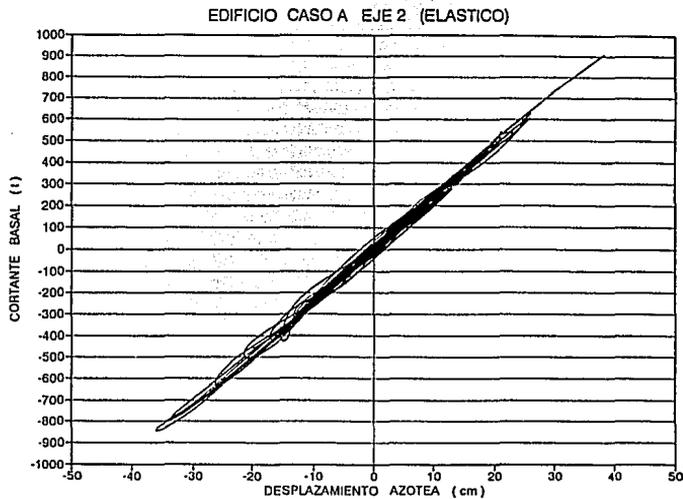
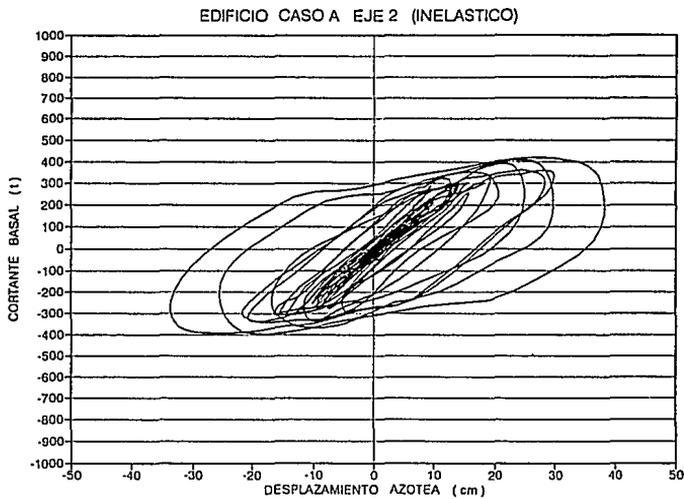


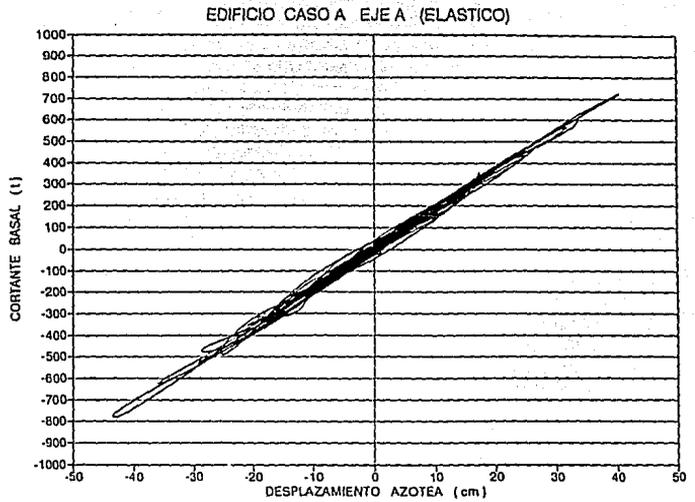
Fig 4.78



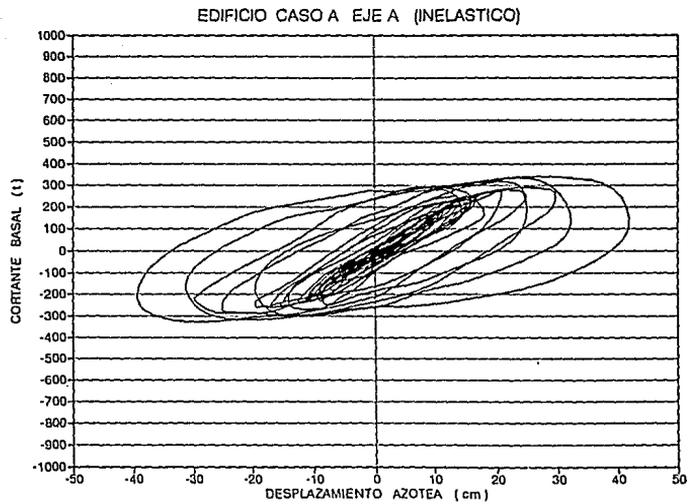
**Fig 4.79**



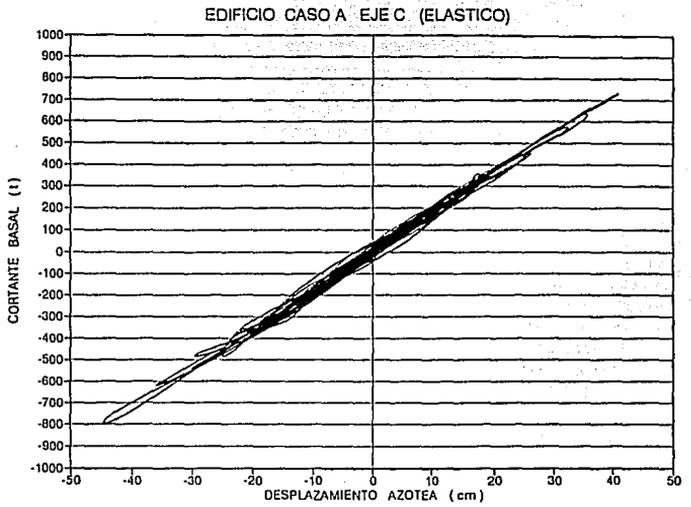
**Fig 4.80**



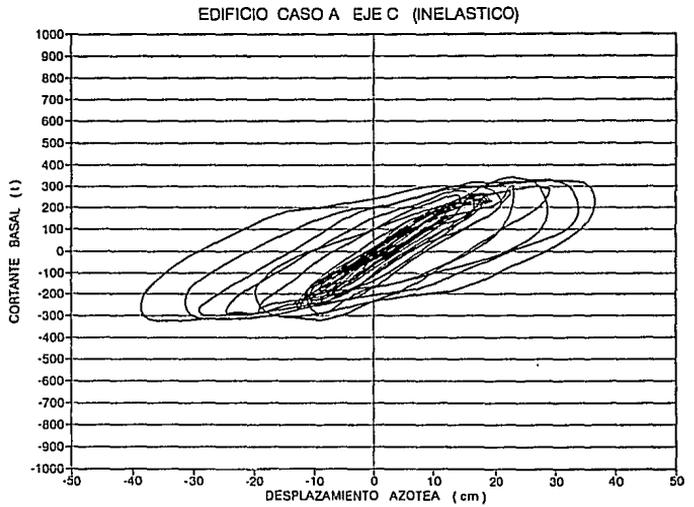
**Fig 4.81**



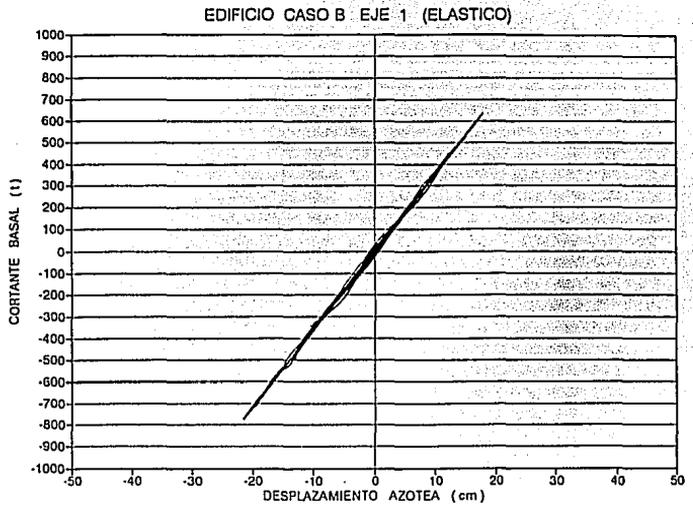
**Fig 4.82**



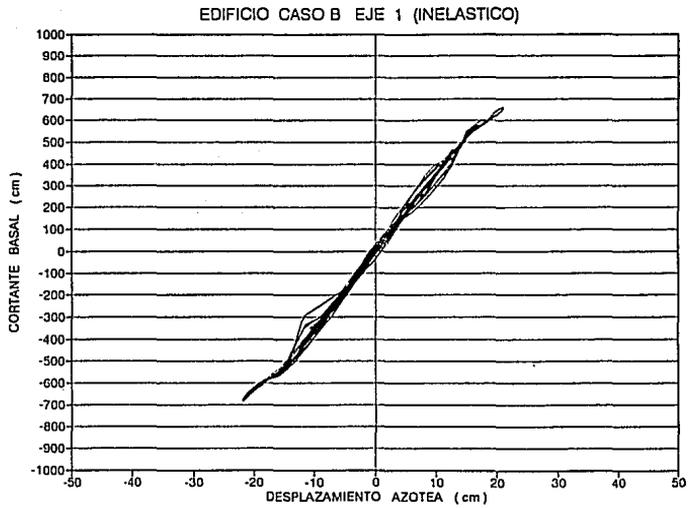
**Fig 4.83**



**Fig 4.84**



**Fig 4.85**



**Fig 4.86**

EDIFICIO CASO B EJE 2 (ELASTICO)

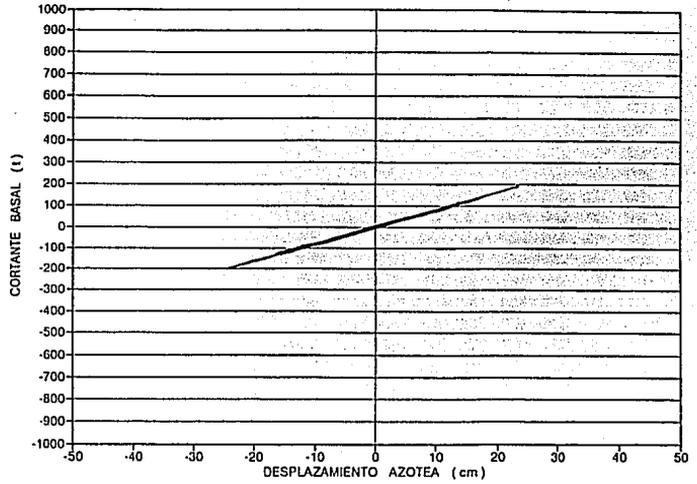


Fig 4.87

EDIFICIO CASO B EJE 2 (INELASTICO)

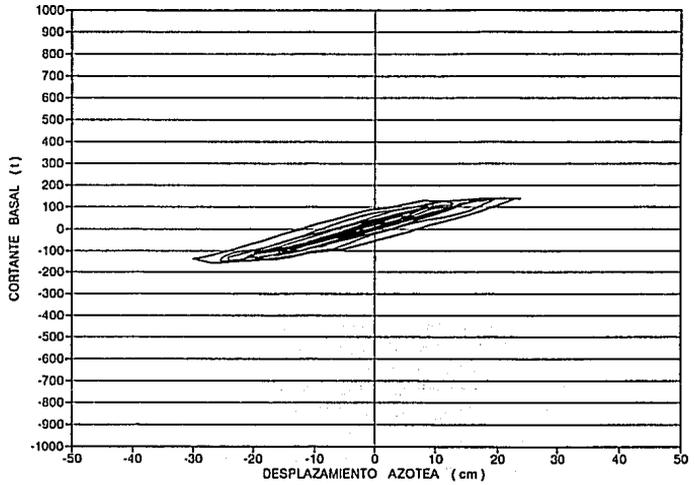


Fig 4.88

EDIFICIO CASO B EJE A (ELASTICO)

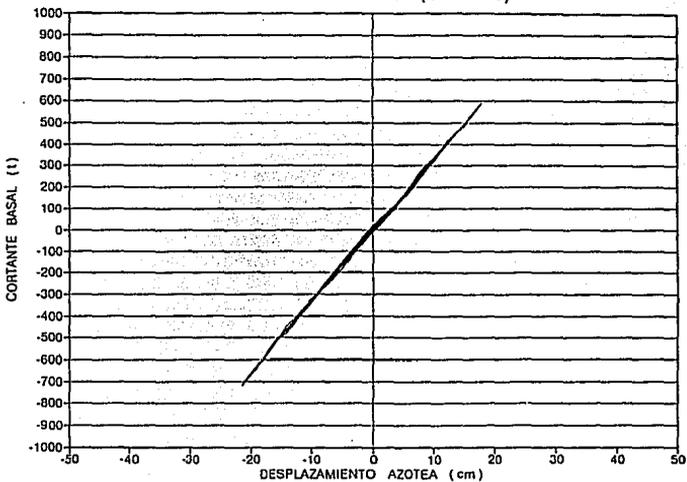


Fig 4.89

EDIFICIO CASO B EJE A (INELASTICO)

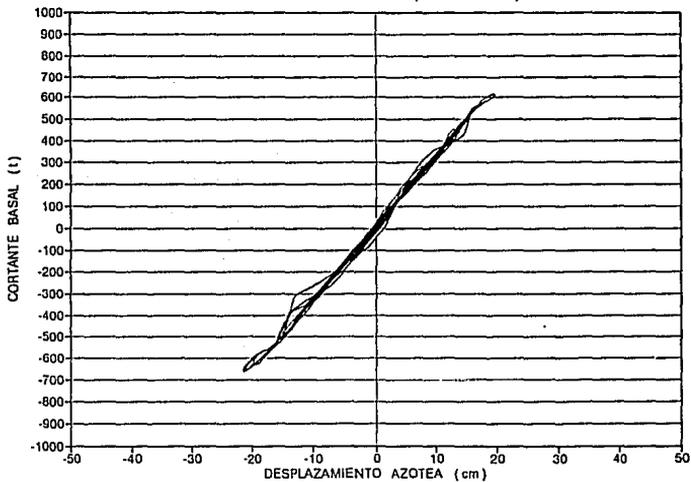


Fig 4.90

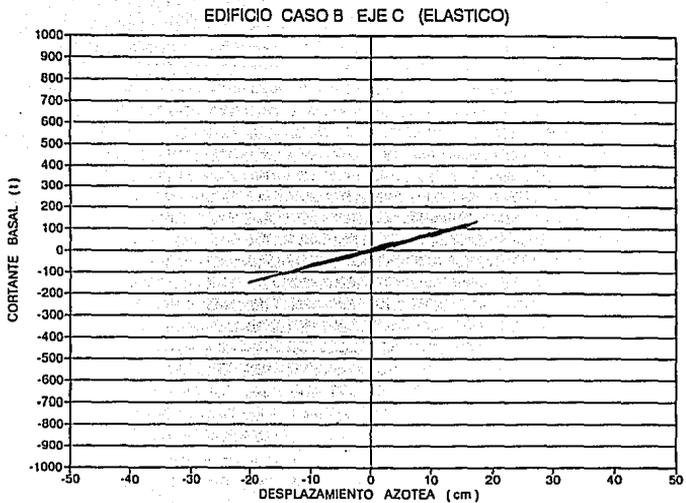


Fig 4.91

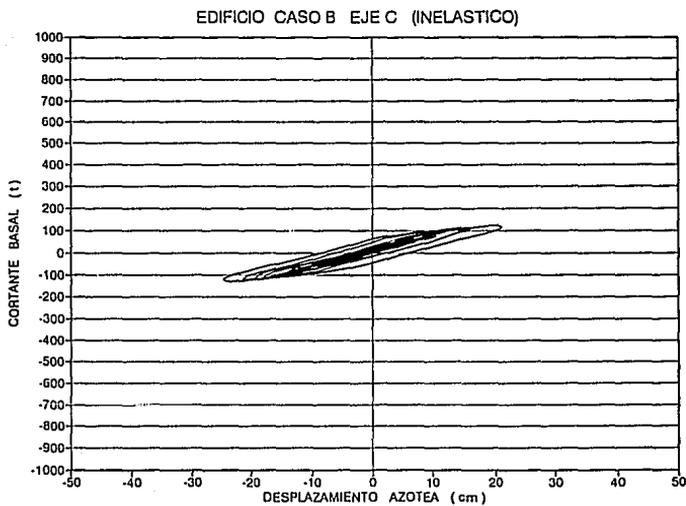


Fig 4.92