

01161

2e)

*[Handwritten signature]*

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA

EVALUACION DEL DISEÑO Y DE LA RESPUESTA SISMICA  
ANALITICA DE ESTRUCTURAS A BASE DE LOSA PLANA  
ALIGERADA

TESIS

PRESENTADA A LA DIVISION DE ESTUDIOS DE

POSGRADO DE LA

FACULTAD DE INGENIERIA

DE LA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

COMO REQUISITO PARA OBTENER

EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERIA

ESTRUCTURAS

CLARA CONSUELO DIAZ HENAO

CIUDAD UNIVERSITARIA

1987



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

INDICE GENERAL

	PAG
INDICE GENERAL.....	i
INDICE DE TABLAS.....	v
INDICE DE FIGURAS.....	vii
1. INTRODUCCION.....	1
1.1 Antecedentes.....	1
1.2 Alcances y objetivos del estudio.....	3
2. ASPECTOS DEL ESTADO DEL CONOCIMIENTO SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE ESTRUCTURAS A BASE DE LOSAS RETICULARES.....	7
2.1 Generalidades.....	7
2.2 Estudios sobre losas planas.....	8
2.3 Métodos de análisis de edificaciones a base de losas reticulares.....	13
2.3.1 Método del ancho equivalente.....	14
2.3.2 Método del marco equivalente.....	16
2.3.3 Método del marco de "vigas cortas" alrededor de las columnas.....	18
2.4 Criterios de análisis utilizados en el estudio.....	18
2.4.1 Generalidades.....	18
2.4.2 Método de análisis.....	19
2.4.2.1 Análisis dinámico lineal.....	19



4. ESTUDIOS EXPERIMENTALES Y ANALITICOS DE LA ESTRUCTURA QUE SE ENSAYA.....	48
4.1 Descripción de la estructura.....	48
4.1.1 Materiales.....	49
4.1.2 Construcción e instrumentación.....	50
4.2 Requisitos del análisis dimensional para el modelo..	52
4.2.1 Generalidades.....	52
4.2.2 Requisitos del análisis dimensional para el modelo con ensayos bajo cargas estáticas.....	53
4.2.3 Requisitos del análisis dimensional para el modelo sometido a ensayos dinámicos en mesa vibradora.....	55
4.2.3.1 Bases teóricas del análisis dimensional en condiciones dinámicas.....	55
4.2.3.2 Aplicación del análisis dimensional para el modelo en la mesa vibradora...	57
4.2.3.3 Conclusiones.....	58
4.3 Análisis dinámico lineal.....	60
4.3.1 Generalidades.....	60
4.3.2 Resultados del análisis dinámico lineal con el sismo de El Centro.....	60
4.3.3 Resultados del análisis dinámico lineal con el sismo de SCT modificado.....	62
4.4 Análisis dinámico no lineal.....	63
4.4.1 Generalidades.....	63

4.4.2 Resultados del análisis dinámico no lineal....	63
4.5 Análisis estático inelástico con cargas monótonas crecientes.....	64
4.5.1 Generalidades.....	64
4.5.2 Resultados analíticos del ensaye estático.....	65
4.6 Conclusiones de los análisis dinámicos efectuados... 68	
4.7 Ensayes con vibración libre y ambiental.....	70
4.7.1 Descripción de los ensayes y criterios de interpretación de resultados.....	70
4.7.2 Conclusiones.....	73
5. ANALISIS DE UN EDIFICIO DAÑADO POR EL SISMO DE 1985.....	76
5.1 Descripción de la estructura.....	76
5.2 Revisión de daños de la estructura.....	77
5.3 Análisis estático lineal.....	78
5.4 Análisis modal espectral.....	80
5.5 Análisis dinámico no lineal.....	82
5.6 Conclusiones de los análisis efectuados.....	87
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	90
7. REFERENCIAS.....	99

I N D I C E   D E   T A B L A S

	PAG.
2.1 Coeficientes de ancho efectivo para el método del ancho equivalente ante cargas laterales.....	103
2.2 Valores de $\alpha$ para el cálculo del ancho equivalente....	103
2.3 Rigidez torsional, según diversos autores.....	104
3.1 Áreas de acero requeridas y existentes.....	105
3.2 Desplazamientos en el prototipo de siete niveles.....	105
3.3 Elementos mecánicos máximos del análisis sísmico del edificio prototipo de siete niveles.....	106
3.4 Elementos mecánicos y áreas de acero en el prototipo de dos niveles y en el modelo.....	107
4.1 Dosificación final del concreto en el modelo.....	107
4.2 Requisitos del análisis dimensional.....	108
4.3 Resultados del análisis dinámico lineal del espécimen.	109
4.4 Área de acero y momentos flexionantes resistentes en el modelo.....	110
4.5 Resultados del análisis dinámico no lineal del modelo.	111
4.6 Determinación de los momentos máximos del espécimen...	112
4.7 Resultados del análisis estático inelástico con cargas monótonas crecientes del espécimen.....	113

4.8	Resultados experimentales para las frecuencias y amortiguamientos del espécimen.....	114
5.1	Secciones típicas en columnas.....	114
5.2	Fuerzas laterales estáticas con $Q=3.0$ y $c=0.40$ .....	115
5.3	Desplazamientos de la estructura en el análisis estático lineal.....	115
5.4	Ordenadas de aceleración espectral para los sismos analizados.....	116
5.5	Desplazamientos de la estructura con el análisis modal espectral.....	116
5.6	Momentos y rotaciones de fluencia en columnas.....	117
5.7	Puntos que definen la curva P-M de las columnas.....	117
5.8	Momentos de flexión, desbalanceo y fluencia para los diferentes tipos de secciones de losa considerados...	118
5.9	Desplazamientos máximos de la estructura con el análisis dinámico no lineal.....	118
5.10	Elementos mecánicos máximos en los análisis estático y dinámico.....	119

I N D I C E   D E   F I G U R A S

PAG

2.1	Losa reticular típica.....	120
2.2	Idealización como marcos planos.....	121
2.3	Rotación elementos losa-columna y viga-columna.....	122
2.4	Ancho de losa equivalente.....	122
2.5	Marco equivalente.....	123
2.6	Obtención de la rigidez torsional.....	124
2.7	Modelo de "vigas cortas".....	125
2.8	Comportamiento de una conexión típica.....	125
2.9	Superficies de interacción de columnas.....	126
2.10	Diagramas Momento - Rotación de columnas.....	126
2.11	Diagramas de distribución de curvatura.....	127
2.12	Diagramas M - $\delta$ de varias conexiones.....	127
2.13	Momento-Curvatura del espécimen E-3.....	128
2.14	Momento-Rotación del espécimen E-3.....	128
2.15	Fuerzas y momentos actuantes en una conexión losa - columna.....	129
2.16	Esfuerzos cortantes en la conexión losa - columna....	129
2.17	Parámetro J en columnas interior y de borde.....	130
2.18	Diagrama Momento-Rotación de la conexión del espécimen de ensaye.....	131

2.19	Máxima deformación de entrepiso.....	132
3.1	Edificio prototipo de 7 niveles (RDF-76).....	133
3.2	Desplazamiento niveles 1 a 4. Sismo de El Centro.....	134
3.3	Desplazamiento niveles 5 a 7. Sismo de El Centro.....	135
3.4	Desplazamiento niveles 1 a 4. Sismo de SCT.....	136
3.5	Desplazamiento niveles 5 a 7. Sismo de SCT.....	137
3.6	Dimensiones prototipo de dos niveles. Normas 1987....	138
3.7	Sismo de El Centro filtrado.....	139
3.8	Sismo de El Centro sin filtrar.....	140
3.9	Sismo de SCT. Componente N - S.....	141
4.1	Zona reproducida en el espécimen.....	142
4.2	Dimensiones finales del espécimen.....	143
4.3	Curva $\sigma - \epsilon$ del acero $\emptyset 1/4"$ .....	144
4.4	Curva $\sigma - \epsilon$ del acero $\emptyset 5/32"$ .....	144
4.5	Curva $\sigma - \epsilon$ del alambre N° 4 galvanizado.....	144
4.6	Armado de la losa.....	145
4.7	Detalles armado de la losa.....	146
4.8	Detalles armado de columnas.....	148
4.9	Detalles armazón metálico y zapatas.....	149
4.10	Desplazamientos del espécimen Sismo de El Centro.....	150
4.11	Desplazamientos del espécimen Sismo SCT modificado...	151
4.12	Dispositivo del ensaye estático.....	152
4.13	Gráfica Fuerza-Desplazamiento del espécimen sometido a carga lateral en el nivel superior.....	153
4.14	Fuerza - Rotación plástica.....	154

4.15 Resultados típicos del ensaye de vibración libre.....	155
4.16 Amplitudes del analizador de espectros.....	156
5.1 Plantas generales del edificio analizado.....	157
5.2 Elevación marco Eje D.....	158
5.3 Corte típico de la losa reticular.....	159
5.4 Corte típico de columna.....	159
5.5 Formas modales. Análisis estático.....	160
5.6 Localización registros y edificio analizado.....	161
5.7 Espectros de respuesta de Central de Abastos.....	162
5.8 Curvas Momento-Curvatura de columnas.....	163
5.9 Curvas Carga- Momento de columnas.....	164
5.10 Desplazamientos máximos nivel superior.....	165
5.11 Desplazamientos de entrepiso.....	166
5.12 Elementos mecánicos de columnas del nivel inferior...	167
5.13 Elementos mecánicos de columnas del nivel medio.....	168
5.14 Elementos mecánicos de columnas del nivel superior...	169
5.15 Elementos mecánicos de losa del nivel inferior.....	170
5.16 Elementos mecánicos de losa del nivel medio.....	171
5.17 Elementos mecánicos de losa del nivel superior.....	172
5.18 Rotaciones totales y de fluencia de losa interior....	173
5.19 Rotaciones totales y de fluencia de losa de borde....	174

## 1. INTRODUCCION

### 1.1 ANTECEDENTES

El sistema de entrepiso a base de losas planas (del tipo reticular) se ha venido utilizando desde hace muchos años para la estructuración de edificios de alturas intermedias o grandes. Este sistema ha sido de gran aceptación en zonas de suelo blando como la Ciudad de México, ya que por la rapidez de construcción se obtienen grandes economías. Pero, aún no se conoce a ciencia cierta el comportamiento de dichos sistemas ante cargas gravitacionales y laterales.

Es común en la práctica de diseño tratar de aprovechar la acción de marco que se forma entre la losa y las columnas que la soportan; sin embargo, esta práctica presenta algunos problemas e incertidumbres, los que se han puesto más

claramente en evidencia a raíz del terremoto de Septiembre de 1985. Como resultado de este evento puede afirmarse que, del total de estructuras que tuvieron daños importantes, el número de estructuras a base de losas reticulares que sufrieron daños fue del orden de dos veces el número de estructuras dañadas de las construidas con el procedimiento usual de columnas y losas monolíticas con las vigas. De dichas construcciones de losa plana reticular, aunque se presentaron casos en los cuales los daños obedecían a fallas constructivas, en gran parte de estas los problemas se debían a deficiencias en el sistema estructural, que ocasionaban desplazamientos excesivos de la estructura o fallas locales en la losa misma. Pero, con un mayor conocimiento sobre el comportamiento de estos sistemas de entrepiso es posible mejorar su respuesta ante algunas sollicitaciones.

Existen estudios analíticos y evidencia experimental sobre el comportamiento de sistemas a base de losas planas; sin embargo, la mayor parte de esta información se refiere al comportamiento de zonas reducidas alrededor de la conexión losa plana - columna. Es muy poca la información que se tiene sobre sistemas completos que incluyan crujeas y pisos, y aún existen dudas sobre las recomendaciones actuales en lo que se refiere a ductilidad, rigidez lateral, resistencia por cortante y requisitos de refuerzo.

Los estudios sobre el comportamiento de entrepisos a base de

losas planas reticulares son aún más escasos, y no se cuenta con una ayuda de diseño sino únicamente con recomendaciones de los reglamentos, las que en algunos casos no tienen bases analíticas o experimentales comprobadas. Se considera entonces, que pueden despejarse muchas dudas sobre la respuesta de estas estructuras ante diferentes sollicitaciones con ensayos de sistemas completos.

#### 1.2 ALCANCE Y OBJETIVOS DEL ESTUDIO

Este trabajo forma parte de una investigación acerca del comportamiento de sistemas de entrepiso a base de losas planas reticulares. El proyecto mencionado consta de dos partes, en la parte experimental se realizarán ensayos dinámicos y estáticos sobre un modelo construido a escala y en la parte analítica se pretende estudiar la respuesta tanto del espécimen como de estructuras existentes o prototipo, con este sistema de piso.

La parte experimental incluye el ensayo de un espécimen que representa a una estructura típica con losas reticulares, de varias crujeas y de dos niveles. Esta estructura se somete a ensayos dinámicos con mesa vibradora y a ensayos estáticos de cargas alternadas repetidas. Para el espécimen se emplea una escala reducida (1:3), con el fin de estar dentro de límites

que permiten utilizar los materiales del prototipo.

Los estudios se realizarán en dos fases; en la primera el espécimen de losa reticular se someterá a vibraciones libres y también ambientales con el objeto de obtener mediciones de frecuencias, fracción del amortiguamiento crítico y verificación de algunos sistemas de medición. Posteriormente en esta fase se pretende someter el espécimen a los movimientos sísmicos más intensos que puede admitir la mesa vibradora.

Luego viene la segunda fase de la investigación, pues se anticipa que en la fase anterior no se logrará el colapso del espécimen como tampoco niveles importantes de daños. Para esto el espécimen será trasladado al laboratorio de estructuras del Instituto de Ingeniería, en donde será sometido a la acción de cargas laterales estáticas alternadas que traten de representar acciones sísmicas severas, con el objeto de estudiar la historia de la respuesta no lineal de la estructura hasta llegar al colapso o a niveles importantes de daños.

Finalmente, aún cuando no era uno de los objetivos iniciales antes del terremoto de Septiembre de 1985, se pretenderá reparar el espécimen con el fin de evaluar las técnicas de reparación que actualmente se emplean en edificaciones dañadas que tienen sistemas de entrepiso a base de losas reticulares.

En la parte analítica del proyecto se emplean modelos de análisis, no sólo del espécimen de losa reticular sino también

de edificios con este sistema que se consideren típicos. Estos análisis no se limitan sólo al comportamiento lineal, ya que también se estudia la respuesta en el intervalo no lineal.

Las principales características del comportamiento estructural que se pretende estudiar son:

- a) Rigidez lateral, con el objeto de verificar hipótesis de procedimientos de análisis lateral y de cálculo de desplazamientos admisibles.
- b) Distribución de momentos flexionantes entre las nervaduras a todo lo ancho de la losa, con el objeto de verificar recomendaciones sobre repartición del refuerzo.
- c) Características de ductilidad y de disipación de energía.
- d) Características de modos de falla.

Para estudiar dichas características se hizo una investigación acerca de los métodos de análisis comúnmente utilizados en estos sistemas estructurales y las diferentes teorías propuestas para diseño, las cuales se exponen en el capítulo 2 junto con otros aspectos importantes que intervienen en el estudio y modelación de las estructuras de losa reticular.

En el capítulo 3 se muestran los edificios prototipos correspondientes al modelo que se ensayará, explicando las posibles diferencias con la estructura a escala. En el capítulo 4 se tiene la descripción y los análisis dinámicos y estáticos de dicha estructura, al igual que el análisis dimensional requerido para su modelación.

Con el fin de que el estudio fuera aún más completo, y de forma que se aplicara al caso de un edificio dañado, se estudió un edificio afectado por el terremoto de Septiembre de 1985, analizando los daños sufridos por la estructura y tratando de relacionar la respuesta de los análisis dinámicos no lineales con estos daños. Estos análisis se explican detalladamente en el capítulo 5 junto con la descripción del edificio en cuestión y todos los aspectos que se tuvieron en cuenta para su estudio.

Con esta investigación se pretende verificar, o modificar si es necesario, los criterios existentes de análisis y diseño de este sistema estructural.

## 2. ASPECTOS DEL ESTADO DEL CONOCIMIENTO SOBRE EL COMPORTAMIENTO SISMICO DE ESTRUCTURAS A BASE DE LOSAS RETICULARES

### 2.1 GENERALIDADES

Los sistemas de losa plana reticular se caracterizan porque las losas se apoyan directamente sobre las columnas, sin que existan vigas. Alrededor de la columna hay una zona maciza denominada capitel cuya función principal es aumentar el área de la sección crítica por penetración debido a cortante. A este tipo de losas se les disminuye el peso colocando casetones en las zonas donde el concreto trabaja a tensión; dichos casetones pueden rellenarse con bloques huecos, tubos de cartón, o pueden estar vacíos utilizando para ello moldes recuperables de plástico u otros materiales. (Fig. 2.1)

El uso de estos sistemas es muy común en edificios de claros que se podrían considerar como intermedios, ya que en claros pequeños (menores de 5 m) los problemas constructivos pueden aumentar y resultaría más económico y práctico el uso de losas macizas con vigas. Cuando los claros son muy grandes (más de 8 ó 9 m) se presentan problemas de servicio pues existirán deflexiones y/o agrietamientos difíciles de controlar; además es posible que la estructura requiera de sistemas más elaborados de rigidización.

En cuanto al método de diseño de estos sistemas estructurales, aún no se tiene un criterio único aceptable, y en los reglamentos de construcción sólo se hacen recomendaciones generales de diseño, pues aún hay incertidumbres sobre el comportamiento real de estas estructuras tanto ante cargas gravitacionales como laterales.

En este capítulo se dará una breve revisión de los estudios realizados en este tipo de losas y los diferentes criterios de diseño propuestos por diversos autores, algunos de los cuales se toman en cuenta en los reglamentos de construcción.

## 2.2 ESTUDIOS SOBRE LOSAS PLANAS

Según lo observado en construcciones con sistemas de losas planas (macizas o reticulares), uno de los factores

importantes para su buen comportamiento ante cargas laterales, es la rigidez misma de la losa, la cual depende directamente de la conexión losa - columna. En cuanto a las cargas verticales, se ha visto que estos sistemas de entrepiso tienen gran capacidad de soporte ante estas sollicitaciones; pero esta capacidad depende también de las uniones entre la losa y las columnas pues al igual que en el caso de cargas laterales, pueden presentarse fallas por punzonamiento debido a cortante. Por esta razón gran parte de los estudios realizados se concentran en el comportamiento de las conexiones losa - columna sometidas tanto a cargas gravitacionales como laterales, estas últimas fueron en algunos casos cargas alternadas.

Cabe mencionar que la mayor parte de los estudios realizados al respecto han sido sobre losas planas macizas; pueden establecerse algunas analogías entre estos sistemas y los de losa plana reticular, pero se ha visto últimamente que el comportamiento real puede diferir entre los dos tipos de losas.

Entre las investigaciones sobre losas planas macizas, vale la pena mencionar algunas que sirvieron de punto de partida para las realizadas sobre losas reticulares. Este es el caso del trabajo realizado por Allen y Darvall (Ref.5) y por Pecknold (Ref. 26), quienes obtuvieron coeficientes de ancho efectivo para aplicar el método del ancho equivalente (ver Sección 2.3)

para el caso de cargas laterales. Estos trabajos sirvieron de base a lo hecho por Reyes (Ref.28) para el caso de losas reticulares, y por Arellano y Rodríguez (Ref.6) también sobre losas reticulares. Otros trabajos que deben mencionarse son los realizados por Hawkins y otros (Ref.15), los que sirvieron de referencia para los ensayos efectuados por Rodríguez y Meli (Ref.31). Hawkins y sus colaboradores ensayaron un buen número de conexiones de losa plana - columna, y durante varios años estuvieron buscando las características de estas conexiones sometidas a cargas laterales, llegando finalmente a proponer, para el análisis elástico ante cargas gravitacionales, un ancho equivalente centrado a eje de columna y que varía entre  $c+d$  y  $c+2d$  ( $c$  es el ancho de columna perpendicular al análisis y  $d$  es el peralte de la losa).

El primer estudio analítico que se efectuó sobre losas reticulares fue el realizado por Reyes (Ref.28) quien con ayuda del método de análisis elástico con elementos finitos determinó rigideces para el análisis ante cargas laterales. Rodríguez y Meli (Ref.31) realizaron posteriormente un ensayo de 5 modelos representativos de conexiones entre losas planas reticulares y columnas; estas conexiones se sometieron a momentos de desbalanceo para tratar de determinar características de rigidez, resistencia, ductilidad y absorción de energía. Experimentalmente determinaron un ancho equivalente (centrado a eje de columna) igual a  $c+3h$  ( $h$  es el

peralte de la losa). Este es el ancho equivalente adoptado por las nuevas normas del D.F. 1987 para el análisis ante cargas laterales.

Debe mencionarse también el trabajo realizado por Arellano y Rodríguez (Ref.6), en el cual se determina la rigidez del entrepiso reticular ante cargas laterales. Al igual que Reyes utilizan el método de análisis con elementos finitos, pero además toman en cuenta el efecto del capitel adyacente a la columna; llegan así a proponer los coeficientes para el ancho equivalente que obedece a ecuaciones que son función de las longitudes transversal y longitudinal del capitel. Un parámetro importante que se toma en cuenta en la mencionada investigación es el efecto de rotaciones de cuerpo rígido que ocurren en la conexión losa-columna, lo que aumenta la flexibilidad del sistema de piso.

En la literatura existente es escasa la información sobre el comportamiento experimental de modelos que representen a zonas más amplias que la conexión losa - columna. Un trabajo de este tipo es el efectuado por Mochle (Ref.24), quien estudia un espécimen de losa plana maciza de dos niveles, con longitudes iguales a 0.3 veces las de un prototipo.

Este estudio muestra que la rigidez lateral inicial es bastante menor que la obtenida con el concepto de viga equivalente propuesta por Pecknold (Ref.26) o el de Allen y Darvall (Ref.5). Los valores de rigideces laterales que se

requerirían para igualar a las rigideces experimentales oscilaron entre un tercio y un medio del valor teórico del ancho efectivo propuesto por los autores anteriormente mencionados.

También se encontró en esta investigación que la conexión losa - columna en la estructura ensayada, tuvo un modo de falla más dúctil que en los casos de conexiones similares aisladas, como las que fueron ensayadas por Zee y Moehle (Ref.43). Esto se atribuye a la capacidad de redistribución que existe en una estructura completa.

Una conclusión importante que se encontró en este estudio es que el cortante basal máximo logrado en el ensaye fue varias veces el valor del cortante de diseño propuesto por el reglamento UBC para la estructura en estudio.

Del resumen sobre el estado del conocimiento del problema del diseño sísmico de edificaciones con losas planas que aquí se hace, se concluye que este conocimiento es incompleto, y en particular en el caso de losas reticulares la situación es más crítica. Esto se confirma con el importante número de colapsos o daños severos que se observaron en la Ciudad de México en edificaciones a base de losas reticulares, durante el terremoto de Septiembre de 1985.

De análisis efectuados y de la observación experimental se puede también concluir que las losas reticulares tienen una gran capacidad de soporte para cargas verticales, y aunque los

métodos de diseño propuestos no se ha comprobado completamente, si se puede afirmar que son conservadores.

### 2.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE EDIFICACIONES A BASE DE LOSAS RETICULARES

Para analizar estos sistemas estructurales se reduce la estructura tridimensional a un modelo plano (Fig. 2.2). El problema principal al aplicar este criterio está en las consideraciones que deben hacerse al emplear alguno de los criterios que a continuación se comentan, y que conduce a definir una rigidez de la losa plana, la cual se ha encontrado que es diferente en el caso de cargas gravitacionales y de cargas laterales.

De la revisión de los diferentes modelos propuestos en las investigaciones realizadas al respecto, los modelos aproximados propuestos para dichos fines pueden agruparse en tres:

1. Método del ancho equivalente.
2. Método del marco equivalente.
3. Método del marco de "vigas cortas" alrededor de la columna.

### 2.3.1 METODO DEL ANCHO EQUIVALENTE

Este modelo consiste en un marco formado por las columnas originales y unas vigas del mismo espesor de la losa y de un ancho menor que el ancho total de la losa (ancho equivalente). La rigidez de una columna depende de la restricción al giro que le impone la placa. Esta placa fuera del límite de la columna es más flexible que una viga con sección transversal igual a la de la placa, debido a que en una viga puede admitirse que su pendiente longitudinal no cambia en la sección transversal (Fig. 2.3). Esto conduce a que una viga con el mismo peralte de la losa debe ser más angosta que el ancho a ejes de la losa (Fig. 2.4). Se propone entonces un coeficiente  $\alpha$ , de manera que la longitud equivalente será:

$$L_e = \alpha L_x \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Para la determinación de este coeficiente  $\alpha$  se han hecho algunos estudios como por ejemplo los anteriormente mencionados de Allen y Darvall (Refs.4 y 5) y Pecknold (Ref.26), quienes encontraron el valor de  $\alpha$  para diferentes relaciones de aspecto columna - losa y para varias relaciones entre los anchos de las losas (ver Tabla 2.1).

Arellano y Rodriguez (Ref.6) proponen obtener el ancho de la viga equivalente, igualando el giro de la losa ( $\theta_{o-}$ ) y el giro real de la unión losa - columna ( $\theta_{o-}'$ ), lo cual conduce a:

$$\alpha = \theta_{o-}/\theta_{o-}' \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

De tal forma que para determinar  $\alpha$  se hace el equilibrio de la conexión losa - columna sujeta a momentos flexionantes. Se obtienen finalmente unos valores de  $\alpha$  que son función de la relación entre los anchos de la losa y del tipo de columna (ver Tabla 2.2). De esta tabla se aprecia que la relación de aspecto del capitel no afecta prácticamente el ancho equivalente.

En las normas del RDF-76 se propone algo similar, considerándose que la mitad del ancho de la viga equivalente (centrado a eje de columna) está dado por:

$$L_{eq} = 0.5 L_2 / (1 + 1.67 L_2 / L_1) + 0.3 c_2 \quad (0.5 L_2)$$

(Ecuación 2.3)

siendo  $L_2$  el claro en la dirección normal al análisis,  $L_1$  en la dirección del análisis y  $c_2$  el tamaño de la columna en la dirección de  $L_2$ .

Esta longitud equivalente se modificó posteriormente por el trabajo presentado por Rodríguez y Meli (Ref.31), quienes encontraron que para el caso de losas planas reticulares sometidas a cargas laterales la longitud equivalente está dada por:

$$L_{eq} = c_2 + 3h \quad (\text{Ecuación 2.4})$$

Este es el ancho propuesto primero en las normas de emergencia 1985, y adoptado finalmente en las Normas del D.F. 1987 para el caso de análisis por cargas laterales.

### 2.3.2 METODO DEL MARCO EQUIVALENTE

Consiste en dividir la estructura en marcos planos, y se admite que la parte de la losa que se une a la columna, más las vigas transversales (en el caso en que las haya), son elementos que trabajan a torsión. Con esta hipótesis, parte del momento se transmite directamente entre la columna y la losa, mientras que el resto lo toman los miembros torsionales (Fig. 2.5).

Los miembros torsionales y las columnas actúan como resortes en serie:

$$1/K_{em} = 1/K_c + 1/K_e \quad (\text{Ecuación 2.5})$$

Con esta rigidez equivalente se analizan los marcos con cualquier método de análisis aceptable. La definición de esta rigidez equivalente, al igual que en el caso del coeficiente  $\alpha$  ha dado lugar a muchas investigaciones y existen diferentes teorías al respecto. En la Tabla 2.3 se recopilan algunas de las ecuaciones propuestas por diferentes autores para hallar el valor de  $K_e$  (Fig. 2.6).

En este método se tiene el inconveniente de que no puede asegurarse la continuidad del giro de las columnas que llegan a un nudo, la cual sólo es cierta en las columnas del primer piso que están empotradas, pero no así en marcos de varios niveles; así mismo, en el caso de cargas laterales tampoco se puede asegurar la continuidad del giro de las vigas. Este

problema fue planteado inicialmente por Vanderbilt y Corley (Ref.40) quienes desarrollaron un programa de análisis que tenía en cuenta dicha discontinuidad. Posteriormente Jara (Ref.18) hizo una revisión del problema analizando las diferentes proposiciones recopiladas en la Tabla 2.3; según lo encontrado por Jara, para el caso de cargas verticales al aplicar la ecuación para rigidez torsional propuesta por Ti Huang (Ref.14) las diferencias con los datos experimentales son bastante menores que al aplicar cualquier otro método o ecuación de las mencionadas.

Si la estructura de losa reticular está sometida a acciones horizontales, no resulta aplicable el método del marco equivalente, ya que es más conveniente el método del ancho equivalente descrito en la sección 2.3.1. (Hawkins, Ref.15, Rodríguez y Meli, Ref.31 y Moehle y Diebold, Ref.24).

Las Normas del D.F. 1987, recomiendan efectuar el análisis ante cargas verticales evaluando la rigidez de la losa con el ancho completo de ella y la mitad de la rigidez de las columnas; esto se hizo siguiendo el criterio del marco equivalente que aquí se comenta. Este reglamento sugiere que la rigidez de las columnas debe reducirse debido a la flexibilidad adicional que introduce la losa plana, como se comenta en esta sección.

### 2.3.3 METODO DEL MARCO DE "VIGAS CORTAS" ALREDEDOR DE LAS COLUMNAS

Este modelo, propuesto primero por Hawkins y Corley (1971), supone que la losa es una viga de ancho  $L_2$  y claro  $L_1$  conectada a las columnas a través de vigas cortas (Fig. 2.7). Parte de los momentos en la dirección  $L_1$  se transmiten a través de los miembros a flexión y el resto a través de los miembros torsionales.

Con la determinación de las curvas Momento - Rotación tanto para el miembro torsional como el flexionante se define el comportamiento de la conexión; la cual, tiene 5 estados bien definidos (Fig.2.8).

Este modelo aunque se basa en los resultados de muchos ensayos no es útil para diseño, solo puede aplicarse como herramienta de investigación para tratar de representar el comportamiento resistencia - rigidez de una conexión.

## 2.4 CRITERIOS DE ANALISIS UTILIZADOS EN EL ESTUDIO

### 2.4.1 GENERALIDADES

Después del estudio de las diferentes investigaciones que se han efectuado sobre losas reticulares, se ve que no existe un

criterio único aceptable para el análisis y diseño de este tipo de sistemas. Por este motivo , y considerando lo expuesto en la sección anterior, deben aclararse algunos criterios que se emplean en esta investigación para el análisis de la respuesta sísmica de las estructuras que se estudian.

#### 2.4.2 METODO DE ANALISIS

Para los análisis realizados en este trabajo, se admite que la estructura forma parte de un sistema de marcos planos, y se aplica el método del ancho equivalente para la determinación de la rigidez de las vigas que en este método forman el marco. Para determinar este ancho equivalente se tomará el ancho recomendado por las Normas del D.F. 1987 y que según diversos estudios anteriormente comentados da resultados aceptables para el análisis ante cargas laterales.

##### 2.4.2.1 ANALISIS DINAMICO LINEAL

Para el análisis dinámico lineal se utilizó el programa TABS (Ref.41), con este programa de análisis usando computador se hizo el análisis modal determinándose los periodos de la estructura para cada una de las condiciones de ensaye del

espécimen, y obteniendo además la respuesta del espécimen para los sismos con que se estudia la estructura.

El programa utilizado tiene en cuenta los diferentes marcos que forman la estructura de tal forma que la fuerza lateral se reparte en cada marco de manera proporcional a la rigidez de los mismos. Es por esto que puede considerarse toda la estructura completa cuando se hace el análisis y se obtiene la historia de desplazamientos de la estructura para la excitación aplicada; además se determinan los máximos elementos mecánicos que se presentan durante el movimiento.

#### 2.4.2.2 ANALISIS DINAMICO NO LINEAL CON LOS SISMOS

El análisis dinámico no lineal de la estructura sometida a los sismos se hizo con el programa DRAIN 2D (Ref.19) el cual analiza la respuesta en el tiempo de cualquier estructura plana bajo un movimiento sísmico.

La no linealidad de la estructura se establece en el comportamiento de los elementos, que se admite tienen una relación Momento - Rotación bilineal. El programa utiliza el concepto simplificado de articulaciones plásticas concentradas para modelar la fluencia de los elementos de la estructura.

El programa hace el análisis paso a paso utilizando el método de integración de Newmark con aceleración constante. En este

método, la aceleración durante un paso de tiempo se admite que permanece constante, de este modo la velocidad varía linealmente y los desplazamientos varían cuadráticamente, así se transforma el problema dinámico en una serie de problemas estáticos. Si todos los elementos permanecen elásticos, durante un intervalo de tiempo se satisface el equilibrio, pero si uno ó varios elementos incursionan en el intervalo inelástico, no se satisface el equilibrio. Esto es tomado en cuenta en el programa con un proceso de "fuerzas modificadas", de tal manera que siempre se está cumpliendo el equilibrio al pasar de un intervalo de tiempo a otro y así no se introducen errores.

En la idealización de la estructura se utilizan dos tipos de elementos, los elementos viga-columna para las columnas y los elementos viga para las losas. Sus propiedades de rigidez se definen como en el análisis lineal sólo que en este caso se tiene en cuenta su comportamiento inelástico en cuanto a resistencia y rotación (ver Sección 2.4.4).

#### 2.4.2.3 ANALISIS ESTADICO NO LINEAL CON CARGAS MONOTONAS CRECIENTES

Para el análisis del comportamiento del modelo durante el ensayo estático ante cargas laterales monótonas crecientes se

utilizó el programa de computadora ULARC (Ref.37) el cual permite representar de forma muy similar las condiciones del ensaye. Dicho programa utiliza una distribución inicial lateral de carga específica, los valores de estas cargas se incrementan hasta que se forma la articulación plástica; después de esto la matriz de rigidez se modifica y se aplica un nuevo incremento de carga hasta otra articulación. El proceso se repite hasta que ocurre el colapso de la estructura.

Al igual que en el DRAIN 2D la no linealidad viene dada por las relaciones Esfuerzo - Deformación de los elementos, es decir por los diagramas Momento - Rotación, pero que en este caso sí pueden ser trilineales. Además sólo se tiene un tipo de elemento, sin distinguir entre viga o columna pues no se tiene en cuenta la relación Carga - Momento (superficies de interacción) de las columnas, únicamente los momentos de fluencia ya mencionados.

Se obtiene así la relación de Carga - Desplazamiento y la historia de formación de articulaciones, junto con las rotaciones de los elementos hasta el colapso de la estructura.

#### 2.4.3 RIGIDEZ

La rigidez estructural influye no sólo en la respuesta

elástica, sino también en la inelástica; resulta ser entonces uno de los factores más importantes en el comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas. Esto hace que en el proceso de análisis de la estructura se considere la rigidez de los elementos como uno de los puntos de primordial importancia.

En este trabajo se toma en cuenta los resultados encontrados por diferentes investigadores que se han ocupado del tema. En este sentido se consideró que para el análisis de la estructura con el método del ancho equivalente, el ancho de losa más recomendable para obtener una respuesta cercana a la real es con  $c_2+3h$ , con el que se determinó la inercia correspondiente. Este ancho equivalente depende del programa de análisis pues según lo encontrado en ensayos de vibración libre con amplitudes pequeñas en el modelo y que se comentan en la sección 4.6, para el caso de losas reticulares lo que más se ajusta a la respuesta experimental es determinar la inercia de la losa en el ancho de  $c_2+3h$  de la zona aligerada si se trabaja con programas de computador que tengan en cuenta el tamaño de los nudos, es decir con nudos rígidos. Si esto no ocurre, es decir si el programa ignora el tamaño de los nudos (nudos flexibles), resulta mejor utilizar la inercia promedio entre la zona maciza y la zona aligerada con el mismo ancho de  $c_2+3h$ , como se venía haciendo en la práctica común. Para los análisis efectuados en esta investigación se tomó la primera de las opciones antes mencionadas pues tanto el TABS como el

DRAIN 2D tienen en cuenta el tamaño de los nudos y se utilizó entonces la inercia de la zona aligerada en  $c_2+3h$ , con nudos rígidos.

Para la inercia de las columnas se tomó la correspondiente a la sección total de la columna, lo que coincide con las recomendaciones de las nuevas Normas del D.F. en el caso de análisis por cargas laterales. También como en el caso de los elementos vigas, se empleó el concepto de nudo rígido.

#### 2.4.4 RESISTENCIA

Se entiende por resistencia la magnitud de una acción o de una combinación de acciones que provocaría la aparición de un estado límite en un elemento, en nuestro caso dicho estado límite es la fluencia y más específicamente el momento de fluencia a partir del cual el comportamiento del elemento deja de ser lineal.

Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. En el caso de columnas, estas combinaciones se representan por medio de un diagrama de interacción.

#### 2.4.4.1 SUPERFICIES DE INTERACCION

La mejor forma de ilustrar las combinaciones de Carga - Momento que provocan la falla de una sección dada de columna es mediante un diagrama de interacción, con lo cual queda definida la resistencia de la columna. En el programa DRAIN 2D se permite definir un diagrama de interacción trilineal como criterio de fluencia, para el caso de las columnas del modelo dicho diagrama se muestra en la Fig.2.9 . Se tiene entonces que si durante el análisis dinámico se calcula una combinación de P-M que se encuentre en el diagrama, o fuera de este, se introduce una articulación plástica en la sección.

#### 2.4.4.2 DIAGRAMAS MOMENTO - ROTACION

En la literatura existen diversos métodos para evaluar la resistencia máxima de columnas flexocomprimidas y para definir curvas completas de Momento - Rotación en el extremo. En el caso de los programas de análisis que se emplean, estas curvas se definen para miembros a compresión constante, pero proporcionan una indicación cuantitativa del comportamiento de las columnas a flexo-compresión bajo cargas dinámicas. La curva  $M-\theta$  deja de ser lineal cuando el concreto incursiona en la parte inelástica de la relación Esfuerzo - Deformación. En

el caso del DRAIN 2D se considera la curva M- $\theta$  como bilineal, y la segunda parte de la curva corresponde a la deformación por endurecimiento ("strain hardening"), la cual representa el aumento del momento después de alcanzar el momento de fluencia.

En el caso del espécimen se obtuvo la curva M- $\theta$  de las columnas mediante un programa de computador (Ref.8). Una vez determinada la curva, esta se consideró como bilineal para el análisis con el DRAIN 2D, y como trilineal para el análisis con el ULARC (ver Fig.2.10).

En el caso de las "vigas", es decir de la parte de losa que se considera es monolítica con la columna, la determinación de la relación Momento - Rotación no es tan directa como para las columnas. Como se mencionó anteriormente dichas curvas se obtienen generalmente de ensayos experimentales sobre las conexiones que se estudian (Ref.15, Ref.24, Ref.31 y Ref.43). Como no se contaba con ensayos sobre las conexiones del espécimen, en esta investigación se recurrió a los ensayos realizados por Rodríguez y Meli (Ref.31), los que como se comentó anteriormente se efectuaron con conexiones de losa reticular - columna que es el caso que nos ocupa aquí.

En el caso de una viga empotrada en un extremo y libre en el otro, si se aplica una carga puntual en el extremo libre, el momento máximo está en el apoyo empotrado, y el momento de fluencia  $M_u$  ocurre a una distancia  $BL$ . A esta distribución de

momento le corresponde una distribución de curvatura como se muestra en la Fig.2.11, en la cual la distancia a la que ocurre  $\theta_v$  es mayor,  $\eta L > \beta L$  ya que la articulación se extiende una distancia un poco mayor que la del momento de fluencia. Según Rosenblueth y Díaz de Cossío (Ref.33)

$$\eta = \beta + d/2L \quad (\text{Ecuación 2.6})$$

tomando áreas de momentos:

$$\Delta_m = \theta_{con}L + \theta_{max}\eta L(L-\eta L/2) + \theta_m(L-\eta L)(L-\eta L)/3 \quad (\text{Ecuación 2.7})$$

$\theta_{con}$  = rotación de la losa en la zona próxima a la cara de columna.

El significado de las variables  $\theta_{max}$ ,  $\theta_m$  y  $\Delta_m$  se encuentra en la Fig. 2.11

Además, de relaciones geométricas se tiene que:

$$\theta_m = \theta_v(1-\eta)/(1-\beta) \quad (\text{Ecuación 2.8})$$

Si se denomina  $\Delta_{r1max}$  el desplazamiento en el extremo de la losa, originado por las deformaciones de flexión que ocurren en esta, puede plantearse:

$$\Delta_{r1max} = \Delta_m - \theta_{con}L \quad (\text{Ecuación 2.9})$$

Combinando 2.7, 2.8 y 2.9, y considerando que en general

$\theta_i = \gamma_i \theta_v$ , en donde si  $i = n_{max}$   $\theta_i = \theta_{max}$ , se tiene:

$$\Delta_{r1max} = \theta_v \gamma_i \eta L^2 (1-\eta/2) + \theta_v L^2 (1-\eta)^2 / 3(1-\beta) \quad (\text{Ecuación 2.10})$$

Esta ecuación 2.10 se puede aplicar para  $\theta > \theta_v$  ya que cuando  $\theta < \theta_v$  se acepta un comportamiento elástico y por lo tanto:  $\theta_i = \theta_m < \theta_v$  y  $\gamma = \theta_i/\theta_v < 1.0$  entonces:

$$\Delta_{r1max} = \theta_m L^2 / 3 \quad (\text{Ecuación 2.11})$$

De los resultados experimentales obtenidos por Rodríguez y Meli (Ref.31) sobre conexiones de losa reticular y columna, se pueden conocer después de la fluencia y en cada nivel de aplicación de carga, todos los parámetros de la ecuación 2.10 a excepción de la relación de curvatura,  $\dot{\chi}$ . A partir de los valores experimentales de  $\Delta_{r1-x}$  pueden obtenerse los valores correspondientes de  $\dot{\chi}$  y por lo tanto de  $\theta$ , y así poder definir la relación  $M-\theta$  para la zona inelástica del ensaye. Lo anterior es válido si se conoce  $\theta_v$  para lo cual es necesario suponer un ancho efectivo  $L_{-r}$ , en el cual se considera que el refuerzo a flexión contribuye de manera efectiva. De lo estudiado para losas reticulares sometidas a cargas laterales; el ancho efectivo se tomará como  $L_{-r}=c_2+3h$ , ya que este es el ancho donde se transmite la mayor parte del momento flexionante.

Los desplazamientos experimentales,  $\delta$ , en los extremos de la losa de estas conexiones, bajo la acción de cargas gravitacionales y laterales, pueden considerarse como el resultado de la participación de los siguientes factores (Ref.31):

$$\delta = \Delta_{r1-x} + \Delta_{con} + \Delta_{col} + \Delta_w \quad (\text{Ecuación 2.12})$$

en donde:

$\Delta_{r1-x}$ =desplazamiento debido a la flexión en la losa entre el eje de columna y la cara extrema de la losa.

$\Delta_{con}$ =desplazamiento debido a la rotación concentrada de la

losa, en la zona próxima a la cara de columna.

$\Delta_{c01}$ =desplazamiento de la losa debido a la flexión en la columna causado por el giro de la columna en la cara donde se intersecta con la losa.

$\Delta_w$ =desplazamiento debido a la carga vertical.

El valor de  $\Delta_{r1-m}$  para el caso de carga lateral puede expresarse como:

$$\Delta_{r1-m} = \delta - (\Delta_{c01} + \Delta_{c01} + \Delta_w) \quad (\text{Ecuación 2.13})$$

Después de estudiar las diferentes conexiones ensayadas en el trabajo mencionado de la Ref.31, se observó que el mejor diseño de la conexión corresponde también a una curva M- $\theta$  con una zona más amplia de la parte elástica, y con una forma más parecida al comportamiento bilineal que en los casos de tener menos estribos o mayor separación de estos (Fig.2.12). Se seleccionó el espécimen E-3 por tener un diseño similar a la conexión del modelo. Se obtuvo entonces a partir de los resultados experimentales del espécimen E-3 los valores de  $\Delta_{r1-m}$ , basados en la ecuación 2.13, con los que se determinó la curva M- $\theta$  de la Fig.2.13 siguiendo el procedimiento antes descrito empleando las ecuaciones 2.10 y 2.11.

Una vez determinada la curva Momento - Curvatura se establece su relación con la gráfica Momento - Rotación, para  $\theta > \theta_v$ , con la ecuación: (Ref.8)

$$\theta/\theta_v = 4(1/2 - \beta)^2 + 6\beta(1 - \beta) + (1/2 - \beta/3)(\gamma - 1) \quad (\text{Ecuación 2.14})$$

en donde:  $\gamma = \theta/\theta_v$  y  $\beta = (c\theta(\gamma - 1))/(2(1 + c_w(\gamma - 1)))$

en la expresión anterior:

$\alpha_e$  = cociente entre la pendiente post-elástica y la pendiente elástica del diagrama M- $\theta$  idealizado como bilineal.

Siguiendo estos conceptos se obtuvo la gráfica que se muestra en la Fig. 2.14 y que es la que se utilizó para determinar la curva M- $\theta$  de las conexiones del modelo. Al igual que en el caso de las columnas se considera la curva como bilineal para el caso del programa DRAIN 2D, y como trilineal para el programa ULARC.

La parte elástica se define con la inercia correspondiente al ancho  $c_w + 3h$  anteriormente explicado.

Para aplicar los resultados de las curvas M- $\theta$  que aquí se describen, a casos de losas reticulares con tamaños diferentes a los aquí estudiados, y con distribución de refuerzo longitudinal y transversal similar a los casos estudiados, se consideran válidos los siguientes criterios, descritos con más detalle en un trabajo por Rodríguez y Díaz (Ref. 30). Se acepta que si la distribución de los refuerzos anteriormente mencionados, en la losa reticular de la estructura por estudiar, es similar a algunos de los casos de los especímenes analizados, entonces la forma de la curva M- $\theta$  de estos casos es la misma que la de la parte de losa de la estructura por estudiar.

Otro criterio que se acepta es el de la definición del momento resistente máximo de la sección a partir del refuerzo de la

conexión y de la geometría de la misma. Como se muestra en la Fig.2.15, dicho momento resulta ser la suma de los momentos de flexión y desbalanceo, definido este último a partir del equilibrio de las fuerzas cortantes resultantes de la conexión. Aplicando la teoría de la variación lineal de los esfuerzos cortantes (Ref.31) en la cual se supone que los esfuerzos cortantes son constantes en planos perpendiculares al del momento exterior  $M_D$  y que los esfuerzos varían linealmente a lo largo de los otros dos planos, puede plantearse el equilibrio de los esfuerzos cortantes (Fig.2.16):

$$V_R = V_V + V_D \quad (\text{Ecuación 2.15})$$

en la expresión anterior:

$V_V$ =esfuerzo cortante debido a las cargas verticales..

$$V_V = V_u / A_c$$

$V_R$ =esfuerzo cortante resistente.

$$V_R = 0.5 \sqrt{f'_c} + A_v f_v / b_s \leq 1.3 \sqrt{f'_c}$$

$V_D$ =esfuerzo cortante en la sección crítica debido al momento de desbalanceo.

$$V_D = \alpha M_D Y / J$$

$\alpha$ =fracción del momento de desbalanceo que se transmite por cortante (puede tomarse como supone el ACI-83, Ref.2, ó el RDF-87, Ref.27).

$J$ =momento polar de inercia modificado que corresponde a la sección crítica.  $J$  y  $Y$  se definen en la Fig.2.17.

A partir de la ecuación 2.15 y de la definición anterior para  $v_D$ , puede determinarse el valor de este momento de desbalanceo mediante:

$$\alpha M_D = J/Y(v_M - v_D) \quad (\text{Ecuación 2.16})$$

Con base en los resultados encontrados por Rodriguez y Diaz (Ref.30), en este trabajo se considera que los momentos resistentes máximos de las secciones transversales de losa de las conexiones se pueden expresar como:

$$M_{max}^+ = M_R^+ + \alpha M_D / 2$$

$$M_{max}^- = M_R^- + \alpha M_D / 2 \quad (\text{Ecuación 2.17})$$

$M_R^+$  y  $M_R^-$  son los momentos resistentes a flexión en el ancho  $c_2 + 3h$  teniendo en cuenta el refuerzo existente en la estructura, y  $\alpha M_D$  se obtiene a partir de la ecuación 2.16.

La ecuación 2.17 se basa en el concepto de tomar en cuenta la capacidad máxima de la losa reticular, considerando esta como parte de la conexión losa - columna, y admitiendo que se logra la capacidad máxima por flexión (en  $c_2 + 3h$ ) y por cortante, para este último elemento mecánico, los resultados encontrados en la referencia anterior muestran que es razonable considerar que la mitad de  $\alpha M_D$  contribuye a la resistencia a cada lado de la conexión.

Con estos momentos máximos se construyeron las curvas M- $\theta$  tanto para el DRAIN como para el ULARC (Fig.2.18).

#### 2.4.5 DUCTILIDAD Y CAPACIDAD DE ABSORCIÓN DE ENERGIA

En el caso de estructuras sometidas a sismos es muy importante considerar la ductilidad de la estructura, pues el diseño sísmico se basa en los conceptos de absorción y disipación de energía, los que involucran la deformación inelástica de los elementos que en ella intervienen.

El concepto de ductilidad aún está sometido a discusión por los expertos en la materia pues no se tiene una definición única, especialmente tratándose de estructuras de varios niveles. Un criterio bastante común es el de considerar como factor de ductilidad de curvatura al cociente entre la curvatura máxima y la curvatura de fluencia. Si se considera la relación Momento - Rotación, la ductilidad de rotación se define como el cociente entre la rotación máxima (o última) y la rotación en la primera fluencia. Como se vió en la sección anterior la determinación de estas curvas para algunos de los elementos que forman la estructura está sujeta a algunas hipótesis y suposiciones simplificadoras, por lo cual definir la ductilidad a partir de estas curvas  $M-\theta$  y/o  $M-\phi$  puede no ser adecuado. Esta ductilidad de rotación o ductilidad de curvatura se refiere a las secciones de concreto reforzado de los elementos estructurales, y por lo tanto se puede hablar de una "ductilidad local". Otra medida de la ductilidad de una estructura es el factor  $\mu$  de ductilidad de desplazamiento,

como lo definen Hawkins y otros (Ref.15), dicho factor  $\mu$  está dado por el cociente entre el desplazamiento correspondiente al nivel de carga máximo alcanzado y el desplazamiento en el nivel de carga en el cual se llegó a la primera fluencia; esta definición implica una evaluación de la "ductilidad global" de la estructura.

Es más racional la definición utilizada por Bernal (Ref.8), quien emplea la deformación de entrepiso como el parámetro que mejor puede definir la ductilidad. Según lo encontrado por este investigador hay una gran diferencia en el comportamiento de las estructuras rígidas y flexibles (que es el caso de estructuras a base de losas reticulares), al considerar la resistencia de diseño (con los factores de reducción reglamentarios) y la resistencia teórica (sin incluir las reducciones).

En la Ref.8 se encuentra que con la resistencia teórica se disminuye el desplazamiento de entrepiso, para los pisos inferiores, en casi una tercera parte del caso de resistencia de diseño cuando se tienen estructuras rígidas, mientras que en estructuras flexibles, la reducción de desplazamientos en estos pisos no es significativa, (Fig.2.19).

Dentro del análisis post-elástico el parámetro de capacidad de absorción de energía está estrechamente ligado al concepto de ductilidad, pues como se mencionó anteriormente para una mayor capacidad de absorción de energía se tiene mayor ductilidad.

Cuando se tienen acciones sísmicas importantes, se genera una gran cantidad de energía, la cual debe ser absorbida por la estructura mediante deformación de forma que no se llegue al colapso, dicha absorción de energía se define por el área bajo la curva Esfuerzo - Deformación de la parte inelástica que, como ya se mencionó, lo más común es a partir de las curvas M- $\theta$ . De ahí la importancia de definir de manera adecuada las curvas M- $\theta$  para todos los elementos que forman la estructura.

#### 2.4.6 AMORTIGUAMIENTO

En este trabajo se admite la hipótesis de amortiguamiento viscoso, que para el análisis inelástico con el DRAIN se supone proporcional a la masa y a la rigidez tangencial:

$$C = \alpha'M + \beta'K_t \quad (\text{Ecuación 2.18})$$

en donde  $\alpha'$  y  $\beta'$  se pueden obtener a partir de dos periodos de la estructura, como lo sugieren Kanaan y Powell (Ref.19):

$$\alpha' = 4\pi(T_j\lambda_j - T_i\lambda_i) / (T_j^2 - T_i^2)$$

$$\beta' = T_i T_j (t_j \lambda_i - T_i \lambda_j) / (\pi(T_j^2 - T_i^2))$$

siendo  $\lambda_i$  y  $\lambda_j$  los amortiguamientos en los modos  $i$  y  $j$  correspondientes a los periodos  $T_i$  y  $T_j$ .

### 3. ANALISIS Y DISEÑO SISMICO DEL EDIFICIO PROTOTIPO

#### 3.1 GENERALIDADES

En el estudio que aquí se desarrolla se proponen dos posibles prototipos, con los cuales se pretende relacionar el espécimen ensayado.

Cuando se inició el proyecto, en el año 1984, estaban vigentes las Normas Técnicas Complementarias del D.F. 1976 (Ref.13) y con apego a ellas se hizo el diseño de un edificio típico de varias crujías y 7 niveles, cuyos refuerzos y dimensiones cumplen con los requisitos de las anteriores normas y con los criterios de diseño propuestos en el Manual de Diseño Sísmico de Edificios (Ref.7).

En el terremoto de Septiembre de 1985 muchos edificios con entrepiso de losa reticular fallaron, por lo que fue necesario

hacer un cambio a las normas vigentes, y en el caso del modelo a ensayar, se pretendió buscar algunas respuestas al comportamiento observado en edificios en el mencionado terremoto. Se trató entonces de relacionar el modelo con las nuevas normas de construcción. Después de algunos análisis, y considerando las nuevas disposiciones de las Normas de Emergencia de 1985 y las del próximo Reglamento del D.F. 1987, se encontró una relación entre el modelo que se estudia experimentalmente en esta investigación y un edificio prototipo con 2 niveles y crujiás de 6 m. En seguida se hará una descripción de las estructuras antes mencionadas y de su relación con el modelo para los ensayos experimentales.

### 3.2 EDIFICIO PROTOTIPO, REGLAMENTO D.F. 1976

#### 3.2.1 DESCRIPCION

Se eligió un edificio típico con una estructuración regular para facilidad de interpretación. Se trata de un edificio de 7 niveles con 5 crujiás de 6 m en cada dirección y con altura de entrepiso de 3 m (Fig.3.1). Dicha edificación se supone situada en la zona de terreno compresible del D.F. y además se considera que pertenece al grupo B, por lo cual su factor de importancia es 1.0.

Después de algunos análisis de tipo dimensional que posteriormente se describen, se consideró que se debía trabajar con los mismos materiales en el espécimen y el prototipo; esto también conduce a una mayor facilidad de construcción. Para ambas estructuras se especifica un concreto de  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , para el refuerzo longitudinal en la losa el esfuerzo nominal de fluencia es de  $2400 \text{ kg/cm}^2$ . Esto se debe a que, como se expone más adelante, no se logró que las varillas del espécimen tuvieran el esfuerzo de fluencia del acero grado 42. Para el refuerzo en las columnas de ambas estructuras si pudo emplearse el acero grado 42.

### 3.2.2 DISEÑO DEL EDIFICIO PROTOTIPO

El diseño se hizo con el Reglamento del D.F. 1976 (RDF-76) y con las recomendaciones del Manual de Diseño Sísmico de Edificios (Ref.7). Del análisis de cargas resultó una carga muerta de servicio de  $700 \text{ kg/m}^2$  y carga viva en combinación con sismo de  $90 \text{ kg/m}^2$ . Se hizo entonces un análisis sísmico estático con un factor de ductilidad,  $Q$ , igual a 4.0 y coeficiente sísmico igual a 0.24, el ancho equivalente es el especificado por el RDF-76 para el caso de losas aligeradas (Ecuación 2.3). El refuerzo longitudinal y por cortante en la zona maciza se diseñó siguiendo los requerimientos del

mencionado Manual de Diseño sísmico (Ref.7) y los de la Ref.31 (Rodríguez y Meli). También siguiendo dichos requisitos, el factor de carga para diseño de columnas y por cortante en la losa fue de 1.4.

De esta manera se obtuvo una losa de 30 cm de espesor cuyo tablero típico es de 6.0 x 6.0 m con 60 casetones de 60 x 60 x 25 cm. Las secciones de columnas determinadas a partir del análisis estructural fueron de 50 x 50 cm en los 2 primeros entrepisos, de 45 x 45 cm para el 3°, 4° y 5° y de 40 x 40 cm para los 2 últimos. La deformación máxima de entrepiso fue de 0.013 que resulta menor que la máxima admisible por el RDF-76 (0.016).

Los momentos flexionantes actuantes y resistentes, así como las áreas de acero requeridas en la losa del edificio se muestran en la Tabla 3.1. Se revisó la condición de transmisión de momento entre losa y columna y la recomendación de que el 75 % del refuerzo por flexión debido a sismo cruce el núcleo de la columna. La condición más desfavorable fue la combinación de las cargas gravitacionales y sísmicas, con el factor de carga del reglamento de 1.1. Los esfuerzos cortantes actuantes en la zona crítica fueron ligeramente mayores que el esfuerzo cortante resistente de diseño, dado por  $V_r = FR \phi_f'_{c}$ . Por este motivo se colocaron en la zona maciza estribos de 6 ramas de diámetro 3.8 mm separados 12 cm, y en las nervaduras estribos de 2 ramas separados un peralte efectivo. El refuerzo

de la columna también obedece a la condición de carga gravitacional más sismo, con un porcentaje de acero longitudinal de 2.7 % y considerando acero grado 42 como se mencionó anteriormente.

### 3.2.3 ANALISIS SISMICO

Al edificio prototipo de 7 niveles se le hizo un análisis dinámico lineal con el programa TABS, sometiénolo a los dos sismos seleccionados: el sismo de El Centro, California 1940 y el sismo SCT, México 1985. Las aceleraciones del registro de la SCT se multiplicaron por 0.32, factor que se calculó considerando la posible adaptación de este movimiento a la mesa vibradora, lo que como se explica en la sección 3.4.2 no permite emplear el registro de la SCT sin reducir las aceleraciones; en adelante este registro se denominará SCT modificado.

Para estos análisis se tuvo en cuenta el ancho equivalente de las normas de 1987 ( $c_x + 3h$ ). El periodo de la estructura resultó de 1.56 seg para el primer modo y 0.52 para el segundo modo. En la Tabla 3.2 se muestran los máximos desplazamientos totales de la estructura para cada uno de los sismos antes mencionados y sus desplazamientos de entrepiso. Para el caso del sismo de El Centro, los desplazamientos de entrepiso

máximos fueron cercanos a 0.009, lo que no alcanza al límite exigido por las nuevas normas (0.012). Los desplazamientos máximos y los elementos mecánicos máximos ocurren, para el sismo de El Centro, en el tiempo 6.12 seg y en el sismo SCT escalado en el tiempo 39.88 seg, siendo en este último caso aproximadamente un 20 % menores que en el caso anterior.

En las Figs. 3.2 a 3.5 se observan los desplazamientos de la estructura para el tiempo del movimiento en estudio. En la Tabla 3.3 se muestran los elementos mecánicos máximos ante carga gravitacional y sismo de los 2 primeros niveles del prototipo.

Para el caso de esta estructura prototipo se consideró que no era de interés otro tipo de análisis, por lo que no se efectuó un análisis inelástico. Esto se debe a que, como se comenta posteriormente, en realidad el espécimen que se ensaya es más representativo de un edificio de dos niveles que de uno de siete niveles.

### 3.3 EDIFICIO PROTOTIPO, NORMAS 1987

#### 3.3.1 DESCRIPCION

Los requisitos para diseño de estructuras en el Nuevo Reglamento de Construcciones para el D.F. 1987 (Ref.27) y los

de las Normas de Emergencia de 1985, son bastante más exigentes que los requisitos de las normas RDF-76 comentados anteriormente. Por estos motivos se encontró que con las nuevas disposiciones de los Reglamentos, el refuerzo existente tanto en las losas como en las columnas no puede relacionarse con el refuerzo de un edificio de 7 niveles. Además, por las limitaciones de la mesa vibradora, tampoco podría ser posible representar toda la carga axial en las columnas, correspondiente a los 5 niveles superiores que no se estarían representando en los ensayos del espécimen. De ahí que ahora se considere un edificio prototipo de 2 niveles con crujiás de 6 m y altura de entrepiso de 3 m; dicha edificación está situada en la zona de terreno compresible del D.F. El concreto es de  $300 \text{ kg/cm}^2$ , la resistencia a la fluencia del refuerzo longitudinal de la losa es de  $2400 \text{ kg/cm}^2$  y en las columnas el acero es de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.3.2 DISEÑO Y ANALISIS DEL EDIFICIO PROTOTIPO DE DOS NIVELES

En este caso, más que un diseño, lo que se trató fue de revisar que el armado correspondiente a la estructura antes mencionada estuviera cumpliendo los requisitos de la propuesta de las nuevas Normas de Construcciones para el D.F. 1987. Además se pretendió tomar en cuenta todas las disposiciones de

diseño que se especifican en las mencionadas normas. Como resultado se obtuvo una carga muerta de servicio de  $700 \text{ kg/m}^2$ , y una carga viva en combinación con sismo de  $180 \text{ kg/m}^2$ . Se hizo un análisis sísmico estático, para lo cual se utilizó un factor de ductilidad  $Q = 2.0$ , un factor de importancia de  $1.0$  y el coeficiente sísmico recomendado de  $0.40$ .

Para seguir las recomendaciones de la propuesta del nuevo reglamento, se determinaron los elementos mecánicos por carga gravitacional con la mitad de la inercia de las columnas, y para el ancho de la viga equivalente se considera el ancho total de la losa. En el caso del análisis ante acciones laterales el mencionado ancho se tomó igual a  $c_2 + 3h$ , y para las columnas se calculó con su inercia total.

De este análisis se encontró que para el caso del edificio prototipo de dos niveles, Fig.3.6, con columnas de dimensiones  $50 \times 50 \text{ cm}$  el porcentaje de acero longitudinal para estos elementos fue de  $2.7 \%$ , lo cual coincide con el existente en el espécimen de este estudio. En el caso de la losa se revisaron todas las disposiciones del reglamento, tanto en el ancho equivalente, como en el ancho de columna y en todo el claro. En la Tabla 3.4 se resumen los momentos y las áreas de acero requeridas tanto en el prototipo de dos niveles como en el espécimen de este estudio, y las áreas de acero existentes en este último.

Un requisito de la propuesta del nuevo Reglamento que no fue

posible cumplir se refiere a la distribución y separación de los estribos en la columna, ya que según este reglamento, la columna del primer nivel debería tener estribos igualmente espaciados hasta la mitad de su altura y además el espaciamiento en las columnas del prototipo, no debe ser mayor de 10 cm, lo que a escala no ocurre en el espécimen. Esto implica que se tendrán columnas menos dúctiles de las exigidas por dicho reglamento.

### 3.4 SELECCION DE LOS TEMBLORES CON QUE SE ESTUDIA LA RESPUESTA DINAMICA

#### 3.4.1 SISMO EL CENTRO, CALIFORNIA 1940

De la revisión de varios de los temblores, cuyos registros se encuentran en la literatura, se eligió trabajar con el temblor de El Centro, California de mayo de 1940, el cual presenta un alto contenido de frecuencias y además aceleraciones altas (del orden de 0.3 g) y velocidades también altas (la máxima es 33.40 cm/seg).

El desplazamiento máximo del terreno con el registro original es de 10.9 cm, pero debido a las limitaciones en el desplazamiento de la mesa vibradora donde se va a ensayar el modelo, el desplazamiento máximo en el prototipo debe ser de

aproximadamente 7.0 cm. Por esta razón fue necesario someter dicho registro a un proceso de filtrado con el método CALTECH, el cual consiste en aplicar la transformada de Fourier y descomponer el sismo en sus armónicas, de ahí se eliminan las frecuencias que no estén incluidas dentro del filtro seleccionado y que no afectan de manera significativa el sismo. Luego se aplica la antitransformada y se obtiene nuevamente la excitación en función del tiempo. Este proceso no modifica de forma importante las aceleraciones ni las velocidades, las que se mantienen aproximadamente iguales como se aprecia en las Figuras 3.7 y 3.8.

Después de algunas pruebas se obtuvo el registro que se muestra en la Fig. 3.7, en el cual el desplazamiento máximo es de 6.56 cm que está dentro del límite antes mencionado.

El sismo original tiene una duración de 53 seg pero para efectos prácticos se trabajará con los primeros 30 seg que son bastante representativos.

Otro factor que se tuvo en cuenta al elegir el sismo de El Centro para este ensaye es el hecho de que este mismo sismo se ha utilizado para varios ensayes y análisis realizados por diferentes investigadores. Por este motivo los resultados aquí obtenidos pueden servir para comparar el comportamiento del espécimen estudiado en esta investigación con el de diferentes sistemas estructurales sometidos a pruebas similares como es el caso de Aktan y Bertero (Ref.3), Clough, Benuska y Wilson

(Ref.10) y Mahin y Bertero (Ref.20), entre otros.

### 3.4.2 SISMO DE LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTE (SCT), MEXICO 1985

El terremoto de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México, cuya intensidad superó lo esperado por el reglamento de construcciones existente en esa fecha para la Ciudad de México, produjo una cantidad considerable de daños en estructuras de losas reticulares. Por esta razón es de gran importancia tratar de determinar qué tipo de daño podría producir en los sistemas estructurales aquí estudiados un sismo de los registrados en esa fecha. De los diferentes registros de aceleraciones obtenidos en dicha ocasión, y que se encuentran recopilados en la Ref.23 se escogió el registro de SCT en su componente EW (Fig. 3.9) ya que es uno de los que tienen máximas intensidades, aceleración 0.16 g y velocidad 60.5 cm/seg.

Para emplear este registro en la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería se tendría el inconveniente de requerir que los desplazamientos en esta mesa sean del orden de los 20 cm, valor bastante mayor del límite de 7 cm exigido por las limitaciones de la mesa. En este caso tampoco fue posible someter el registro a ningún proceso de filtrado pues dicho

acelerograma tiene un bajo contenido de frecuencias, lo que significa que los desplazamientos no pueden disminuirse. Se procedió entonces a escalar el sismo disminuyendo sus aceleraciones hasta un 32 % de los valores originales, y así los desplazamientos máximos son cercanos a los 7.0 cm anteriormente mencionados. Esto implica que se tiene un sismo con las mismas características pero con una energía mucho menor que el sismo original, se puede comprobar que la energía es directamente proporcional al cuadrado de la aceleración, así que se tiene una disminución de la energía de este mismo orden.

El sismo de SCT tiene una duración total de 180 seg; pero por razones de capacidad de los programas analíticos que se utilizan en este trabajo y del mismo ensayo experimental, no es razonable trabajar con la duración total del sismo. Por este motivo y con base en la inspección del acelerograma se decidió tomar sólo 60 seg, los cuales van del tiempo 19.92 seg al 79.92 seg que es el intervalo más intenso de todo el registro. En resumen, para los análisis a realizar en el estudio del espécimen de laboratorio, este registro se escala en cuanto a aceleraciones y se emplea una duración de 34.63 seg, que debido al factor de escala en el tiempo (43), representa los mencionados 60 seg.

#### 4. ESTUDIOS EXPERIMENTALES Y ANALITICOS DE LA ESTRUCTURA QUE SE ENSAYA

##### 4.1 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Como se comentó en el capítulo anterior, el espécimen estudiado en esta investigación, inicialmente intentó representar sólo una parte del edificio descrito en la sección 3.2. Dentro de este criterio se eligió entonces los dos pisos inferiores con 2 crujiás en una dirección y una en la otra, con volados de aproximadamente un tercio del claro para tener en cuenta los probables puntos de inflexión. Para que se pudiera ensayar en la mesa vibradora, se redujo la escala a  $1/3$ .

En la Figura 4.1 se indica la parte del edificio que se intentó representar y en la Figura 4.2 las dimensiones finales

del modelo.

#### 4.1.1 MATERIALES

El criterio empleado para construir el espécimen fue utilizar para este los mismos materiales del prototipo. En la Tabla 4.1 se muestra la dosificación del concreto empleada tanto para las columnas como para la losa. De los diferentes colados se tomaron cilindros de prueba con lo que se obtuvo una resistencia a compresión a los 28 días de aproximadamente 300 kg/cm<sup>2</sup>.

Para el refuerzo por flexión de la losa se emplearon barras corrugadas de diámetros 5/32" (4.0 mm) y 1/4" (6.35 mm). Estas varillas se conocen comercialmente como tipo TEC y el corrugado se obtiene mediante procesos mecánicos en frío. Con la asesoría de expertos en metalurgia de una empresa privada, se hicieron diversas pruebas de procesos térmicos para tratar de reproducir las características del acero grado 42. En dichas pruebas se varió el tiempo de horneado, la temperatura y el proceso de enfriamiento. Las pruebas iniciales se efectuaron en un horno eléctrico de pequeñas dimensiones, y el tratamiento térmico final en un horno industrial. Finalmente no pudo lograrse el esfuerzo de fluencia nominal de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, sino un valor promedio de 2400 kg/cm<sup>2</sup>. En las Figs.

4.3 y 4.4 se muestran las gráficas de la curva Esfuerzo - Deformación típica que se obtuvieron de este refuerzo.

Para el refuerzo por cortante en la losa se emplearon estribos contruidos con alambre galvanizado de 2 mm, y no fue necesario someter este alambre a ningún proceso de tratamiento térmico, ya que como se observa en la Fig. 4.5 tanto la curva Esfuerzo - Deformación como el valor del esfuerzo nominal de fluencia fueron similares a las del acero grado 42.

En la Fig. 4.6 se muestran los armados definitivos de la losa y en la Fig. 4.7 los detalles respectivos.

El refuerzo longitudinal de las columnas se proporcionó con varillas grado 42 de diámetro 1/2" y 3/8", por lo que no fue necesario ningún tratamiento térmico. Los estribos de las columnas se construyeron con las varillas de diámetro 5/32" cuyas características se comentaron anteriormente. El refuerzo típico de una columna del espécimen se ilustra en la Fig. 4.8.

#### 4.1.2 CONSTRUCCION E INSTRUMENTACION

El espécimen se coló por etapas con una sola dosificación. Las barras del refuerzo longitudinal se instrumentaron con deformímetros eléctricos. Como se aprecia en la Fig.4.9 el espécimen cuenta con zapatas y un armazón metálico para poder anclarlo en la mesa vibradora y posteriormente a la losa de

carga para el ensaye final con carga lateral estática.

La construcción del armado de las nervaduras, así como de las columnas, fue un proceso muy laborioso por las dimensiones de las varillas y los estribos. Los primeros se deben enderezar cuidadosamente y los segundos toman bastante tiempo para su construcción y armado.

También debió acondicionarse la mesa vibradora con un sistema electrónico especial compuesto de dos partes principales. Una era el proceso electrónico destinado a excitar el actuador de la mesa vibradora. Esto se logró mediante el empleo de una microcomputadora que lee el registro respectivo, lo graba en un disco flexible, y lo convierte en señal analógica mediante un conversor digital - analógico, para así finalmente excitar el actuador. La segunda parte del sistema electrónico era el llamado sistema de adquisición de datos, el cual obtiene la información experimental de los ensayos dinámicos y guarda esta información en una computadora tipo IBM PC. Esto implicó colaboración de personal especializado y requirió una inversión considerable de tiempo, ya que el sistema electrónico mencionado fue utilizado por primera vez en el Instituto de Ingeniería.

## 4.2 REQUISITOS DEL ANALISIS DIMENSIONAL PARA EL MODELO

### 4.2.1 GENERALIDADES

En la investigación experimental, utilizando modelos y prototipos, puede ser complejo tratar de establecer las relaciones de semejanza dinámica. Existe un teorema, de naturaleza primordialmente matemática que simplifica considerablemente el trabajo y contribuye a darle un sentido a las investigaciones experimentales. Este teorema se denomina teorema  $\pi$  de Buckingham y expresa que en un problema físico en que intervengan  $n$  magnitudes de las que  $m$  son dimensiones, las  $n$  magnitudes pueden agruparse en  $(n-m)$  parámetros adimensionales.

Para usar entonces el análisis dimensional es necesario conocer las variables que intervienen en el problema y a partir de las leyes de la física se pueden llegar a expresiones del tipo de las que se muestran en la Tabla 4.2.a y que son las que se utilizan en el problema que se trata aquí.

Es necesario distinguir que hay dos situaciones diferentes en cuanto a los requisitos del análisis dimensional. La primera ocurre para ensayos ante cargas del tipo estáticas; y la segunda en los ensayos de tipo dinámico, en este caso con mesa vibradora. Por este motivo, los requisitos del

análisis que aquí se comentan, se refieren a los dos tipos de ensayos.

Un criterio común en los dos ensayos mencionados, y que debe tomarse en cuenta para el análisis dimensional, es el hecho que el modelo está construido con materiales de propiedades mecánicas similares a las existentes en las diversas estructuras prototipo. Por ejemplo, el concreto del modelo puede considerarse como un concreto normal, ya que la escala del modelo de 1/3, permite que los componentes del concreto tales como cemento y agregado, sean los de un concreto normal. El acero de refuerzo en el modelo tiene curvas Esfuerzo - Deformación (Figs. 4.3 y 4.4) similares a las de aceros comunes; sin embargo, sus esfuerzos de fluencia no son representativos del acero grado 42 comúnmente empleado, pues como se explicó anteriormente, sólo se pudieron lograr esfuerzos de fluencia cercanos a 2400 kg/cm<sup>2</sup>. Debido a esto, se decidió considerar que el edificio prototipo tuviera un refuerzo con un esfuerzo de fluencia del mismo orden (ver sección 4.1.1).

#### 4.2.2 REQUISITOS DEL ANALISIS DIMENSIONAL PARA EL MODELO CON ENSAYES BAJO CARGAS ESTATICAS

Puesto que los esfuerzos no se están escalando, puede

demostrarse que la carga repartida por piso en el modelo, por unidad de superficie, debe ser igual a la carga repartida total por piso, existente en el prototipo. En el modelo sin ninguna sobrecarga se tiene que la carga repartida es igual a  $0.138 \text{ T/m}^2$ ; esta carga es bastante menor que la existente en el prototipo analizado en la sección 3.3, para el cual se tiene una carga de  $0.88 \text{ t/m}^2$  ( $0.70 \text{ T/m}^2$  de carga muerta y  $0.18 \text{ T/m}^2$  de carga viva). Por tanto, en el ensaye estático si quisiera representarse totalmente la carga de diseño, se requerirían  $0.64 \text{ T/m}^2$  adicionales.

También puede demostrarse que existen factores que relacionan los elementos mecánicos del prototipo y los del modelo que se estudia. Por ejemplo, si se considera el prototipo de dos niveles con el factor de escala de longitudes aquí empleado,  $S_L$ , igual a 3, la relación de momentos flexionantes existentes en el prototipo y en el modelo debe ser de 27 ( $S_L^3$ ). Así mismo, la carga axial en el modelo debe reducirse a 9 ( $S_L^2$ ), y los cortantes también se reducen por este último factor.

En el ensaye estático es posible agregar al modelo la carga anteriormente mencionada, para representar la carga vertical, por lo tanto no habría problema de representar adecuadamente con el modelo a una estructura prototipo de dos niveles, con las características mencionadas en el capítulo anterior.

#### 4.2.3 REQUISITOS DEL ANALISIS DIMENSIONAL PARA EL MODELO SOMETIDO A ENSAYES DINAMICOS EN MESA VIBRADORA

##### 4.2.3.1 Bases teóricas del análisis dimensional en condiciones dinámicas

A diferencia de los ensayos estáticos, en los ensayos dinámicos no basta cumplir la condición de igualdad entre los esfuerzos por cargas gravitacionales en el modelo y el prototipo, sino también cumplir con el requisito adicional que los esfuerzos debidos a acciones dinámicas en el modelo y el prototipo deben ser iguales.

Para cumplir con este requisito existen varias opciones las cuales se resumen en la Tabla 4.2 (Ref.16). Al comparar estas opciones, denominadas alternativas en la tabla mencionada, se observa que si el material en el modelo y el prototipo es el mismo, alternativas 1 y 2, se estaría subestimando apreciablemente uno o ambos de los dos tipos de esfuerzos. En el caso de la alternativa 2 los esfuerzos en el modelo, tanto por cargas gravitacionales como dinámicos, serían  $1/3$  veces las del prototipo. Para la alternativa 3 si se cumpliría la condición de esfuerzos dinámicos, pero los esfuerzos por cargas gravitacionales en el modelo estarían subestimados por el factor mencionado anteriormente.

Las alternativas 1 y 4 corresponden a los casos en que el

material del modelo es más denso que el del prototipo. Por ejemplo, en la alternativa 4 el material del modelo tiene una densidad 43 veces la del prototipo, con esto se cumpliría la condición de esfuerzos dinámicos, pero en el modelo los esfuerzos debidos a cargas gravitacionales serían 1/43 veces los del prototipo.

Con la alternativa 1 se representaría adecuadamente tanto los esfuerzos por cargas gravitacionales como los dinámicos. Para esto el material en el modelo debería ser 3 veces más denso que el del prototipo.

La situación específica que se tiene en esta investigación es que el material en el modelo y en el prototipo tienen la misma densidad, lo que nos conduciría a las alternativas 2 y 3, con los problemas anteriormente mencionados.

Esto llevó a considerar la situación particular en el modelo de tener gran parte de su masa concentrada en los pisos y emplear la alternativa 1, con el criterio que se explica a continuación.

Se pretende cumplir la condición:

$$S_M = 1/S_L \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

Para esto basta que las masas totales del prototipo y del modelo cumplan (Tabla 4.2):

$$S_M = S_L^2 \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

en el modelo se tiene  $S_M = 3^2 = 9$ .

La estructura esqueleto del modelo (considerando sólo columnas

y losas reticulares) pesa  $W_{ms}$ , y para cumplir la ecuación 4.2, se requerirá un peso adicional  $W_{ms}$  igual a:

$$W_{ms} = W_p/S_L^2 - W_{ms} \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

en la ecuación 4.3,  $W_p$  es el peso de la estructura prototipo.

#### 4.2.3.2 Aplicación del análisis dimensional para el modelo en la mesa vibradora

El prototipo tiene un área por nivel de  $216 \text{ m}^2$ , la carga de diseño en condiciones de servicio, por unidad de superficie, es  $0.88 \text{ T/m}^2$ ; por lo que el peso de cada nivel de prototipo será:

$$W_p = 216 \text{ m}^2 \times 0.88 \text{ T/m}^2 = 190.1 \text{ T (por nivel)}$$

$$\text{Peso de columnas} = 9.7 \text{ T (por nivel)}$$

-----

$$\text{PESO TOTAL} = 199.8 \text{ T (por nivel)}$$

El peso total del edificio de 2 niveles es:

$$W_p = 2 \times 199.8 = 400 \text{ T}$$

En el esqueleto del modelo la losa produce una carga repartida por unidad de superficie igual a  $0.14 \text{ T/m}^2$  y por lo tanto el peso de cada nivel del modelo será:

$$W_m = 19.8 \text{ m}^2 \times 0.14 \text{ T/m}^2 = 2.77 \text{ T}$$

$$\text{Peso de columnas} = 0.36 \text{ T}$$

-----

PESO TOTAL = 3.13 T

Por tanto el peso total del esqueleto del modelo (sin incluir la cimentación) es:

$$W_{ms} = 2 \times 3.13 = 6.3 \text{ T}$$

Aplicando la ecuación 4.3, se obtiene el valor de  $W_{ms}$ :

$$W_{ms} = 400/3^2 - 6.3 = 38.2 \text{ T}$$

este es el peso adicional distribuido en los pisos, que se requeriría en el espécimen para cumplir la alternativa 1.

#### 4.2.3.3 Conclusiones

En resumen, según los cálculos anteriores, el peso total requerido sobre la mesa vibradora puede resumirse como:

Peso del esqueleto del modelo	= 6.3 T
Peso adicional $W_{ms}$	= 38.2 T
Peso zapatas + armazón metálico	= 1.2 T

-----  
PESO TOTAL = 45.7 T

esto es muy superior a la capacidad de la mesa vibradora (aproximadamente 15 T).

Ante este problema, inicialmente se exploró la posibilidad de emplear una escala más pequeña. Se encontró que empleando  $S_u$  igual a 5 se podría aproximadamente representar a un edificio de 2 niveles empleando la capacidad máxima de la mesa

vibradora; sin embargo, se decidió no emplear esta escala por las dificultades que se encontrarían en el uso de microconcreto y alambres corrugados. En este caso, para el refuerzo longitudinal en la losa se necesitarían diámetros bastante pequeños (entre 2 y 4 mm), y para el refuerzo transversal alambres con diámetros entre 1.5 a 2.0 mm.

Los motivos anteriormente expuestos obligaron a desistir de la idea de reproducir en la mesa vibradora a un edificio prototipo y fue necesario someter el espécimen al movimiento más desfavorable, con la máxima capacidad de carga de la mesa vibradora, juzgando su respuesta como si fuera un prototipo.

Dentro de estos conceptos se decidió aplicar una sobrecarga adicional en el modelo igual a  $0.18 \text{ T/m}^2$ , con lo que la carga por nivel y por  $\text{m}^2$  de losa sería  $0.32 \text{ T/m}^2$ . Con esto el peso sobre la mesa sería de aproximadamente 14 T. Estos valores llevan a que en la mesa vibradora se está representando sólo el 77 % de la carga gravitacional debido a la losa y el 36 % de la carga total de diseño ( $0.32 \text{ T/m}^2 / 0.88 \text{ T/m}^2$ ).

En lo que se refiere a las características del movimiento del terreno, se decidió emplear los requisitos de la alternativa 1, Tabla 4.2, por lo que las aceleraciones del registro en el modelo fueron iguales a las del prototipo, y la duración del temblor en el modelo fue  $1/43$  veces la del movimiento en el prototipo.

Aún con estas suposiciones se podrán obtener datos muy

importantes sobre las características dinámicas de la estructura, de forma que se puedan verificar que las simplificaciones hechas en el modelo de análisis están de acuerdo al comportamiento real del espécimen.

#### 4.3 ANALISIS DINAMICO LINEAL

##### 4.3.1 GENERALIDADES

Uno de los objetivos de esta investigación es verificar los criterios existentes de análisis y diseño para el sistema estructural en estudio. Para ello se obtiene la respuesta dinámica del espécimen sobre la mesa vibradora, cuando esta es excitada con los sismos comentados en la sección 3.4 de este escrito. Estos resultados se comparan con los obtenidos a partir de algunos criterios de análisis. Uno de estos criterios es el análisis dinámico modal, cuyos resultados se comentan en esta parte del informe.

##### 4.3.2 RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO LINEAL CON EL SISMO DE EL CENTRO

En la Tabla 4.3 se muestran los elementos mecánicos de la

estructura bajo carga gravitacional y en la misma tabla los máximos elementos mecánicos alcanzados durante el sismo de El Centro, cuyas características se comentan en la sección 3.4.1. Estos máximos se registraron en el tiempo 1.478 seg que corresponde en el prototipo a un tiempo de 2.56 seg (el factor de escala en el tiempo es 43).

Los desplazamientos máximos totales fueron de 0.55 cm (desplazamiento máximo relativo de 0.32 cm) para el 2° nivel y 0.23 cm para el 1°. Los desplazamientos de entrepiso fueron de 0.0034 para el nivel superior, y 0.0024 en el inferior. En la Fig. 4.10 se muestra la historia de desplazamientos de cada uno de los niveles.

El periodo de la estructura fue de 0.15 seg para el 1° modo y 0.039 seg para el 2°.

El máximo momento flexionante actuante en la losa es de 0.75 T.m, que es el 57 % del momento flexionante necesario para formar una línea de fluencia negativa en el ancho total, y el 86 % del momento resistente negativo en el ancho  $c_2+3h$ . Este momento resistente se obtiene con la contribución a la flexión del acero de refuerzo longitudinal negativo (ver Tabla 4.4). También se encontró que el máximo momento actuante en las columnas fue 1.15 T.m que es el 69 % del momento resistente de ellas para la carga axial actuante en el espécimen.

#### 4.3.3 RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO LINEAL CON EL SISMO DE SCT MODIFICADO

Se efectuó el análisis dinámico lineal del espécimen con el sismo de la SCT modificado (ver sección 3.4.2), y se encontraron como en el caso anterior los elementos mecánicos máximos, (ver Tabla 4.3), y los máximos desplazamientos de la estructura. Como se observa en la Fig. 4.11 los desplazamientos obtenidos resultan ser menores que para el sismo de El Centro debido a que el sismo de SCT se escaló en las aceleraciones. En este caso sólo se registraron desplazamientos de 0.045 cm en el 2° nivel y 0.0196 en el 1°, lo que da lugar a unos desplazamientos de entrepiso muy pequeños del orden de 0.00025. Además los momentos máximos registrados en la losa sólo son un 16 % del momento flexionante necesario para formar una línea de fluencia negativa en el ancho total y de 24 % del momento resistente flexionante negativo en el ancho  $c_2+3h$ . Para las columnas sólo se alcanza un 9 % del momento resistente de las mismas. Los máximos elementos mecánicos y los máximos desplazamientos se registran en el tiempo 22.93 seg que corresponde a 39.72 seg del sismo en el prototipo.

#### 4.4 ANÁLISIS DINAMICO NO LINEAL

##### 4.4.1 GENERALIDADES

Según lo encontrado en el análisis lineal efectuado inicialmente, la estructura analizada no sale del intervalo elástico ya que sus elementos mecánicos máximos son menores que los resistentes. Rigurosamente no sería necesario un análisis inelástico; sin embargo, se hizo un análisis con el programa DRAIN 2D (Ref.19) el cual tiene en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. Esto se hizo con el fin de verificar el procedimiento de análisis de este programa, y que posteriormente se utilizará para analizar otros casos de comportamiento no lineal.

##### 4.4.2 RESULTADOS DEL ANALISIS DINAMICO NO LINEAL

Siguiendo el procedimiento descrito en el Capítulo 2 se determinaron las superficies de interacción para las columnas del espécimen y que se pueden incluir en el análisis con el programa utilizado. Además como ya se mencionó también en dicho capítulo se determinó la relación  $M-\theta$  de las columnas con ayuda de un programa de microcomputador y cuya idealización para el DRAIN 2D se muestra en la Fig.2.10.

Para las "vigas" (losa reticular) se siguió el planteamiento descrito en la Sección 2.4.4.2 para la obtención del diagrama Momento - Rotación. En la Tabla 4.5 se muestran los datos necesarios y finalmente los momentos máximos de la losa del modelo, con los que se obtuvo la curva  $M-\theta$  de la Fig.2.18.

Como era de esperarse, no se tuvo una diferencia apreciable en los resultados de este análisis y los efectuados con el TABS. La diferencia numérica que puede observarse en la Tabla 4.5 obedece a los métodos numéricos que usa cada uno de los programas empleados pero que, para efectos prácticos no es importante (diferencias menores del 5%).

En cuanto a los desplazamientos máximos totales son prácticamente iguales, 0.32 cm para el 2° nivel y 0.23 cm para el 1° en el caso del sismo de El Centro, y de 0.046 y 0.02 cm para el 2° y 1° nivel respectivamente, en el sismo de SCT modificado, lo cual coincide exactamente con los comentados en la sección anterior.

#### 4.5 ANALISIS ESTADICO INELASTICO CON CARGAS LATERALES MONOTONAS CRECIENTES.

##### 4.5.1 GENERALIDADES

Como ya se mencionó anteriormente además de los ensayos

dinámicos en la mesa vibradora se va a someter el espécimen a cargas laterales monótonas crecientes, pues como se vió en los análisis dinámicos efectuados previamente, por las limitaciones de la mesa vibradora los movimientos a que se va a someter el modelo no permiten que en él se formen articulaciones y se tendrá un comportamiento lineal durante el ensaye dinámico.

El ensaye estático se llevará a cabo en el Laboratorio de Estructuras del Instituto de Ingeniería y consiste en someter al modelo a una carga lateral en su nivel superior, la cual se va incrementando gradualmente y cuyo montaje se ilustra en la Fig.4.12. El modelo se ha instrumentado previamente de forma que durante todo el tiempo que se realiza el ensaye y en cada incremento de carga, se tiene un registro de los desplazamientos de la estructura y de las deformaciones de algunos puntos de interés en el espécimen.

#### 4.5.2 RESULTADOS ANALITICOS DEL ENSAYE ESTATICO

Para el análisis de este ensaye se utilizó el programa ULARC (Ref.37) cuyo procedimiento de análisis se menciona en la sección 2.4.2.3. El modelo se idealiza como una serie de barras cuyas propiedades de rigidez y resistencia se obtienen siguiendo los criterios expuestos en el Capítulo 2. Se tiene

entonces que para el caso de las columnas, con una rigidez correspondiente a su sección total, el diagrama M- $\theta$  es el de la Fig.2.10. Para las losas, siguiendo el procedimiento descrito en la sección 2.4.4.2 y con los datos de la Tabla 4.5, el diagrama M- $\theta$  es el de la Fig.2.18 con la inercia correspondiente al ancho de  $c_2+3h$ .

Se hizo el análisis para dos casos de carga gravitacional, el primero corresponde a la carga gravitacional que tiene el modelo durante el ensaye dinámico, es decir una carga lineal de 0.57 T/M que corresponde a una carga por unidad de superficie igual a 0.32 T/M<sup>2</sup>. El segundo caso corresponde a la carga que según el análisis dimensional debe llevar el modelo y que es factible que se pueda colocar para este ensaye, esta carga es de 1.57 T/M (0.88 T/M<sup>2</sup>).

En ambos casos analizados la carga de colapso obtenida con el programa ULARC es la misma, 9.92 T, y el desplazamiento final de la estructura es también el mismo, 4.95 cm en el 2° nivel y 2.19 cm en el 1°, esto significa un desplazamiento relativo de entrepiso de 0.0275 para el 2° nivel y 0.023 para el 1°. La curva Carga - Desplazamiento resulta prácticamente la misma y es la que se muestra en la Fig.4.13. Lo único que difiere en los dos casos de carga son los elementos mecánicos y, como era de esperarse, la mayor diferencia está en las cargas axiales en las columnas, estos elementos mecánicos en el colapso se muestran en la Tabla 4.7.

El programa utilizado proporciona también información sobre la formación de articulaciones y las rotaciones plásticas de los elementos de la estructura. En la Fig.4.14a se tiene la gráfica Carga - Rotación plástica de la columna central donde se formó la primera articulación durante el análisis y en la Fig.4.14b la gráfica correspondiente a la viga izquierda del nivel inferior, que es en la que se forma la primera articulación en las vigas. Analizando estos dos casos de columna y viga se tiene que para el caso de la columna la rotación de fluencia es 0.003 y la rotación última es 0.022, por lo tanto si se determina el factor de ductilidad de rotación con el cociente  $\theta_u/\theta_v$  se obtiene un factor de 7.3 mientras que en el caso de la viga  $\theta_v$  es 0.0105 y  $\theta_u$  0.026, por lo que  $\theta_u/\theta_v$  resulta de 2.48. Esto parece confirmar lo mencionado por Clough (Ref.41) y verificado posteriormente por Bernal (Ref.8), quienes encontraron que las columnas desarrollaban una demanda de ductilidad mucho mayor que las vigas, de casi 3 veces la ductilidad de estas últimas. Si se considera la ductilidad como el cociente entre el desplazamiento último de la estructura y el desplazamiento en que se forma la primera articulación (ductilidad de desplazamiento), se puede encontrar un valor de ductilidad de toda la estructura. Para el nivel superior el desplazamiento último es de 4.95 cm y el desplazamiento en la primera fluencia es 1.55 cm por lo que el cociente  $d_u/d_v$  es 3.20. Para

el nivel inferior el desplazamiento último es 2.19 y el desplazamiento de fluencia es 0.53 y así  $d_u/d_v$  es 4.13. Si se consideran los desplazamientos de entrepiso para determinar este valor de ductilidad se llegan a valores muy similares que los anteriormente mencionados de ductilidad de desplazamiento, 4.13 para el primer nivel y 2.70 para el segundo nivel. Como puede observarse, los valores de ductilidad global encontrados, ya sea con el desplazamiento total ó con el desplazamiento de entrepiso son del orden del valor  $Q$  que se recomienda en el reglamento del Distrito Federal (Ref.27) para este tipo de sistemas estructurales ( $Q$  de 3.0), mientras que los de ductilidad local encontrados con la rotación no están muy de acuerdo con este valor, especialmente en lo que se refiere a las columnas.

#### 4.6 CONCLUSIONES DE LOS ANALISIS DINAMICOS EFECTUADOS

Los análisis efectuados en el espécimen, con los registros con que se pretende excitar la mesa vibradora, muestran claramente que con ninguno de los dos registros se va a llegar a la capacidad de la estructura. Especialmente en el caso del sismo de la SCT modificado, los desplazamientos y elementos mecánicos resultan ser muy pequeños por lo que la estructura no saldrá del intervalo elástico. Esto era de esperarse al

observar los espectros de los sismos, pues en el caso del sismo de El Centro donde se tiene un contenido amplio de frecuencias, existen aceleraciones significativas en los periodos correspondientes al espécimen ensayado, mientras que en el caso del sismo de la SCT las aceleraciones importantes están en los periodos cercanos a los 2 seg. En el caso del espécimen ensayado con un periodo muy bajo, no debe sufrir deformaciones importantes durante este sismo.

Del ensaye en la mesa vibradora se obtendrán datos muy importantes sobre la rigidez y el comportamiento en el intervalo elástico; ya que, como se ve de los resultados del DRAIN 2D, la estructura no alcanza a salir de su intervalo elástico manteniéndose en este durante todo el tiempo que dura el movimiento.

Los desplazamientos permisibles en la mesa vibradora impiden someter el espécimen que se ensaya a un movimiento lo suficientemente grande para llegar a un nivel importante de daños. Por este motivo, además del ensaye en la mesa vibradora, se considera que es importante efectuar ensayes estáticos con cargas laterales monótonas crecientes para determinar la respuesta de la estructura antes de llegar al colapso, obteniéndose no sólo las características de este, sino también cómo varía la respuesta estructural con el nivel de carga lateral.

Como se muestra en la sección anterior es posible, a partir de

este ensaye y con adecuada instrumentación en el espécimen, estudiar la ductilidad de la estructura, el tipo de falla y determinar las zonas débiles de estructuras con este sistema de entrepiso, al igual que el nivel de esfuerzos y deformaciones en el colapso. Otro factor importante en este ensaye es que en este sí se tendrá la carga completa correspondiente a un edificio prototipo, por lo cual puede establecerse la relación directa entre el modelo y el prototipo una vez se haya realizado el ensaye. De esta manera se puede llegar a conclusiones más realistas acerca del comportamiento de un edificio de dimensiones comunes cuyo sistema estructural sea del tipo aquí analizado.

#### 4.7 ENSAYES CON VIBRACION LIBRE Y AMBIENTAL

##### 4.7.1 DESCRIPCION DE LOS ENSAYES Y CRITERIOS DE INTERPRETACION DE RESULTADOS

El espécimen fue sometido a vibraciones libres y ambientales, que se describen a continuación, con el objeto de medir experimentalmente las frecuencias de vibración y también para obtener la fracción de amortiguamiento crítico del sistema cuando éste se encuentra en el intervalo elástico.

El ensaye de vibración libre consiste en desplazar a la estructura de su posición original mediante la acción de una carga lateral de magnitud pequeña, cuyo efecto se libera de manera súbita. Esta carga lateral se aplicó en el espécimen en el segundo nivel, y corresponde a valores que oscilaron entre 200 y 400 kg, los que están asociados aproximadamente al 25 % y 50 % de la fuerza lateral necesaria para iniciar el agrietamiento en la losa. En la Fig.4.15 se muestran los resultados típicos obtenidos con este tipo de ensayo. En esta figura se observa el registro de desplazamientos del segundo nivel (relativos a la base), y también el registro de aceleraciones a partir de las mediciones de un acelerómetro ubicado en el segundo nivel. Algunos de los resultados obtenidos para este tipo de ensaye se resumen en la Tabla 4.7. El criterio que se siguió para obtener el valor de la fracción de amortiguamiento,  $\zeta$ , empleando la gráfica de desplazamientos de vibración libre, fue a partir del conocido método del decremento logarítmico, el cual se resume en la expresión:

$$U_n / U_{n+1} = e^{-2\pi n \zeta} \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

en esta expresión  $U_n / U_{n+1}$  es el cociente de desplazamientos máximos de dos ciclos sucesivos.

Un método más preciso y confiable para obtener las frecuencias de vibración y la fracción de amortiguamiento crítico puede obtenerse con un criterio de identificación de sistemas, empleando el llamado analizador digital de espectros. En este

caso se empleó el analizador marca HP, modelo 3582A. Este analizador procesa en forma digital la señal analógica de uno o dos sensores; en este caso se emplearon dos acelerómetros ubicados en cada nivel del espécimen. Cuando la estructura tiene algún tipo de vibración, el analizador mencionado calcula las amplitudes espectrales para cada una de las señales.

Un resultado típico encontrado en un ensaye de este espécimen se muestra en la Fig.4.16, en ella se aprecian los picos de la respuesta espectral que pueden asociarse a las picos en el espectro de excitaciones o a modos de vibrar de la estructura. Esto último puede identificarse si se toma en cuenta que cuando los puntos de la estructura están vibrando con algún modo, ellos estarán en fase ó 180° fuera de fase, información que también es proporcionada por el analizador. Empleando estos conceptos pudo obtenerse la frecuencia fundamental para el espécimen sometido ya sea a vibraciones libres o ambientales, como se resume en la Tabla 4.8. La vibración ambiental es aquella que existe en la estructura aún cuando no se esté aplicando algún tipo de excitación.

Para calcular la fracción de amortiguamiento crítico  $\zeta$ , empleando los resultados del analizador de espectros, se usó la siguiente expresión propuesta por Kawasumi y Shima (Ref.35)

$$\zeta = A/2 (1-3A^2/8) \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

En la expresión anterior A se define como:

$$A = (W_D^2 - W_X^2) / (W_D^2 + W_X^2) \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

$W_D$  y  $W_X$  son frecuencias obtenidas a partir de los resultados del analizador de espectros, y corresponden a valores cercanos a la frecuencia en estudio, en este caso la frecuencia fundamental.

#### 4.7.2 CONCLUSIONES

Como resultado de los ensayos dinámicos anteriormente descritos efectuados en el espécimen, puede concluirse que la frecuencia fundamental del espécimen en el sentido largo es 7.8 Hz, lo que corresponde a un periodo fundamental en el espécimen de 0.13 seg. Así mismo, se encontró que la fracción de amortiguamiento crítico es 0.02.

Se efectuaron cálculos de periodos de vibración con el programa de análisis estructural TABS (Ref.42). Para estos análisis se consideraron las características geométricas del espécimen, y la masa existente en los ensayos efectuados, la cual corresponde a la estructura esqueleto. Las rigideces de las columnas se calcularon con el momento de inercia completo, y para la losa se siguió la recomendación de la propuesta del nuevo Reglamento de Construcciones para el D.F. (1987), que sugiere considerar el momento de inercia de la losa en el

ancho  $c_2+3h$ . En el análisis se tomó el momento de inercia sólo de la losa reticular, sin tener en cuenta el efecto del capitel (zona maciza alrededor de la columna).

El periodo fundamental calculado fue de 0.12 seg, el cual es bastante cercano al medido experimentalmente. Es probable que la diferencia se deba a que en el programa de análisis se está empleando la hipótesis de nudo rígido, es decir que la parte de la losa que se intersecta con la columna es indeformable, es posible que el comportamiento real no sea este y que exista alguna deformación en esta zona con lo que el periodo calculado aumentaría ligeramente.

Los resultados encontrados en el espécimen de losa reticular coinciden razonablemente con los encontrados por Moehle (Ref.24) en el ensaye mencionado en la sección 2.1. Este investigador encontró que el ancho equivalente para el cálculo de la rigidez inicial de la estructura osciló entre 0.2 y 0.25 del ancho total de la losa, valor que se aproxima bastante al ancho  $c_2+3h$  empleado en el análisis anteriormente comentado. También encontró Moehle que el valor de  $\beta$  inicial fue aproximadamente 1.5 % valor cercano al encontrado en esta investigación.

Existe la posibilidad que este periodo medido del modelo, varíe cuando este último se traslade a la mesa vibradora porque se pueden presentar microfisuras que disminuyan la rigidez de las columnas y por lo tanto aumenten el periodo;

pero, luego al colocarse la carga adicional se puede dar un caso similar al reportado por Bertero (Ref.21), y según el cual el período medido fue menor pues aparentemente el mayor esfuerzo axial en las columnas cerró las grietas y aumentó nuevamente la rigidez.

## 5. ANALISIS DE UN EDIFICIO DAÑADO POR EL SISMO DE 1985

### 5.1 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura estudiada es un edificio de 16 niveles localizado en la zona compresible del D.F., el cual sufrió daños durante el terremoto de Septiembre de 1985.

El edificio tiene en el sótano 6 crujiás en un sentido y 9 en el otro, en los siguientes tres niveles tiene las mismas 6 crujiás pero sólo 8 en la otra dirección y, a partir del 4° nivel y hasta el 16° tiene 5 crujiás en un sentido y 6 en el otro. En la Fig. 5.1 se tiene una planta general del edificio analizado y en la Fig.5.2 una elevación de un eje intermedio del mismo.

El sistema de entrepiso es con losa plana reticular de 45 cm

de peralte, un corte típico se muestra en la Fig.5.3. Las columnas son rectangulares (Fig.5.4) teniendo en casi todos los casos la dimensión menor de 60 cm mientras que la otra dimensión varía desde los 60 cm (para los niveles superiores) hasta 170 cm en los niveles inferiores (ver Tabla 5.1), el valor de  $f'_c$  del concreto utilizado para las columnas (según indicaciones de los planos) fue de 350 kg/cm<sup>2</sup> para los primeros 9 niveles, de 300 kg/cm<sup>2</sup> para los niveles 10 y 11, y 250 kg/cm<sup>2</sup> para los últimos 5 niveles. El acero de refuerzo (según se indica en planos) es de alta resistencia, de 6000 kg/cm<sup>2</sup>, tanto para las columnas como para la losa.

## 5.2 REVISIÓN DE DAÑOS EN LA ESTRUCTURA

Se hicieron algunas visitas a la edificación, de las cuales se obtuvo información muy importante para el análisis de la estructura. Se observó en dichas visitas que los daños ocurridos en la edificación se encuentran especialmente en los niveles del 4° al 12° nivel, pues en los primeros 3 niveles no hay evidencia de ningún daño ni en columnas ni en la losa, y en los últimos 2 niveles sólo se encontró el daño en una de las esquinas de la losa en donde se golpeó con el edificio contiguo; los daños más importantes se encontraron en los niveles 9 a 12.

En los niveles mencionados los daños son específicamente en la losa, observándose fallas en la zona maciza junto a las columnas, estas fallas son principalmente por punzonamiento combinadas con fluencia del acero de refuerzo longitudinal en la vecindad de la columna. Estas fallas consisten en desprendimiento del concreto con exposición del acero y en algunos casos con pandeo del mismo. Otro tipo de falla observado es falla por cortante en algunas viguetas cercanas a la zona maciza. Además, se tienen desniveles muy importantes en la losa, especialmente en la parte central de la misma y alrededor de las columnas.

En cuanto a las columnas no es posible apreciar ningún tipo de falla estructural u otra clase de daño.

### 5.3 ANALISIS ESTATICO LINEAL

Con el fin de verificar los métodos de análisis utilizados en esta investigación con el comportamiento de edificios reales ante cargas sísmicas se hicieron análisis estáticos lineales y dinámicos no lineales de la estructura. No se hizo el análisis de todos los ejes por limitaciones del programa de análisis inelástico que se utiliza, ya que este sólo considera marcos planos; es por esto que se eligió el marco del Eje D que se indica en la Fig.5.2, con la masa correspondiente a la

franja de losa a lado y lado del eje. En esta sección se expone el análisis estático lineal y en las siguientes los análisis modal espectral y dinámico no lineal.

Para hacer el análisis estático lineal se tuvo en cuenta las nuevas disposiciones del Reglamento del D.F. 1987. Para esto se consideró un factor de comportamiento sísmico de 3.0 y un coeficiente sísmico de 0.40, con los que se determinaron las fuerzas laterales estáticas (Tabla 5.2) y con el programa TABS se hizo el análisis correspondiente, determinándose los periodos, elementos mecánicos y los desplazamientos correspondientes.

Se encontró que el periodo de la estructura era de 2.71 seg para el 1° modo y 0.52 seg para el segundo modo. En la Fig.5.5 se muestran las formas modales correspondientes a los tres primeros modos de vibrar de la estructura.

Los desplazamientos de la estructura se muestran en la Tabla 5.3, al igual que los desplazamientos de entrepiso encontrados en este primer análisis. Como se ve claramente no se cumple en ningún caso el máximo desplazamiento de entrepiso permitido por el Reglamento del D.F. 1987 ( $\Delta/h=0.012$ ), pero si se hace la revisión con el reglamento vigente durante la construcción de este edificio, es decir el Reglamento del D.F. 1976, si se cumple aunque estrechamente con el límite exigido entonces, 0.016.

En cuanto a los elementos mecánicos, el máximo momento

flexionante en columnas es 814.3 T.m para la columna D-4 del primer nivel, para esta misma columna se encontró la máxima fuerza axial de 862 T, la máxima fuerza cortante corresponde a la columna D-4 del 4° nivel es de 114.6 T. En las vigas se tiene un momento máximo de 183.3 T.m para la viga central del nivel 6. Estos valores se comparan en la Tabla 5.10 con los valores obtenidos del análisis dinámico no lineal de la sección 5.5.

#### 5.4 ANALISIS MODAL ESPECTRAL

En este análisis se supone la estructura elástica de varios grados de libertad cuyas masas sufren desplazamientos que son función del tiempo y la aceleración. Como los modos de vibración constituyen un conjunto completo en un instante dado, el desplazamiento de una cualquiera de las masas puede expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales. Esto permite conocer cualquier respuesta máxima de la estructura a partir de su configuración deformada.

Generalmente sus resultados son una cota superior de la respuesta de la estructura pero puede ser útil para estimar de forma rápida y aproximada el comportamiento de una estructura ante un sismo dado, pues sólo se necesita conocer la respuesta

de los primeros modos ya que la respuesta total del edificio obedece a estos.

Para efectos de comparación con los otros análisis realizados se hizo un análisis modal espectral. De la Fig.5.6 se observa que el edificio estudiado en este capítulo se encuentra a una distancia intermedia entre los registros de SCT y de Central de Abastos y por lo tanto se puede pensar que cualquiera de estos dos registros puede servir para estudiar el comportamiento de dicha estructura durante el sismo de Septiembre de 1985. Al determinar las ordenadas espectrales de los sismos mencionados (Figs.3.9 y 5.7), se ve que estas son mucho mayores en el sismo de SCT que las de Central de Abastos (tanto las de Oficina como las de Frigorífico), ver Tabla 5.4, por lo cual se espera una respuesta más desfavorable para este caso; además, como lo explica Iglesias y colaboradores (Ref.38), el sismo en Central de Abastos está influenciado por el cerro de La Estrella, el cual refleja las ondas sísmicas en diferentes direcciones afectando la señal registrada. De ahí que para este trabajo se haya seleccionado el sismo de SCT como el más significativo para analizar el comportamiento de la estructura.

Del análisis modal espectral aquí realizado se obtuvieron los desplazamientos máximos totales y los desplazamientos de entrepiso tanto para el sismo de SCT como para el de Central de Abastos (se utilizó el registro de Frigorífico que tenía

ordenadas espectrales un poco mayores que el de Oficina) y los cuales se muestran en la Tabla 5.5. Se tienen desplazamientos 36 % mayores con la SCT y es de esperarse que de este mismo orden serán los elementos mecánicos.

Los valores de desplazamientos máximos y desplazamientos de entrepiso para el sismo de SCT son mayores en este análisis que en el análisis dinámico lineal ya que aquí el desplazamiento máximo es de 1.63 y el máximo desplazamiento de entrepiso es de 0.045, que son aproximadamente 20 % mayores.

#### 5.5 ANÁLISIS DINAMICO NO LINEAL

Al igual que los análisis no lineales efectuados en el modelo y comentados en el capítulo 4, se hizo el análisis utilizando el programa DRAIN 2D y para este caso del edificio se usó el sismo de la SCT sin modificar las aceleraciones sino tomando el sismo total. En este análisis tampoco se usó todo el registro sino que se sometió la estructura a sólo 60 seg de dicho sismo pues no era factible por el mismo programa que se utiliza y además para efectos prácticos de lo que se quería estudiar con este análisis tampoco era necesario un registro tan largo como es el de la SCT (180 seg) aunque si era importante utilizar la parte más intensa de forma que la estructura resultara afectada y especialmente que tuviera un

comportamiento inelástico.

Con los mismos criterios expuestos anteriormente en los capítulos 2 y 4 se hizo el análisis del marco escogido y para ello fue necesario determinar las características de Momento - Rotación tanto de las columnas como de las vigas.

En el caso de las columnas los diagramas Momento - Rotación no obedecen a un comportamiento bilineal debido al acero de alta resistencia y algunos de ellos tienen una pendiente negativa después de alcanzar la fluencia; es por esta razón que en la idealización usada para el DRAIN 2D se eligió una curva elasto-plástica sin pendiente post-elástica y controlando en su lugar la máxima rotación admisible, en caso de que se tenga un comportamiento inelástico. En la Fig.5.8 se ilustran algunos de los diagramas utilizados y en la Tabla 5.6 están los datos completos de todas las columnas utilizadas.

Igualmente se determinaron las superficies de interacción de las columnas, en la Fig.5.9 se muestran algunos de estos diagramas empleados para este análisis y en la Tabla 5.7 están los datos más completos sobre estos diagramas.

Siguiendo el procedimiento expuesto en el capítulo 2 para la determinación de los diagramas Momento - Rotación de las vigas, se obtuvieron los momentos de fluencia que se muestran en la Tabla 5.8 en donde se muestran dichos momentos obtenidos como la suma del momento de flexión en  $c_2+3h$  y la mitad del momento de desbalanceo (Ecuación 2.17), y los cuales dependen

de los refuerzos encontrados en cada nivel.

Una vez determinadas todas las propiedades de rigidez y resistencia necesarias se hizo el análisis con el programa mencionado y se obtuvo la respuesta de la estructura en dicho movimiento. De este análisis se encontró que el máximo desplazamiento absoluto de la estructura es 47.5 cm en el nivel superior y ocurre en el tiempo 39.22 seg que es uno de los de máxima intensidad del sismo. En la Tabla 5.9 se recopilan los datos sobre los máximos desplazamientos de cada uno de los niveles y sus tiempos de ocurrencia y en la Fig. 5.10 se muestra el registro de desplazamientos durante el tiempo total del movimiento del nivel superior de la estructura. Además en la Fig. 5.11 se observan los registros de los desplazamientos de entrepiso del nivel inferior, de un nivel intermedio y del nivel superior, en donde se indica el desplazamiento de entrepiso máximo exigido por el Reglamento del D.F. 1987.

De este análisis es posible obtener los elementos mecánicos de todos los elementos de la estructura y durante todo el tiempo que dura la excitación; se determinaron así los máximos que se presentaron y el tiempo de ocurrencia de los mismos. En la Tabla 5.10 se hace una comparación de los elementos mecánicos máximos de vigas y de columnas tanto de este análisis como del análisis de la sección 5.3.

Se encuentran diferencias en los momentos de las columnas de

43%, con un valor mayor en el análisis estático, al igual que para los cortantes (27% mayores). La fuerza axial no difiere tanto en estos dos análisis, sólo el 9%. La variación de los momentos y fuerza axial de las columnas del nivel inferior, de un nivel intermedio y del nivel superior se muestran en las Figs. 5.12, 5.13 y 5.14 respectivamente. Como se puede ver en estas figuras, la variación de los momentos en los niveles inferiores varía en el tiempo con una forma similar al registro de aceleraciones con que se excitó la estructura, pero en los niveles superiores se va perdiendo dicha forma y como en el caso de la fuerza axial del nivel superior, es prácticamente constante, con disminución al final del sismo (Fig.5.14).

No se registraron rotaciones plásticas en las columnas, lo cual indica que estas no salieron del intervalo elástico, esto está de acuerdo con lo observado en la estructura dañada, que como se mencionó en la sección 5.2 no se encontraron daños en estos elementos estructurales.

En cuanto a las losas, las diferencias en los elementos mecánicos determinados a partir de los dos análisis empleados, no difieren tan significativamente como en las columnas. En las Figs. 5.15, 5.16 y 5.17 se muestran las variaciones de los momentos y fuerzas cortante de las losas de los niveles inferior, medio y superior. En el nivel intermedio se encuentran los mayores momentos y cortantes como se puede ver

en la Fig. 5.16.

Las losas sí presentan rotaciones plásticas importantes, especialmente en los niveles superiores, lo cual indica que los elementos estructurales salieron del intervalo elástico. En la Fig.5.18 están las rotaciones totales máximas de la sección de losa interior (eje 5) y la de borde (eje 7) en la Fig.5.19, de todos los niveles de la estructura.

De estas figuras se puede ver que las rotaciones plásticas se presentan a partir del nivel 6 y son más importantes en los niveles 10 a 12, esto se ajusta bastante bien con lo observado en el edificio analizado, pues las fallas de las losas se observan sólo en los pisos superiores, arriba del nivel 9 y sin ningún daño en los primeros niveles. De la relación entre las rotaciones totales y las de fluencia se encuentran cocientes de 2.0 a 4.0, lo que da una idea de la demanda de ductilidad rotacional de estas losas. Se ve entonces que para valores mayores de 2.0, de la ductilidad de rotación se presentan daños graves en la losa de la estructura. Esto coincide con lo encontrado en los especímenes ensayados por Rodríguez y Meli (Ref.31) en los cuales según el refuerzo por cortante existente, la capacidad de ductilidad de rotación medida como la relación entre la rotación última y la rotación de fluencia varía entre 2 y 3 para las conexiones sin refuerzo o con escaso refuerzo por cortante (que es el caso de esta estructura analizada), y entre 4 y 5 para las conexiones con

refuerzo que cumpla las especificaciones del reglamento del D.F. 1987 (Ref.27).

#### 5.6 CONCLUSIONES DE LOS ANALISIS EFECTUADOS

Los análisis estáticos con las nuevas disposiciones del reglamento determinan resultados conservadores, especialmente en lo que se refiere a las columnas y los desplazamientos, estas diferencias se deben al comportamiento no lineal de estas estructuras que exigen un estudio de este tipo.

Cuando se trata de estudiar el comportamiento dinámico de estructuras con sistemas de losa reticular se requiere el uso de análisis no lineales, pues con estos se puede estimar mejor su respuesta y la capacidad de los elementos que forman la estructura.

Según los resultados de los análisis, las columnas tienen una mayor capacidad que las losas, lo que confirma lo encontrado por otros investigadores (Ref.8) y que se vió en la revisión de daños de la estructura analizada, en la cual no se registraron daños en estos elementos.

La presencia de estribos en la zona maciza de la losa determina de manera importante el comportamiento de las losas ante la acción de cargas laterales, pues para diferentes condiciones del refuerzo por cortante se tienen diferentes

formas de la curva  $M-\theta$  de estos elementos, lo cual define el comportamiento no lineal de estos mismos.

También se confirmó con los análisis efectuados que la capacidad de ductilidad de rotación de las losas reticulares sin estribos es muy baja (del orden de 2), comparada con aquellas que si tienen un buen refuerzo por cortante (del orden de 4).

En cuanto a los desplazamientos totales de la estructura, se encuentran diferencias de hasta 3 veces mayores en el análisis elástico con respecto al inelástico (Tabla 5.9), esto era de esperarse pues al comparar los espectros elásticos con los inelásticos se tienen diferencias del orden de 4 y los picos de los espectros elásticos pueden disminuir o hasta desaparecer en los espectros inelásticos, por lo cual los desplazamientos con los análisis inelásticos disminuyen considerablemente. Esto está de acuerdo con lo mencionado por otros investigadores como Meli y Avila, quienes encontraron que los picos de ordenadas altas del espectro elástico para periodos cercanos a 2.0 desaparecen en espectros elastoplásticos, especialmente para factores de ductilidad de 4.0.

Esta disminución de las ordenadas de los espectros y por consecuencia de los desplazamientos de la estructura en los análisis inelásticos, es evidencia de una ductilidad muy eficiente para reducir las resistencias requeridas.

Claro que esto dependerá del período de la estructura, pues si el período está antes del pico del espectro, es posible que al aumentar este se acerque más a dicho valor pico y por lo tanto se tenga una respuesta más desfavorable.

## 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1) Debido a la ocurrencia del terremoto de Septiembre de 1985 en México, se volvieron a evaluar los alcances y objetivos de la investigación anteriormente iniciada sobre comportamiento sísmico de edificios a base de losas reticulares. Como resultado de esta evaluación, se concluye que el ensaye ante cargas laterales del espécimen de losa reticular construido, es representativo de las condiciones existentes en un edificio de dos niveles diseñado de acuerdo a la propuesta del nuevo Reglamento de Construcciones para el D.F. (1987).

Esta evaluación también muestra que debido a las limitaciones de la mesa vibradora del Instituto de Ingeniería, en los ensayos dinámicos no es posible representar adecuadamente a la estructura prototipo de dos niveles anteriormente mencionada.

Por este motivo se evaluará el comportamiento del espécimen como si fuera un prototipo.

2) De la revisión con el Reglamento del D.F. 1987, el prototipo resulta ser un edificio de dos niveles que cumple con todas las condiciones exigidas a excepción del refuerzo transversal de las columnas; pero que es razonablemente representativo pues cumple no sólo con los requisitos de refuerzos y dimensiones sino también con las condiciones de carga axial en las columnas.

3) Se analizó la respuesta que tendría el espécimen si este es excitado con dos registros específicos. El primero fue el sismo de El Centro, de Mayo de 1940, con características muy semejantes a las del sismo original. El segundo registro considerado fue el sismo de la SCT de Septiembre de 1985, reduciendo las aceleraciones por 0.32 con el objeto de que fuera factible adaptarse a la mesa vibradora.

Estos análisis muestran que los desplazamientos de entrepiso que se obtendrían en el espécimen en mesa vibradora serían aproximadamente 0.003, para el caso del sismo de El Centro y 0.0003 para el sismo de SCT modificado. En el caso del sismo de El Centro se encontró que el máximo momento negativo debido al sismo fue 85 % del resistente en el ancho  $c_{2+3h}$ ; además se alcanzó un 70 % del momento resistente en las columnas para la

carga axial actuante. En el caso del sismo de la SCT escalado, los elementos mecánicos fueron bastante pequeños y los mencionados porcentajes fueron 25 y 10 % respectivamente.

Estos resultados muestran que sólo con el sismo de El Centro será factible alcanzar algún nivel de daños en el espécimen, los que serán probablemente moderados. Con el temblor de la SCT modificado se preve que no ocurrirán daños por lo que este movimiento no se empleará en la mesa vibradora.

Se podría pensar en escalar el sismo de SCT en el tiempo para provocar un mayor daño en el modelo, pero esto implicaría un cambio total de las condiciones del registro y de su respuesta y no se conservarían las leyes de similitud dinámica exigidas por el análisis dimensional.

4) Se efectuaron algunos ensayos dinámicos con el espécimen, previos a los que se efectuarán con algunos registros. Estos ensayos fueron de vibración ambiental y libre. El primer tipo de vibración ocurre en la estructura por la vibración propia del terreno y el segundo por la liberación súbita de una fuerza que desplaza al espécimen de su configuración inicial. Para estos ensayos se empleó la técnica llamada identificación de sistemas, haciendo uso de un analizador digital de espectros. Además se empleó el método tradicional de medición de desplazamientos para el caso de vibración libre.

Como resultado de estas mediciones pudo obtenerse la

frecuencia y amortiguamiento correspondientes al modo fundamental, asociados a niveles bajos de amplitudes del movimiento. Los periodos fundamentales analítico y medido fueron 0.12 y 0.13 seg respectivamente. Este periodo analítico se calculó empleando los procedimientos usuales de análisis y de dinámica estructural considerando además que la rigidez de la losa es la correspondiente a la losa reticular en un ancho  $c_2+3h$  centrado a eje de columna, ignorando la presencia del capitel y considerando el tamaño de los nudos (nudo rígido), además se tomó la rigidez completa de las columnas.

Se calculó la fracción de amortiguamiento crítico a partir de la información del analizador de espectros mencionado y también del registro de desplazamientos de la estructura. Se obtuvo para este parámetro un valor de aproximadamente 2 %.

5) Las mediciones de periodos fundamentales de vibrar y fracción de amortiguamiento crítico coinciden razonablemente con los encontrados por otros investigadores con un espécimen similar pero de losa plana maciza.

6) También la rigidez lateral, asociada al periodo fundamental medido en el espécimen de losa reticular, coincide con el encontrado en investigaciones previas en México con ensayos de porciones pequeñas de losa reticular alrededor de la columna.

7) Como resultado de los estudios efectuados con el espécimen de losa reticular, y también con base en la información experimental existente, se recomienda considerar la rigidez lateral inicial de este tipo de sistemas con el siguiente criterio. Para las columnas debe considerarse el momento de inercia total, mientras que para la losa se recomienda tomar un ancho, centrado a eje de columna, igual a  $c_2+3h$ . La inercia de la losa se calculará con la sección correspondiente a la zona aligerada si se hace el análisis considerando el tamaño de los nudos (nudo rígido) y con el promedio de las secciones aligerada y maciza si no se considera el tamaño de los nudos (nudo flexible).

8) Para el análisis se recomienda el método del ancho equivalente con el ancho de losa recomendado por el Reglamento del D.F. 1987,  $c_2+3h$ .

9) Para estudiar el comportamiento no lineal de las losas reticulares se deben determinar las curvas  $M-\theta$  de las mismas, para lo cual se recomienda, si no se cuenta con ensayos experimentales de las conexiones a estudiar, utilizar las formas de las curvas propuestas por Rodríguez y Díaz (Ref.30), las cuales se basan en el análisis de los resultados de los ensayos de conexiones de losa reticular, efectuados por Rodríguez y Meli (Ref.31). Dichas conexiones tienen diferentes

condiciones de refuerzo por cortante, lo que define una forma de la curva  $M-\theta$  que puede ser aplicable a las secciones analizadas. Se ve claramente que a un mejor diseño de la conexión corresponde una curva  $M-\theta$  más amplia en la parte inelástica que en los casos de tener menor refuerzo a cortante. La parte elástica de  $M-\theta$  se define con la inercia en  $c_2+3h$ .

10) El momento resistente máximo se determinará a partir del refuerzo de la conexión y de la geometría de la misma. Este momento se basa en la combinación del momento de flexión y de una fracción del momento de desbalanceo (que es el momento que equilibra la conexión), con los criterios que se describen en este trabajo.

11) Para el estudio de sistemas estructurales con losas reticulares se debe recurrir a análisis no lineales pues con estos se ve de una manera más racional el comportamiento de este tipo de estructuras. Del análisis no lineal efectuado a un edificio dañado por el sismo de Septiembre de 1985, se ve claramente que los elementos más débiles eran las losas, pues estas presentaron fallas importantes que se pueden detectar con las rotaciones plásticas determinadas a partir de este análisis.

12) Las curvas  $M-\theta$  de las losas dependen de los refuerzos a cortante de las conexiones y por ello para conexiones con escaso refuerzo, baja considerablemente la ductilidad (entre 2 y 3) y para mejores diseños por cortante esta ductilidad aumenta entre 4 y 5.

13) Aunque aún no se han despejado todas las incertidumbres acerca del comportamiento de los sistemas estructurales aquí estudiados, se han propuesto algunos criterios de diseño de aplicación inmediata y que serán de ayuda en la práctica de la ingeniería. Se confirma una vez más la importancia de la conexión losa - columna en el comportamiento de toda la estructura, pero no debe olvidarse que estas conexiones son un elemento que forma parte de la estructura, de ahí la necesidad de ensayos como el analizado en este trabajo, sobre un modelo completo.

14) Aún no se pueden dar conclusiones acerca del comportamiento del modelo analizado, pues falta terminar la parte experimental del proyecto de que forma parte este trabajo para confirmar algunas de las propuestas formuladas aquí; aunque según el análisis, no sólo del modelo y del prototipo sino del edificio analizado en el capítulo 5, los criterios de diseño propuestos coinciden bastante bien con los comportamientos observados en estas estructuras estudiadas.

## 7. REFERENCIAS

1. AALAMI, B. "Moment - Rotation relation between column and slab" Journal ACI, Mayo de 1972, Proceedings, vol. 69, pp. 263-269.
2. ACI Committee 318 "Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-83), 1983.
3. AKTAN, Ahmet y BERTERO, Vitelmo "Seismic response of R/C frame - wall structures" Journal ASCE, Agosto 1984, pp. 1803-1821.
4. ALLEN, F. y DARVALL, H. "Lateral load equivalent frame" Journal ACI, Julio 1977, vol. 74, pp. 294-299.
5. ALLEN, F. y DARVALL, H. "Ancho eficaz de losas en el método del marco equivalente para cargas laterales" Seminario de Ingeniería, UNAM, Junio de 1976.
6. ARELLANO, Eduardo "Distribución de momentos sísmicos en conexiones de columna-capitel" Tesis de Grado, UNAM 1979.
7. BAZAN, Enrique y MELI, Roberto "Manual de Diseño sísmico de Edificios" Ed. Limusa, 1985.
8. BERNAL, Dionisio "Relación entre la ductilidad de diseño y las rotaciones plásticas en las secciones críticas de marcos de concreto" Instituto de Ingeniería, UNAM, 1982.
9. California Institute of Technology Earthquake Engineering

- Research Laboratory "Analyses of strong motion earthquake accelerograms" vol.III. Part A. August 1972.
10. CLOUGH, Ray, BENUSKA, K.L. y WILSON, E.L. "Inelastic earthquake response of tall buildings" III Congreso Mundial de Ingenieria Sismica. Nueva Zelanda, 1985.
  11. CORLEY, Gene y JIRSA, James "Equivalent frame analysis for slab design" Journal ACI, vol 67, Noviembre 1970, pp. 875-884.
  12. CHARNEY, Finley y BERTERO, Vitelmo "An evaluation of the design and analytical seismic response of a seven-story reinforced concrete frame-wall structure" Report No. 82-08 University of California, Berkeley, Julio de 1982.
  13. "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto" Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Series del Instituto de Ingenieria, No. 40, UNAM Julio 1977.
  14. EBERHARDT, Arthur, HOFFMAN, Edward, HUANG, Ti, JOFRIET, J.C. y KANDA, V.K. "Discussion of a paper: Equivalent frame analysis for slab design, by Corley, G. and Jirsa, J." Journal ACI, vol. 67, Mayo de 1971, pp. 397-400.
  15. HAWKINS M.N., MITCHELL D. y SYMONDS D.W. "Hysteretic behavior of concrete slab to column connections" Proc. VI Congreso Mundial de Ingenieria Sismica, Nueva Delhi, 1977.
  16. HERNANDEZ, O., MELI, R., PADILLA, M. y VALENCIA, E. "Refuerzo de la vivienda económica en zonas sismicas.

- Estudios experimentales" Series del Instituto de Ingeniería, No.441, Octubre 1981.
17. HOUSNER, G.W. "Behavior of structures during earthquakes" Journal ASCE, Octubre de 1959.
  18. JARA Díaz, Manuel "Procedimientos para el análisis de losa plana-columna" Tesis de Grado, UNAM 1985.
  19. KANAAN, Amin y POWELL, Graham "General purpose computer program for dynamic analyses of inelastic plane structures" Report No.EERC 73-6, University of California, Berkeley. Abril 1973.
  20. MAHIN, Stephen y BERTERO, Vitelmo "An evaluation of inelastic seismic design spectra" Journal ASCE, Septiembre. de 1981, vol. 107 No. ST9, pp. 1777-1795.
  21. MAHIN, Stephen y BERTERO, Vitelmo "Prediction of nonlinear seismic building behavior" Journal ASCE, vol 104 Noviembre 1978, pp. 21-37.
  22. MEHRAIN, Mehrdad y AALAMI, Bijan "Rotational stiffness of concrete slabs" Journal ACI, vol.71 No.29, Septiembre 1974, pp. 429-438.
  23. MENA, E., CARMONA, C., DELGADO, R., ALCANTARA, L. y DOMINGUEZ, O. "Catálogo de acelerogramas procesados del sismo del 19 de Septiembre de 1985" Parte I-Ciudad de México, Instituto de Ingeniería, UNAM, Julio de 1986.
  24. MOEHLE, Jack y DIEBOLD, John "Experimental study of the seismic response of a two story flat-plate structure"

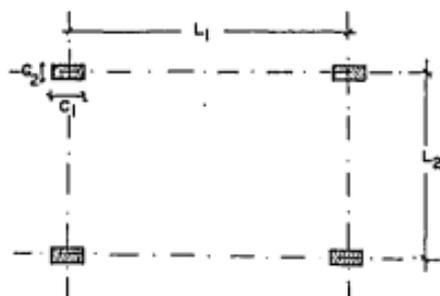
- Report No. UBC/EERC-84/08, Berkeley, California, Agosto de 1984.
25. MORRISON, Denby, HIRASAWA, Ikuo y SOZEN, Mete "Lateral load tests of R/C slab-column connections" Journal ASCE, Noviembre de 1983, vol. 109 No.11, pp. 2698-2714.
  26. PECKNOLD, David "Slab effective width for equivalent frame analysis" Journal ACI, Proceedings vol 72, Abril 1975, pp. 135-137.
  27. Propuesta del Nuevo Reglamento de Construcciones para el D.F. 1987. Instituto de Ingenieria. Unam. 1987.
  28. REYES, G.A. "Ancho equivalente de losas reticulares para análisis ante cargas laterales" Instituto de Ingenieria UNAM Julio 1976.
  29. ROBLES, Francisco y GONZALEZ CUEVAS Oscar "Aspectos fundamentales del concreto reforzado" Editorial Limusa, 1985.
  30. RODRIGUEZ, Mario y DIAZ, Consuelo "Criterios de análisis sísmico no lineal de edificios con sistemas de piso a base de losas planas reticulares." A publicarse en el Congreso Nacional de Ingenieria Sísmica, Queretaro, Noviembre de 1987.
  31. RODRIGUEZ, Mario "Diseño sísmico de conexiones entre losas planas reticulares y columnas" Tesis de Grado UNAM, 1979.
  32. ROSENBLUETH, Emilio "Diseño de estructuras resistentes a sismos" IMCYC, 1982.

33. ROSENBLUETH, Emilio y DIAZ DE COSSIO, R. "Instability considerations in limit design of concrete frames." Proceedings of the International Symposium on the Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ASCE-ACI, Noviembre 1964.
34. SHARAN, S.K., CLYDE, D., y TURCKE, D. "Equivalent frame analysis improvements for slab design" Journal ACI, Proceedings vol 75, Febrero de 1978, pp. 55-59.
35. SHIMA, Etauzo y KAWASUMI Hiroshi "Some applications of a correlator to engineering problems" III Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica, vol.2, Nueva Zelanda. 1985.
36. SIMEONOV, Boris y GORGIEVSKA, Elena "Experimental investigation of flat-plate models under cyclic loading" ECEE VIII. Lisboa, Portugal. 1986.
37. SUDHAKAR, Arun "Computer program for small displacement elasto plastic analysis of plane steel and reinforced concrete frames" University of California, Berkeley. Diciembre de 1972.
38. TERAN, Amador, IGLESIAS, Jesús y otros "Estudio de las intensidades del sismo del 19 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México" Universidad Autónoma Metropolitana, México 1987.
39. VANDERBILT, Daniel "Equivalent frame analysis of unbraced reinforced concrete buildings for static lateral loads" Structural Research Report No.36, Colorado State

University, Julio de 1981.

40. VANDERBILT, Daniel y CORLEY, Gene "Frame analysis of concrete buildings" Concrete International Design and Construction, Diciembre 1983, pp. 33-43.
41. WIEGEL, Robert L. "Earthquake engineering" Edit. Prentice - Hall.
42. WILSON, E.L., DOVEY, H.H. y HABIBULLAH, A. "Three dimensional analysis of building systems - TABS 80" Report to the U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station Vicksburg, MS. Junio 1980.
43. ZEE, Howard y MOEHLE, Jack "Behavior of interior and exterior flat plate connections subjected to inelastic load reversals" University of California, Berkeley Report No. UCB/EERC-84/07. August 1984.

Convenciones:



VALORES DE $C_1/L_2$	RELACION DE $L_1/L_2$						
	0.50	0.67	0.80	1.00	1.25	1.50	2.00
0.03	0.20	0.26	0.31	0.39	0.48	0.55	0.68
0.04	0.22	0.29	0.34	0.43	0.52	0.60	0.73
0.05	0.23	0.31	0.37	0.46	0.56	0.65	0.78
0.06	0.25	0.34	0.40	0.50	0.60	0.69	0.82
0.07	0.27	0.36	0.43	0.53	0.64	0.73	0.86
0.08	0.28	0.38	0.45	0.55	0.67	0.76	0.89
0.09	0.29	0.39	0.47	0.57	0.69	0.78	0.91
0.10	0.30	0.40	0.48	0.59	0.71	0.80	0.92
0.11	0.31	0.41	0.49	0.60	0.72	0.81	0.93
0.12	0.31	0.41	0.50	0.61	0.73	0.82	0.94

TABLA 2.1 Coeficientes para el método del ancho equivalente ante cargas laterales. (Ref.4).

COLUMNA	RELACION DE ANCHOS DE LA LOSA	$\alpha$
De esquina	$0.56 \leq L_2/L_1 \leq 1.44$	$-0.40 L_2/L_1 + 1.057$
De borde	$0.67 \leq L_2/L_1 \leq 1.56$	$-0.377 L_2/L_1 + 1.027$
Central	$0.63 \leq L_2/L_1 \leq 1.47$	$-0.278 L_2/L_1 + 0.804$

TABLA 2.2 Valores de  $\alpha$  para el cálculo del ancho equivalente. (Ref.6).

AUTOR	RIGIDEZ TORSIONAL
Corley y Jirsa (Ref.11)	$1/K_b = (L_x(1-c_x/L_x)^2)/(36Gc)$
Eberhardt y Hoffman (Ref.14)	$1/K_b = (L_x(1-c_x/L_x)^2)/(36Gc_x) + (L_x(1-2x_x/L_x)^2)/(1/c_1 - 1/c_x)/(36G)$
Huang (Ref.14)	$1/K_b = (L_x(1-c_x/L_x)^2)/(16Gc)$
Sharan (Ref.31)	$K_b = 20cG(1+c/2L_x)/(L_x(1-c/L_x)^2)$ $\theta_b = 1 + T_o/K_b$ $T_o = EK_o$ (cargas verticales) $T_o = -\theta_b EK_o$ (cargas laterales) $1/K_o = 1/EK_o + 1/K_b$ $1/K_b = 1/EK_o + 1/K_b$
Vanderbilt (Ref.34)	$K_b = 9Ec/(L_x(1-c_x/L_x)^2) + 9Ec(L_1(1-c_x/L_x)^2)$
ACI-83 (Ref.2)	$K_b = E(9Ec/(L_x(1-c_x/L_x)^2))$
Notación:	
x = dimensión menor de los rectángulos en que se divide la sección.	
y = dimensión mayor de los rectángulos en que se divide la sección.	
E = módulo de rigidez.	
G = módulo de cortante	
c <sub>1</sub> = rigidez torsional constante en sección de losa prismática	
c <sub>x</sub> = rigidez torsional constante en sección de losa no prismática	
x <sub>x</sub> = distancia a eje de columna al borde del capitel	
c = $E(1-0.63x/y)(x^2y/3)$	

TABLA 2.3 Rigidez torsional, según diversos autores.

FRANJA DE COLUMNA	TIPO DE MOMENTO	PROTOTIPO		MODELO	
		MOMENTO T.m	As cm <sup>2</sup>	As(teórica)* cm <sup>2</sup>	As(real)** cm <sup>2</sup>
Columna	M <sup>-</sup>	26.9	48.6	5.4	5.70
Columna	M <sup>+</sup>	7.6	13.6	1.51	1.87
Central	M <sup>-</sup>	6.3	11.13	1.24	1.00
Central	M <sup>+</sup>	5.0	8.74	0.97	1.00

Nota: \* As prototipo/9 (ver sección 4.2.3).  
 \*\* As existente en el modelo.

TABLA 3.1 Areas de acero requeridas y existentes.

NIVEL	SISMO EL CENTRO		SISMO SCT*	
	Despl. (cms)	Δ/h	Despl. (cms)	Δ/h
7	16.31	0.005	11.42	0.002
6	14.78	0.008	10.73	0.0043
5	12.38	0.0087	9.45	0.005
4	9.76	0.0095	7.82	0.0068
3	6.91	0.0092	5.77	0.0078
2	4.16	0.0085	3.44	0.007
1	1.60	0.005	1.31	0.0044

\* Aceleraciones reducidas al 32 % de las originales.

TABLA 3.2 Desplazamientos en el prototipo de 7 niveles.

NIVEL	COLUMNA	SISMO	MOM.SUP. T.m	MOM.INF. T.m	CORTANTE T.	AXIAL T.
1	A	Centro	20.2	60.4	29.5	213.1
		SCT*	15.4	49.2	23.9	207.3
	B	Centro	19.5	60.0	29.2	209.5
		SCT	14.9	48.9	23.6	209.5
	C	Centro	19.5	60.0	29.2	209.5
		SCT	14.9	48.9	23.6	209.5
2	A	Centro	37.4	42.3	29.5	176.1
		SCT	30.9	35.8	24.7	177.2
	B	Centro	36.8	41.8	29.1	179.1
		SCT	30.4	35.4	24.4	179.1
	C	Centro	36.8	41.8	29.1	179.1
		SCT	30.4	35.4	24.4	179.1

NIVEL	VIGA	SISMO	MOM. IZQ. T.m	MOM. DER. T.m
1	Volad.	Centro	0	45.8
		SCT*	0	40.1
	A-B	Centro	44.5	44.5
		SCT	39.0	39.0
	B-C	Centro	44.6	44.6
		SCT	39.1	39.1
Volad.	Centro	44.6	0	
	SCT	39.1	0	
2	Volad.	Centro	0	49.3
		SCT	0	43.4
	A-B	Centro	48.6	48.7
		SCT	42.8	42.8
	B-C	Centro	48.7	48.7
		SCT	42.8	42.8
Volad.	Centro	48.7	0	
	SCT	42.8	0	

NOTA: Los elementos mecánicos corresponden a la condición de carga gravitacional más sismo.

\* El registro SCT en todos los casos es el modificado.

TABLA 3.3 Elementos mecánicos máximos obtenidos del análisis sísmico del edificio prototipo de 7 niveles.

REQUISITOS DEL REGLAMENTO	PROTOTIPO		MODELO	
	MOMENTO T.M	AREA ACERO Cm <sup>2</sup>	AREA REQ. Cm <sup>2</sup>	AREA DISP. Cm <sup>2</sup>
Flexocompresión en columnas.	35.73	67.50	7.50	7.65
Flexión en c+3h (100% S.+50% C.G.)	15.00	29.00	3.30	4.48
Flexión ancho de columna (60% S.)	6.03	11.50	1.30	1.92
Mom.neg.de C.G fuera de c+3h (50%)	6.30	12.00	1.33	2.29
Mom.pos.en franja de columna (60%)	8.04	15.32	1.70	2.13
Mom.pos.en franja central (40%)	5.36	10.20	1.13	1.01

TABLA 3.4 Elementos mecánicos y áreas de acero en el prototipo de 2 niveles y en el modelo.

DOSIFICACION FINAL (Kg)			
CEMENTO	AGUA	GRAVA	ARENA
30	24	80	60

TABLA 4.1 Dosificación final del concreto en el modelo.

a) Principales relaciones dimensionales que deben cumplirse

$$\frac{\sigma_m^2 l_m}{M_m} = \frac{\sigma_p^2 l_p}{M_p} \quad (1)$$

$$\frac{A_m l_m^2}{L_m} = \frac{A_p l_p^2}{L_p} \quad (2)$$

$$\frac{P_m l_m^3}{M_m} = \frac{P_p l_p^3}{M_p} = 1 \quad (3)$$

Para condición estática

$$\frac{\sigma_m l_m}{P_m} = \frac{\sigma_p l_p}{P_p} \quad (4)$$

$$\text{De (1)} \quad S_T = \left( \frac{S_M}{S_\sigma S_L} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$\text{De (2)} \quad S_A = S_L / S_T^2 \quad (6)$$

$$\text{De (3)} \quad S_{M'} = S_L^3 S_P \quad (7)$$

$$\text{De (4)} \quad S_{\sigma_e} = S_L S_P \quad (8)$$

b) Notación

- A Aceleración
- L Longitud
- M Masa
- T Tiempo
- $\rho$  Densidad de masa
- $\gamma$  Peso volumétrico,  $S_\gamma = S_\rho$
- $\sigma$  Esfuerzos dinámicos
- $\sigma_e$  Esfuerzos inducidos en condición estática
- m Relativo al modelo
- p Relativo al prototipo
- S Factor de escala
- $S_p$  Parámetro del prototipo
- $S_m$  Parámetro del modelo

c) Alternativa 1

Fijando  $S_\sigma = 1$   $S_\gamma = \sqrt{L}$

De (7)  $S_M = S_L^2$  De (5)  $S_T = \left( \frac{S_L^2}{S_L} \right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{1}{2}}$

De (6)  $S_A = \frac{S_L}{S_L^{\frac{1}{2}}} = 1$  De (8)  $S_{\sigma_e} = S_L \cdot \frac{1}{S_L} = 1$

d) Alternativa 2

Fijando  $S_\gamma = 1$   $S_\sigma = S_L$

De (7)  $S_M = S_L^3$  De (5)  $S_T = \left( \frac{S_L^3}{S_L} \right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{1}{2}}$

De (6)  $S_A = \frac{S_L}{S_L^{\frac{1}{2}}} = S_L^{-\frac{1}{2}}$  De (8)  $S_{\sigma_e} = S_L \cdot S_L = S_\sigma$

e) Alternativa 3

Fijando  $S_\sigma = 1$   $S_\gamma = 1$

De (7)  $S_M = S_L^2$  De (5)  $S_T = \left( \frac{S_L^2}{S_L} \right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{1}{2}}$

De (6)  $S_A = \frac{1}{S_L}$  De (8)  $S_{\sigma_e} = S_L \cdot S_\sigma \neq 1$

Se cumplen las condiciones dimensionales bajo efectos dinámicos, pero no las de condiciones estáticas.

f) Alternativa 4

Fijando  $S_\gamma = S_L^{\frac{1}{2}}$   $S_\sigma = 1$

De (7)  $S_M = S_L^{\frac{1}{2}} S_L^3 = S_L^{\frac{7}{2}}$  De (5)  $S_T = \left( \frac{S_L^{\frac{7}{2}}}{S_L} \right)^{\frac{1}{2}} = S_L^{\frac{3}{4}}$

De (6)  $S_A = \frac{S_L}{S_L^{\frac{3}{4}}} = S_L^{-\frac{1}{4}}$  De (8)  $S_{\sigma_e} = \frac{S_L}{S_L^{\frac{1}{2}}} = S_L^{-\frac{1}{2}} \neq S_\sigma = 1$

Tampoco se cumplen las condiciones dimensionales para efectos estáticos, pero la diferencia es menor que en la alternativa 3.

TABLA 4.2 Requisitos del análisis dimensional. (Ref. 16)

NIVEL	COLUMNA	CONDICION	MOM.SUP. T.m	MOM.INF. T.m	CORTANTE T.	AXIAL T.
1	A	C. Gravit.	0.009	0.005	0.017	2.04
		S. Centro	0.170	1.034	1.410	3.21
		S. SCT*	0.029	0.097	0.150	2.10
	B	C. Gravit.	0	0	0	2.29
		S. Centro	0.370	1.150	1.790	2.29
		S. SCT	0.039	1.020	0.160	2.30
	C	C. Gravit.	0.009	0.005	0.017	2.04
		S. Centro	0.170	1.034	1.410	3.21
		S. SCT	0.029	0.010	0.150	2.10
2	A	C. Gravit.	0.022	0.017	0.043	1.02
		S. Centro	0.476	0.368	0.940	1.55
		S. SCT	0.056	0.036	0.100	1.05
	B	C. Gravit.	0	0	0	1.15
		S. Centro	0.850	0.700	1.710	1.15
		S. SCT	0.063	0.046	0.120	1.15
	C	C. Gravit.	0.022	0.017	0.043	1.02
		S. Centro	0.048	0.037	0.940	1.55
		S. SCT	0.056	0.036	0.100	1.05

NIVEL	VIGA	CONDICION	MOM.IZQ. T.m	MOM.DER. T.m	CORTANTE T.
1	Volad.	C. Gravit.	0	0.173	0.45
		S. Centro	0	0.173	0.45
		S. SCT*	0	0.173	0.45
	A-B y B-C	C. Gravit.	0.158	0.160	0.57
		S. Centro	0.733	0.733	1.20
2	Volad.	S. SCT	0.206	0.206	0.60
		C. Gravit.	0	0.173	0.45
		S. Centro	0	0.173	0.45
	A-B y B-C	S. SCT	0	0.173	0.45
		C. Gravit.	0.156	0.161	0.57
		S. Centro	0.658	0.630	1.10
		S. SCT	0.192	0.195	0.60

Nota: La condicion de sismo corresponde a la carga gravitacional más sismo.

\* El registro de la SCT en todos los casos es el modificado.

TABLA 4.3 Resultados del análisis dinámico lineal del espécimen.

---

CONCEPTO		REFUERZO Cm <sup>2</sup>	MOMENTO T.m
Losa (en ancho de columna)	Negativo	1.92	0.37
	Positivo	0.89	0.173
Losa (en c+3h)	Negativo	4.48	0.871
	Positivo	1.14	0.22
Losa (en todo el claro)	Negativo	6.77	1.32
	Positivo	3.14	0.61
Losa (en zona del capitel o franja de columna)	Negativo	5.76	1.12
	Positivo	2.13	0.414
Columnas		7.65	1.67

---

TABLA 4.4 Areas de acero y momentos flexionantes resistentes en el modelo.

NIVEL	COLUMNA	CONDICION	MOM.SUP. T.m	MOM.INF. T.m	CORTANTE T.	AXIAL T.
1	A	S. Centro	0.250	1.060	1.440	2.92
		S. SCT	0.035	0.010	0.150	2.03
	B	S. Centro	0.440	1.160	1.780	2.09
		S. SCT	0.044	0.104	0.160	2.09
	C	S. Centro	0.250	1.060	1.470	3.04
		S. SCT	0.032	0.091	0.130	2.01
2	A	S. Centro	0.420	0.260	0.780	1.40
		S. SCT	0.058	0.035	0.100	1.00
	B	S. Centro	0.830	0.620	1.600	1.05
		S. SCT	0.066	0.045	0.120	1.05
	C	S. Centro	0.470	0.300	0.850	1.44
		S. SCT	0.051	0.030	0.090	1.00

a. Elementos mecánicos máximos columnas (DRAIN 2D).

NIVEL	VIGA	CONDICION	MOM.IZQ. T.m	MOM.DER. T.m	CORTANTE T.
1	A-B	S. Centro	0.680	0.720	1.15
		S. SCT	0.207	0.199	0.57
	B-C	S. Centro	0.660	0.740	1.14
		S. SCT	0.207	0.199	0.57
2	A-B	S. Centro	0.560	0.576	0.99
		S. SCT	0.190	0.189	0.55
	B-C	S. Centro	0.540	0.600	0.99
		S. SCT	0.194	0.184	0.55

b. Elementos mecánicos máximos vigas (DRAIN 2D).

Nota: El registro de la SCT en todos los casos es el modificado. Todos los elementos corresponden a la condición de carga gravitacional más sismo.

TABLA 4.5 Resultados del análisis dinámico no lineal del espécimen.

CONCEPTO	ECUACION	VALOR
Esfuerzo cortante resistente	$0.5\sqrt{f'_c} + A_v f_v / bs$	44.5 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo cortante máximo	$1.3\sqrt{f'_c}$	22.5 kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo cortante vertical	$V_v / A_m$	1.06 kg/cm <sup>2</sup>
Momento polar de inercia, J	$d(c_1+d)^3/6 + d^3(c_1+d)/6$ $/6 + d(c_2+d)(c_1+d)^2/2$	135720 cm <sup>4</sup>
Momento de desbalanceo M <sub>D</sub>	$J(v_u - v_v) / y$	2.14 t.m
Momento pos. resist. flexión	$0.9As^+ f_v j d$	0.41 t.m
Momento neg. resist. flexión	$0.9As^- f_v j d$	1.12 t.m
Momento máximo positivo	$M_m^+ + M_D / 2$	1.48 t.m
Momento máximo negativo	$M_m^- + M_D / 2$	2.19 t.m

TABLA 4.6 Determinación de los momentos máximos del espécimen.

NIVEL	COLUMNA	CONDICION	MOM.SUP. T.M	MOM.INF. T.M	CORTANTE T.	AXIAL T.
1	A	A.dinámico	0.144	2.87	3.16	-0.66
		A.estático	0.134	2.87	3.16	2.89
	B	A.dinámico	0.515	2.87	3.55	2.28
		A.estático	0.515	2.87	3.55	6.28
C	A.dinámico	0.175	2.87	3.20	4.74	
	A.estático	0.181	2.87	3.20	8.29	
2	A	A.dinámico	1.34	1.19	2.51	-0.33
		A.estático	1.29	1.16	2.44	1.45
	B	A.dinámico	2.70	2.19	2.20	1.14
		A.estático	2.70	2.19	2.20	3.14
	C	A.dinámico	1.37	1.19	2.55	2.37
		A.estático	1.406	1.22	2.61	4.15

TABLA 4.7a Elementos mecánicos máximos en columnas.

NIVEL	VIGA	CONDICION	MOM.IZQ. T.M	MOM.DER T.M	AXIAL T.
1	A-B	A.dinámico	1.35	1.35	-0.655
		A.estático	1.35	1.35	-0.710
	B-C	A.dinámico	1.35	1.35	0.652
		A.estático	1.35	1.35	0.60
2	A-B	A.dinámico	1.35	1.35	7.41
		A.estático	1.35	1.35	7.47
	B-C	A.dinámico	1.35	1.35	2.55
		A.estático	1.35	1.35	2.61

TABLA 4.7b Elementos mecánicos máximos en vigas.

Nota: A.dinámico: corresponde al análisis con carga de 0.57 t/m más la carga lateral.

A.estático: corresponde al análisis con carga de 1.57 t/m más la carga lateral.

\* se considera la fuerza axial negativa cuando es a tensión.

TABLA 4.7 Resultados del análisis estático inelástico con cargas monótonas crecientes de el espécimen (ULARC).

TIPO DE VIBRACION	FRECUENCIA FUNDAMENTAL	FRACCION DEL AMORTIGUAMIENTO CRITICO	
		ANALIZADOR DE ESPECTROS	GRAFICA DESPLAZAMIENTO
VIBRACION LIBRE 1	7.84	0.024	0.020
VIBRACION LIBRE 2	7.84	0.018	0.018
VIBRACION LIBRE 3	7.84	0.015	0.016
AMBIENTAL CON ACTUADOR	7.80	0.021	-

TABLA 4.8 Resultados experimentales para las frecuencias y amortiguamientos del primer modo en la dirección longitudinal del espécimen de losa reticular.

NIVEL	EJES (secc. en cms)		
	1	2 y 7	3,4,5 y 6
Sót., 1 y 2	60 x 60	125 x 60	170 x 60
3		125 x 60	170 x 60
4,5 y 6		100 x 60	155 x 60
7 y 8		100 x 60	125 x 60
9 y 10		85 x 60	100 x 60
11 y 12		70 x 60	70 x 60
13 y 14		65 x 60	65 x 60
15		45 x 45	45 x 45

TABLA 5.1 Secciones típicas en columnas.

NIVEL	ALTURA M	PESO T	CORTANTE T	F. LATERAL T
15	49.8	250.14	65.11	65.11
14	46.5	250.14	125.90	60.80
13	43.2	250.14	182.40	56.50
12	39.9	269.09	238.50	56.10
11	36.6	269.09	289.90	51.50
10	33.3	269.09	336.80	46.80
9	30.0	269.09	379.00	42.20
8	26.7	269.09	416.60	37.60
7	23.4	269.09	449.50	32.90
6	20.1	280.46	478.90	29.40
5	16.8	280.46	503.60	24.60
4	13.5	280.46	523.40	19.80
3	10.2	288.04	538.70	15.40
2	6.9	348.46	551.30	12.60
1	4.15	348.46	558.80	7.60

TABLA 5.2 Fuerzas laterales estáticas con  $Q=3.0'$  y  $c=0.40$ .

NIVEL	ALTURA M	DESPLAZAM. M	DESPL. ENTREPISO $\Delta/h$
15	3.30	1.374	0.0135
14	3.30	1.329	0.0153
13	3.30	1.278	0.0210
12	3.30	1.209	0.0282
11	3.30	1.116	0.0345
10	3.30	1.002	0.0327
9	3.30	0.894	0.0354
8	3.30	0.777	0.0363
7	3.30	0.657	0.0372
6	3.30	0.534	0.0372
5	3.30	0.411	0.0363
4	3.30	0.291	0.0318
3	2.75	0.186	0.0327
2	2.75	0.096	0.0207
1	4.15	0.039	0.0094

TABLA 5.3 Desplazamientos de la estructura con el análisis estático lineal.

MODO	PERIODO (seg)	ACELERACION SCT	ESPECTRAL (GALS) CDAF
1	2.72	640	410
2	0.92	240	160
3	0.53	260	130

TABLA 5.4 Ordenada de aceleración espectral para las sismos analizados.

NIVEL	SISMO DE SCT		SISMO DE CDAF	
	DESPLAZ.(M.)	$\Delta/h$	DESPLAZ.(M.)	$\Delta/h$
15	1.63	0.015	1.04	0.009
14	1.58	0.018	1.01	0.012
13	1.52	0.024	0.97	0.015
12	1.44	0.036	0.92	0.021
11	1.32	0.039	0.85	0.027
10	1.19	0.039	0.76	0.021
9	1.06	0.042	0.68	0.021
8	0.92	0.036	0.59	0.030
7	0.77	0.045	0.49	0.027
6	0.62	0.042	0.40	0.027
5	0.48	0.042	0.31	0.027
4	0.34	0.039	0.22	0.027
3	0.21	0.036	0.13	0.022
2	0.11	0.024	0.07	0.015
1	0.04	0.011	0.03	0.007

TABLA 5.5 Desplazamientos de la estructura con el análisis modal espectral.

SECCION	$f'c$ kg/cm <sup>2</sup>	$M_y$ T.m	$\Theta_y$ rad	P axial T.
45 x 45	250	40	0.00407	105
60 x 60	350	98	0.00267	91
60 x 65	250	120	0.00304	214
60 x 70	250	160	0.00325	327
60 x 85	300	330	0.00341	228
60 x 100	350	360	0.00212	380
60 x 100	300	300	0.00191	440
60 x 125	350	600	0.00181	565
60 x 155	350	830	0.00131	733
60 x 170	350	980	0.00117	914

TABLA 5.6 Momentos y rotaciones de fluencia en columnas.

TIPO	SECCION	M T.m	$M_{b=1}$ T.m	$P_{b=1}$ T	$P_{com}$ T.	$P_{can}$ T.
1	45 x 45	43	45	283	552	61
2	60 x 60	61	88	420	1314	121
3	60 x 70	160	164	350	1183	146
4	60 x 100	310	330	620	1890	180
5	60 x 125	434	666	904	2907	338
6	60 x 170	1016	1097	1254	3726	277

TABLA 5.7 Puntos que definen la curva P - M de las columnas.

TIPO	$M_D$ T.M	$M_{\nu}^+$ T.M	$M_{\nu}^-$ T.M	$M_{\nu}^+$ T.M	$M_{\nu}^-$ T.M
1	30.05	22.50	53.00	44.66	70.6
2	58.60	19.23	54.13	66.15	95.8
3	69.20	19.23	59.95	75.17	109.8
4	69.20	19.23	48.31	75.17	99.9
5	28.97	24.72	89.04	45.64	100.3
6	58.60	27.00	100.70	72.76	135.4
7	69.20	23.31	100.67	78.63	144.4
8	69.20	27.00	113.80	81.77	155.5
9	46.50	27.00	89.04	62.48	115.2
10	30.05	24.72	71.58	46.55	86.4
11	21.90	19.23	31.48	34.96	45.4
12	21.90	19.23	31.48	34.96	74.5

TABLA 5.8 Momentos de flexión, desbalanceo y de fluencia para los diferentes tipos de secciones de losa considerados.

NIVEL	TIEMPO seg	DESPL. m.	$\Delta/h$
15	39.22	0.475	0.009
14	39.18	0.445	0.012
13	39.08	0.406	0.015
12	39.04	0.358	0.018
11	39.02	0.299	0.018
10	39.00	0.241	0.013
9	38.98	0.199	0.010
8	38.98	0.165	0.009
7	38.98	0.136	0.008
6	38.98	0.110	0.007
5	38.98	0.085	0.007
4	38.98	0.061	0.006
3	38.98	0.039	0.005
2	38.98	0.021	0.004
1	38.98	0.009	0.002

TABLA 5.9 Desplazamientos máximos de la estructura con el análisis dinámico no lineal.

ELEMENTO MECANICO	ANALISIS ESTATICO ELASTICO		ANALISIS DINAMICO INELASTICO	
	elemento estruct.	valor	elemento estruct.	valor
Momento máx. cols. (T.M)	D-4,Niv.1	814.3	D-4,Niv.1	567.0
Fuerza axial cols. (T.)	D-4,Niv.1	862.0	D-3,Niv.1	912.0
Cortante máx.cols. (T.)	D-4,Niv.1	115.0	D-4,Niv.1	83.7
Momento máx. losa (T.M)	4-5,Niv.6	183.0	4-5,Niv.9	136.3
Cortante máx.loza (T.)	4-5,Niv.6	68.2	4-5,Niv.9	55.3

TABLA 5.10 Elementos mecánicos máximos en los análisis estático y dinámico.

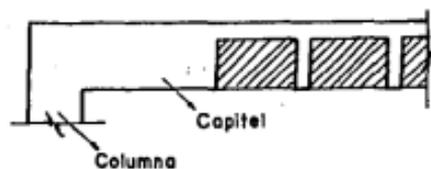
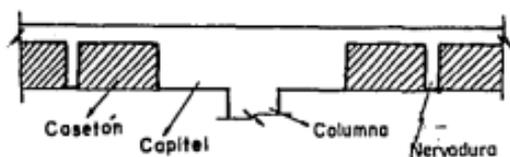
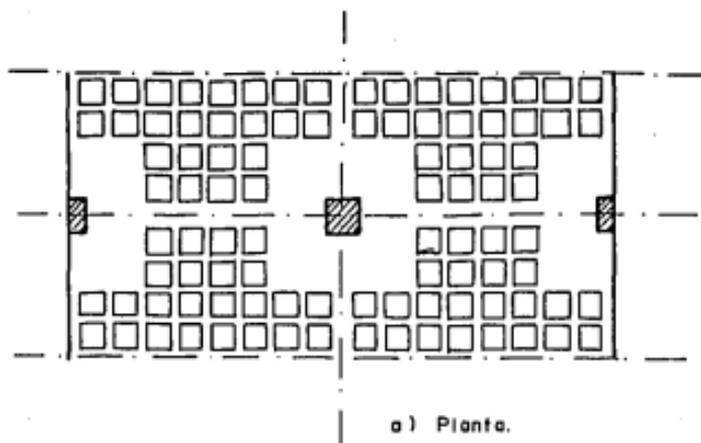
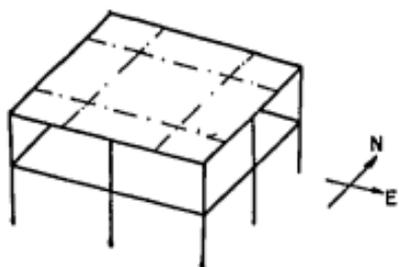
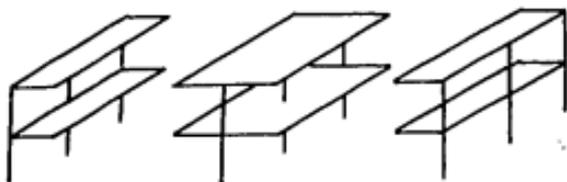


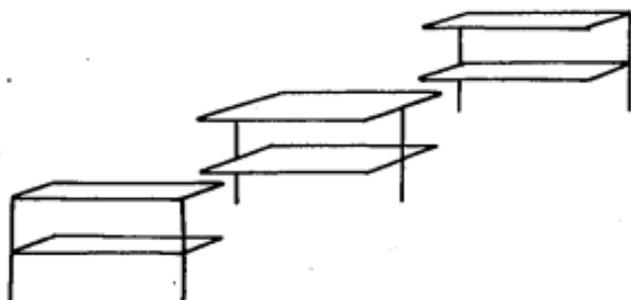
FIGURA 2.1 Loso Reticular Típico.



a) Estructura completa.

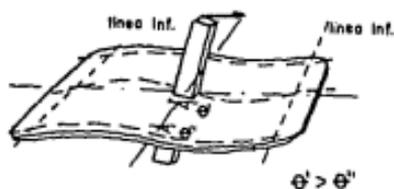


b) Marcos Planos Dirección N-S.



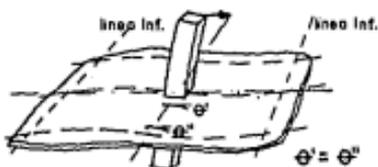
c) Marcos Planos Dirección E-W

FIGURA 2.2 Idealización Como Marcos Planos.

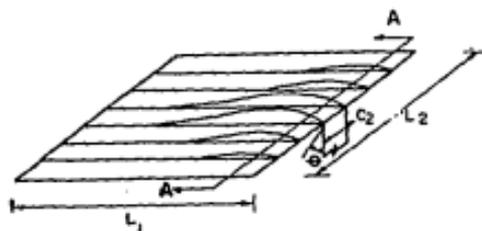


Rotación elemento loso-columna.

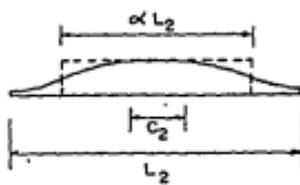
FIGURA 2.3



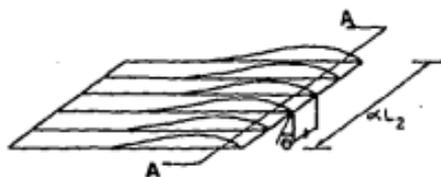
Rotación elemento viga-columna.



a) Rotación en  $L_2$

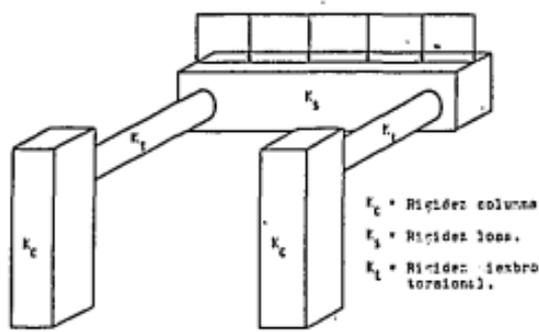


b) Rotación en sección A-A

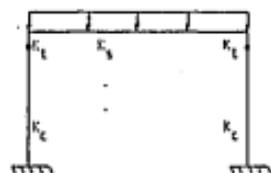


c) Ancho equivalente.

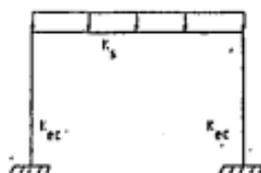
FIGURA 2.4 Ancho de Losa Equivalente. (Ref. 4)



a) Miembro del marco.



(b) Rigidez torsional en serie con las columnas.



(c) Marco equivalente.

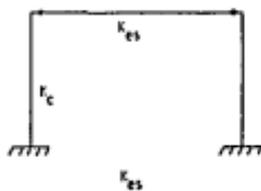
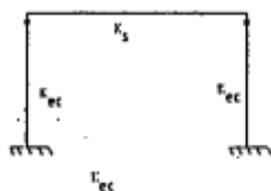


FIGURA 2.5 Marco Equivalente.  
(Ref. 38).

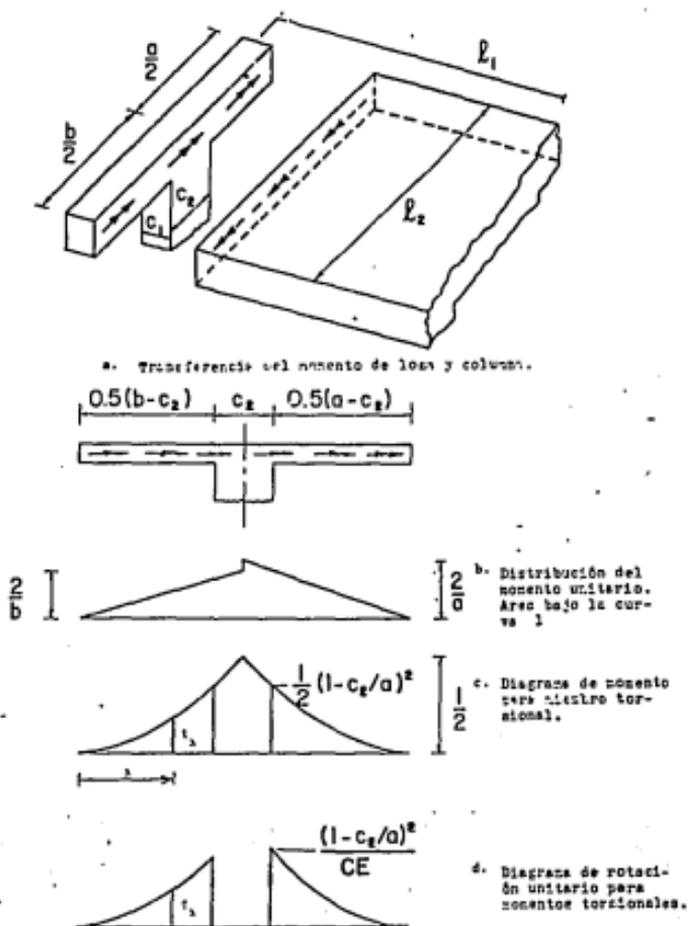


FIGURA 2.6 Obtención de la Rigidez Torsional.  
(Ref. 3B).

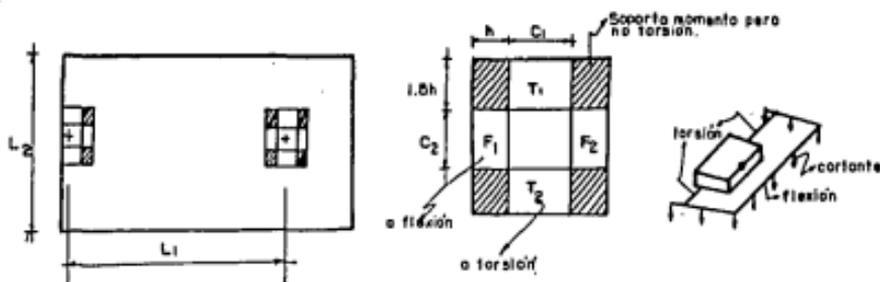
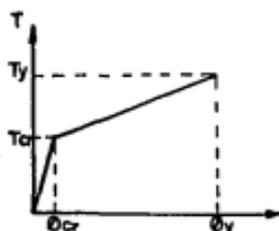
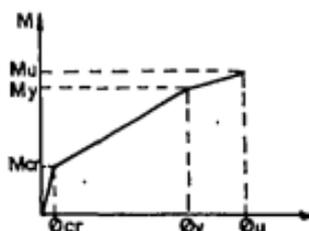


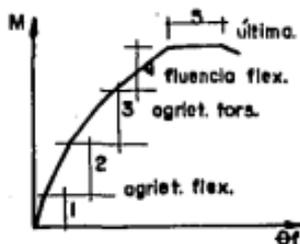
FIGURA 2.7 Modelo de "Vigas Cortas". (Ref.38).



a) Curva para elemento torsional.



b) Curva para elemento a flexión.



b) Curva Momento-Rotación

Nota:  
 cr = agrietamiento.  
 y = fluencia.  
 u = última.  
 θ = curvatura.  
 T = momento torsionante  
 M = momento.

FIGURA 2.8 Comportamiento de una conexión típica. (Ref.38)

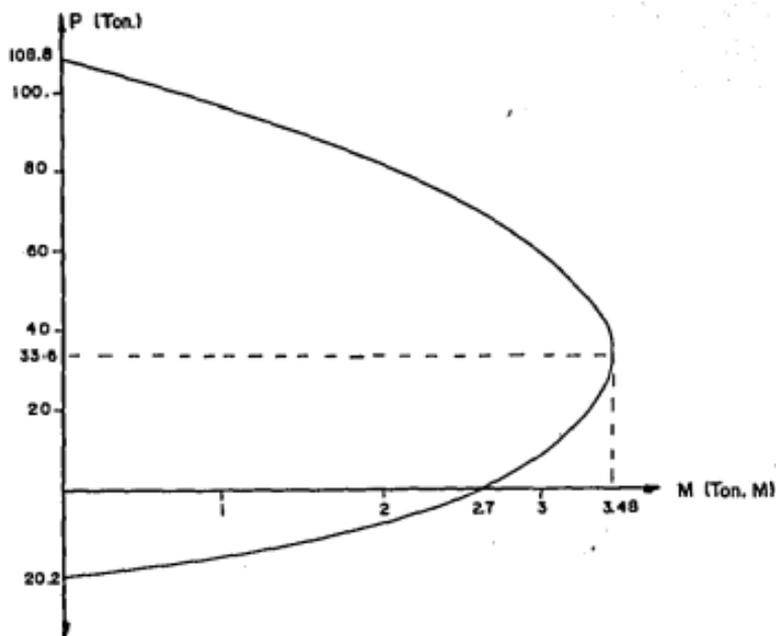


FIGURA 2.9 Superficie de Interacción de columnas.

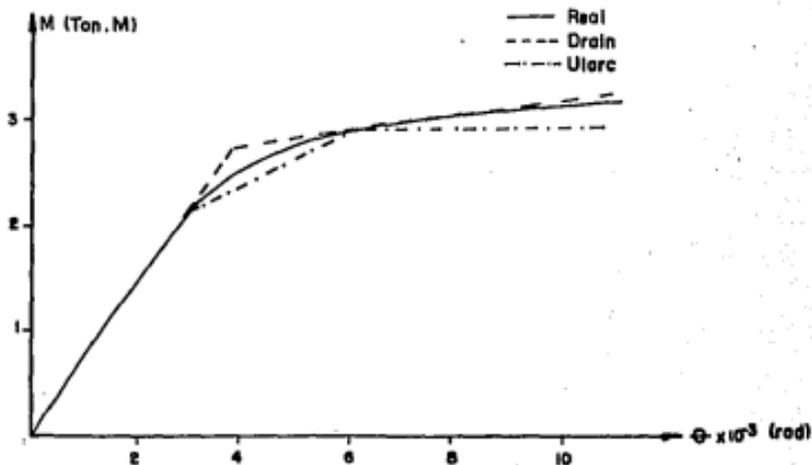


FIGURA 2.10 Diagramas momento-rotación de columnas.

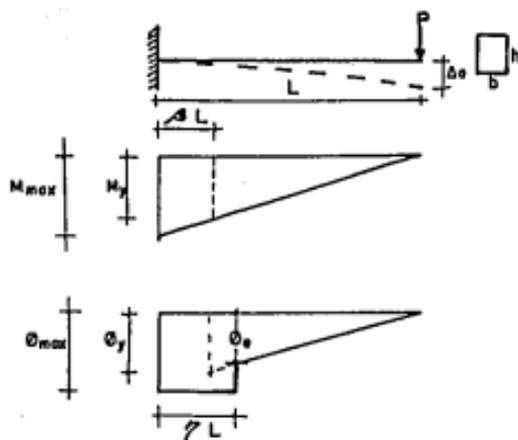


FIGURA 2.11 Diagrama de distribución de curvatura.

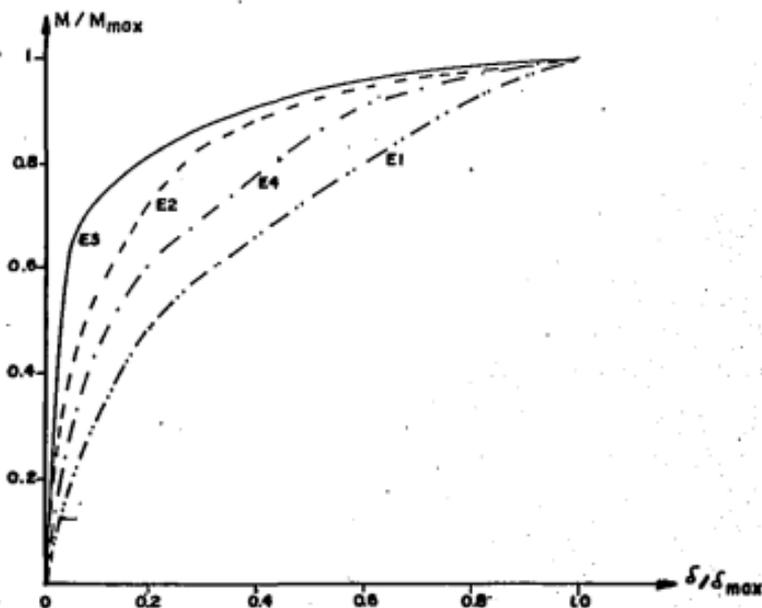


FIGURA 2.12 Diagramas  $M-\delta$  de varios conexiones.

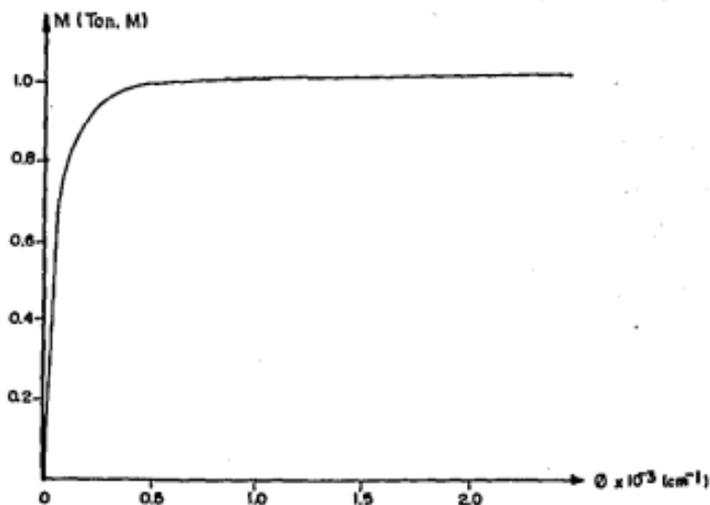


FIGURA 2.13 Momento - Curvatura del espécimen E-3.

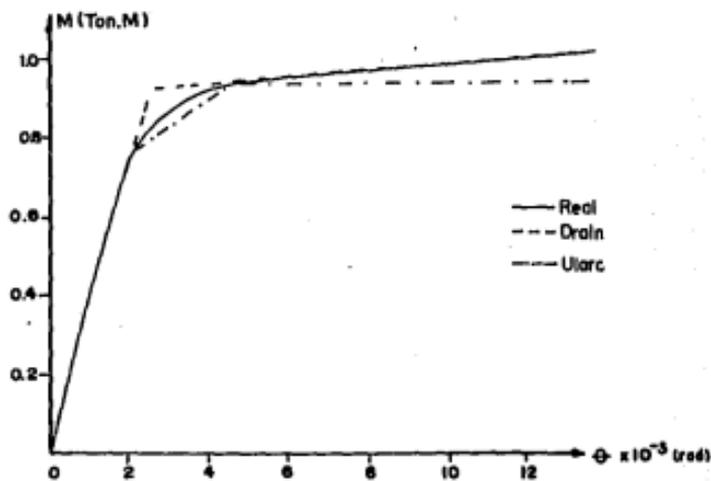


FIGURA 2.14 Momento - Rotación del espécimen E-3.

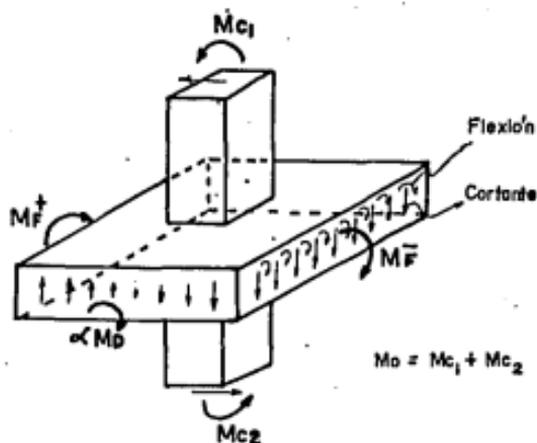


FIGURA 2.15 Fuerzas y Momentos actuantes en una conexión losa-columna. (Ref. 31)

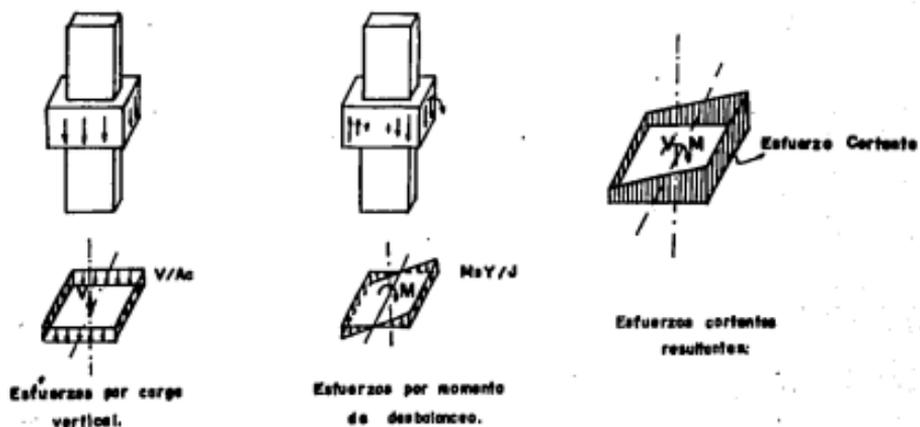


FIGURA 2.16 Esfuerzos cortantes en la conexión losa-columna. (Ref. 31)

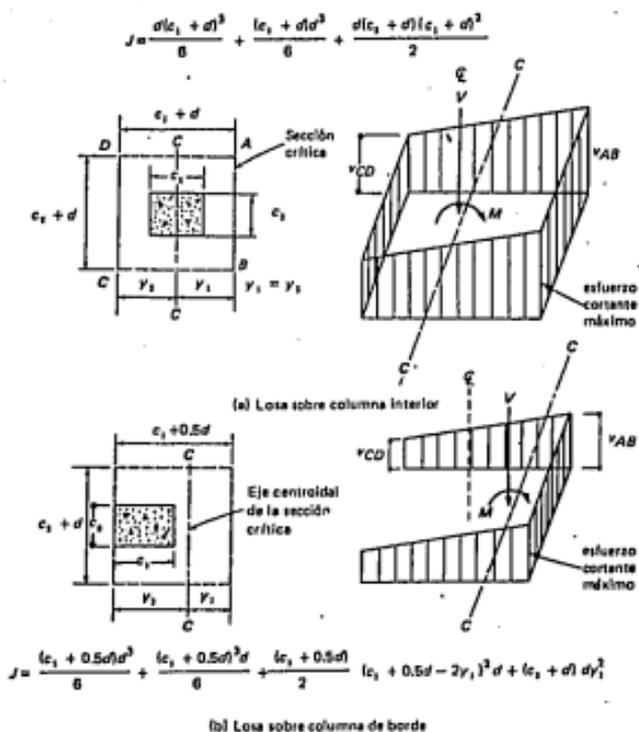


FIGURA 2.17 Parámetro J en columnas interior y de borde. (Ref. 29)

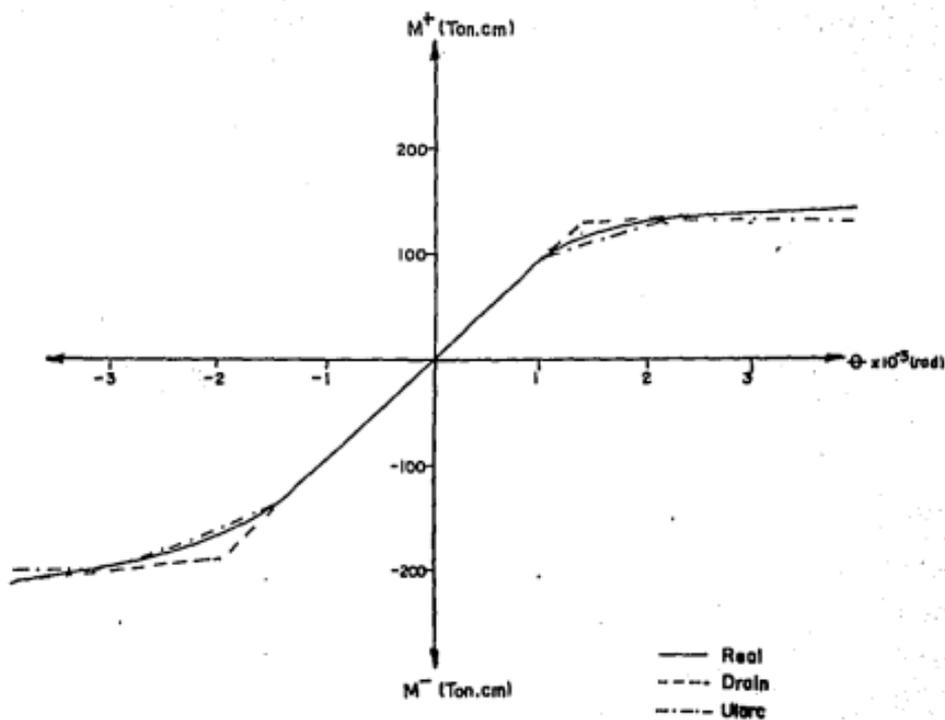
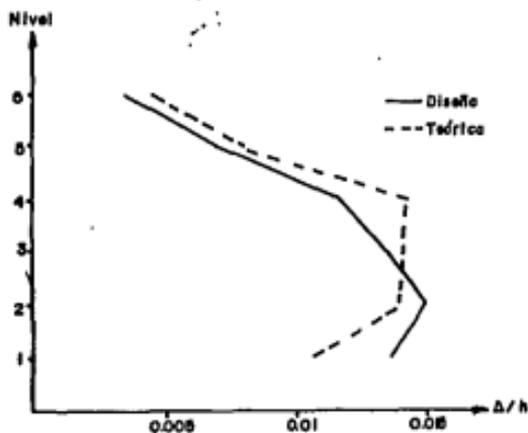
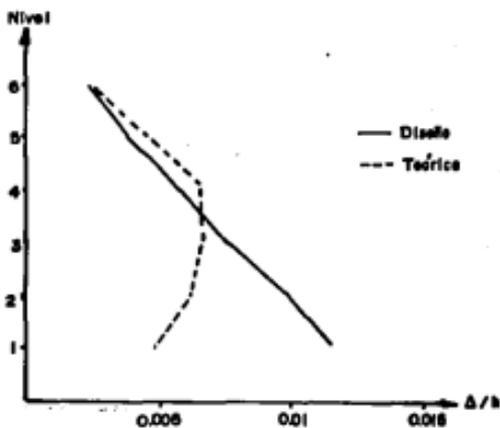


FIGURA 2.1B Diagrama Momento - Rotación de la conexión del Especimen de ensayo.



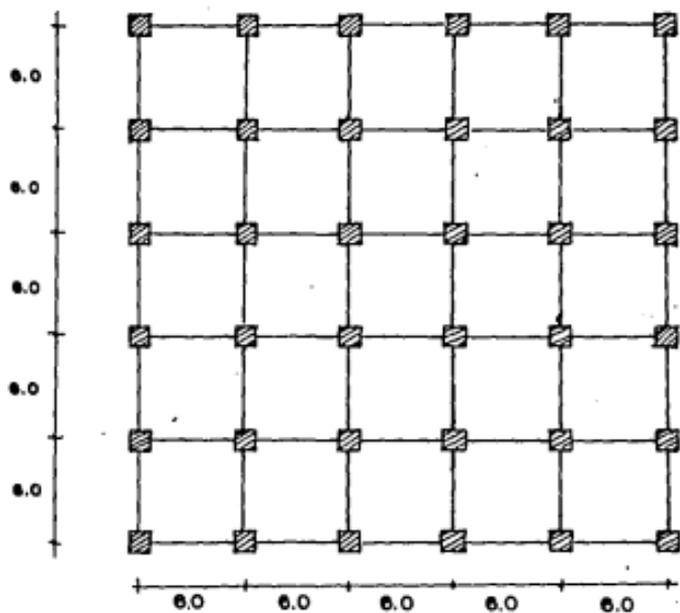
a) Para  $\Delta/h = 0.016$



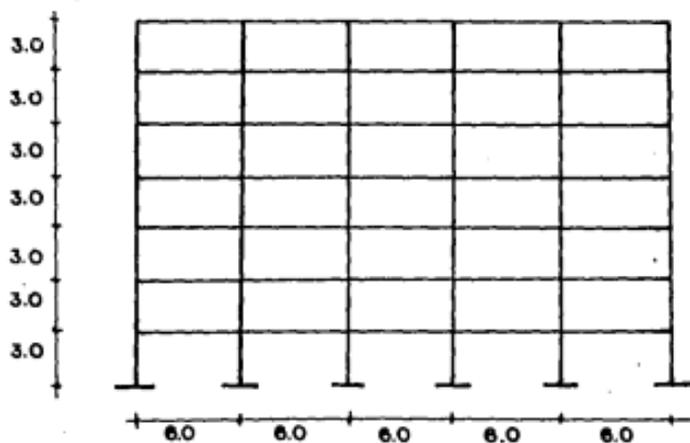
b) Para  $\Delta/h = 0.008$

FIGURA 219 Máxima deformación de entropiso. (Ref.8)

FIGURA 3.1 Edificio Prototipo de 7 Niveles. (RDF-76)



a) Planta.



b) Elevación Marco Típico.

(medidas en mts.)

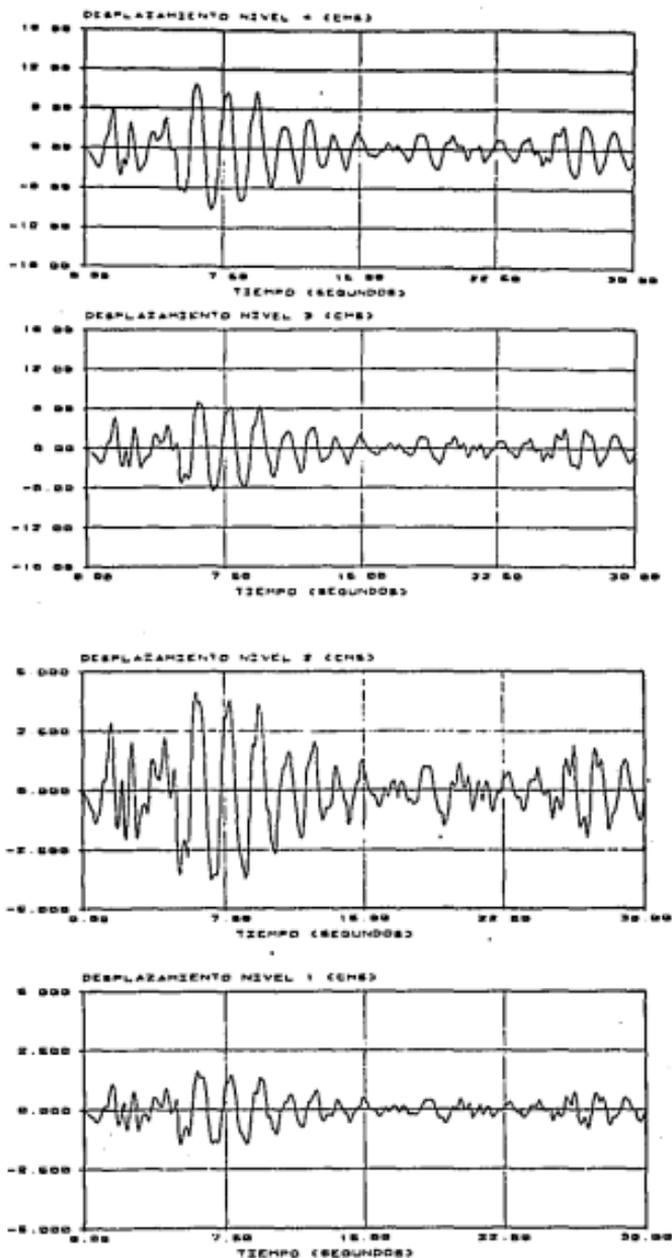


FIGURA 3.2 Desplazamiento Niveles 1 a 4. Sismo El Centro. Edificio Prototipo de 7 niveles.

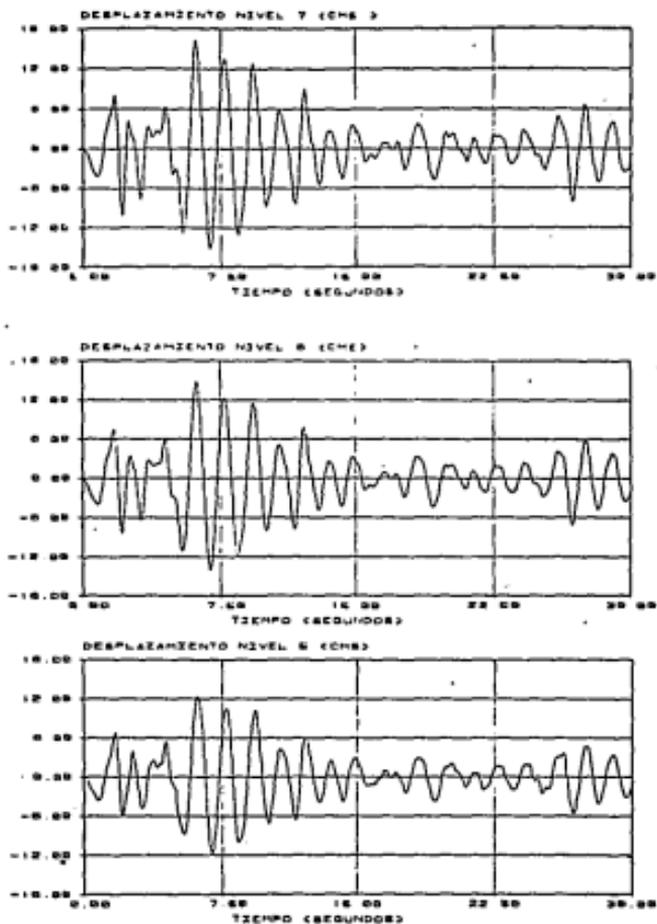


FIGURA 3.3 Desplazamiento Niveles 5 a 7, Sismo El Centro- Edificio Prototipo de 7 niveles.

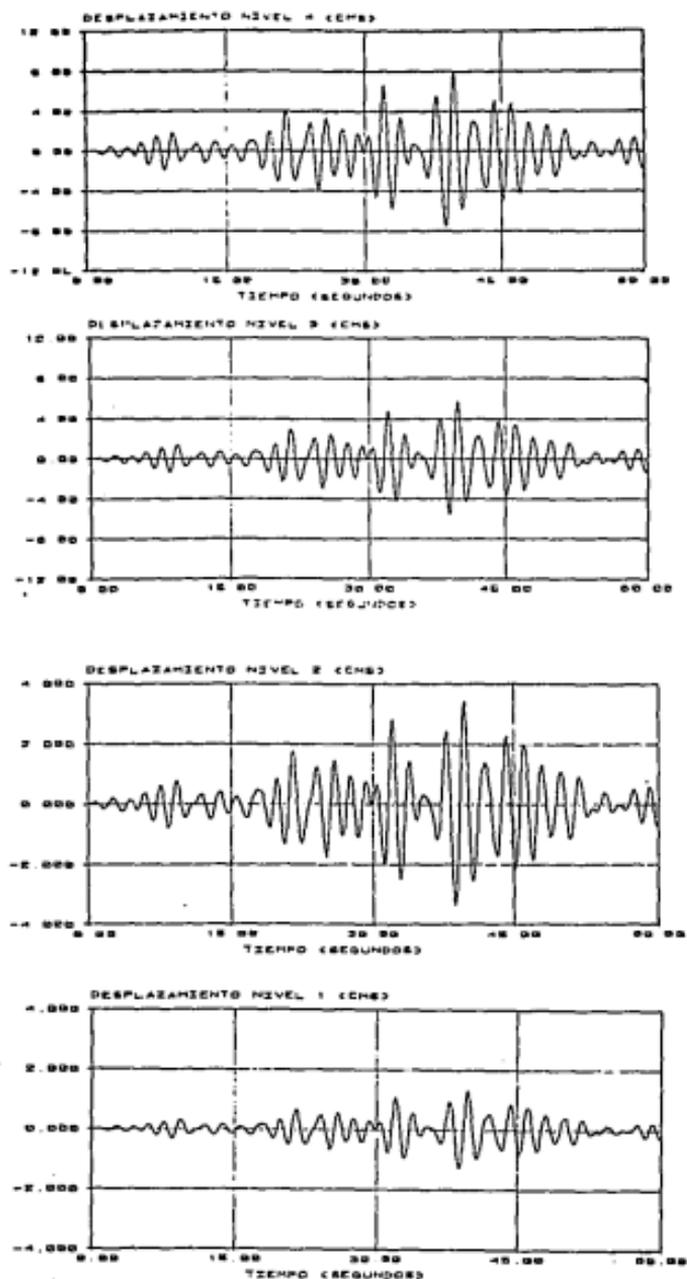


FIGURA 3.4. Desplazamiento Niveles 1 a 4. Sismo SCT.mod. Edificio Prototipo de 7 niveles.

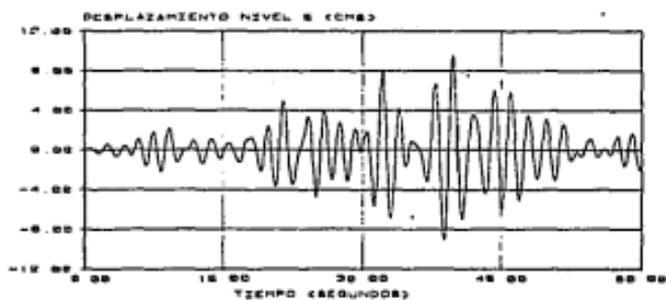
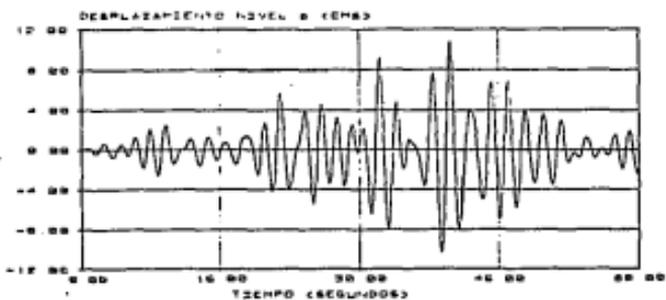
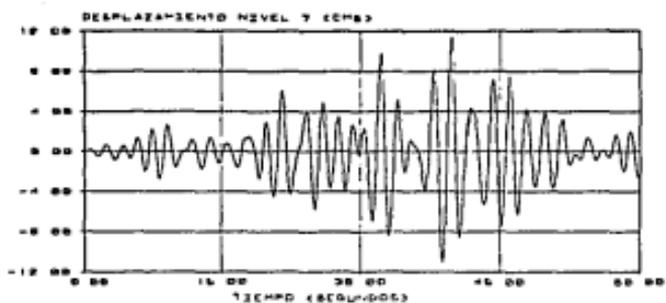
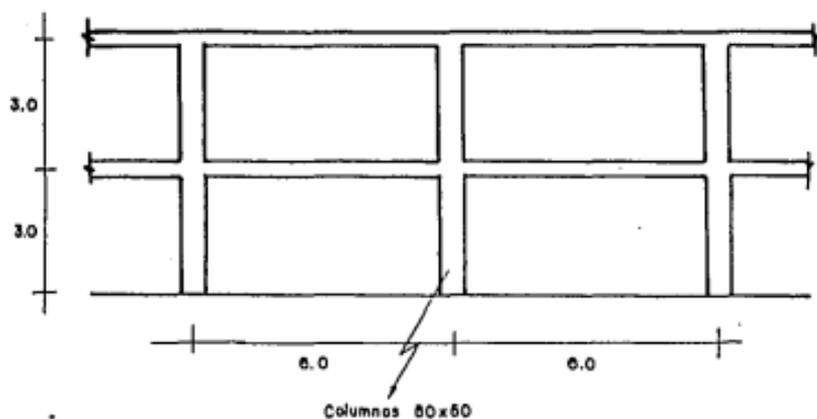
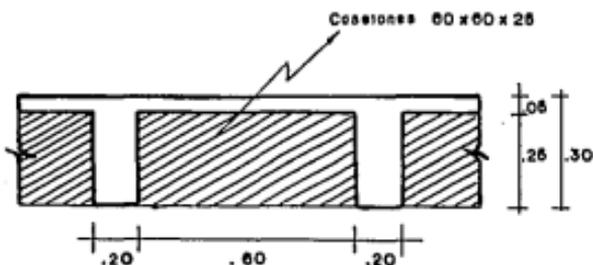


FIGURA 3.5 Desplazamiento Niveles 5a7. Sismo SCTmod.  
Edificio Prototipo de 7 niveles.

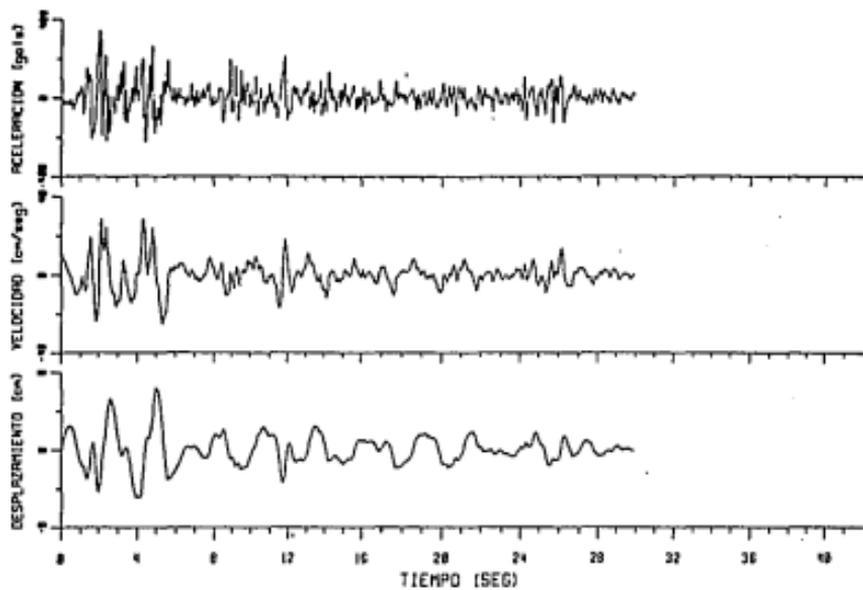


a) Elevación.



b) Detalle losa.

FIGURA 3.6 Dimensiones prototipo de 2 niveles. Normas D.F. 1987.



ESPECTRO DE RESPUESTA RMOR1 (Z) 0.2.5.10.20

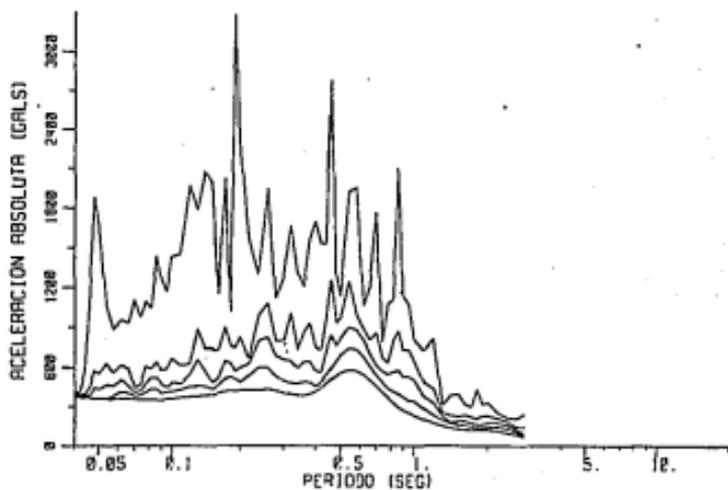
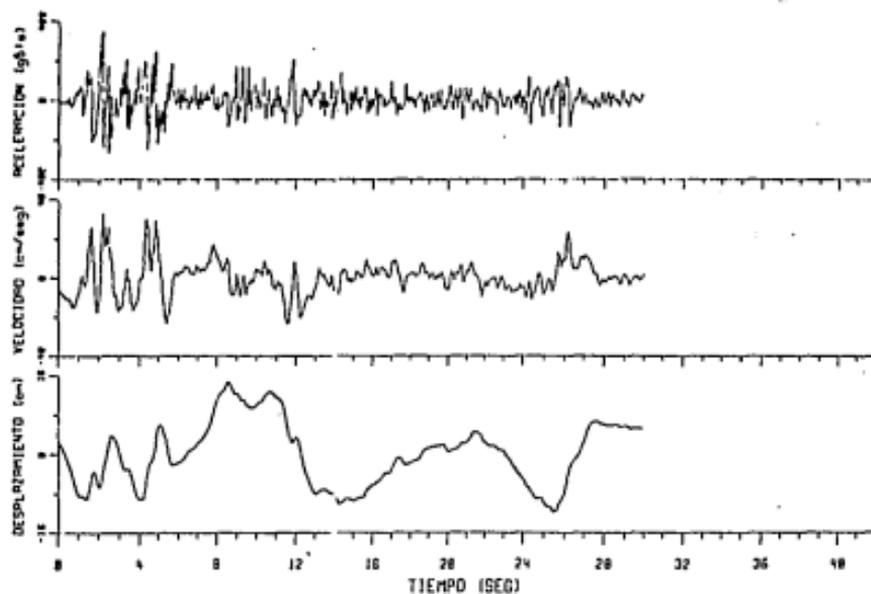


FIGURA 3.7. Sismo El Centro filtrado.



ESPECTRO DE RESPUESTA RMDT (X) 0.2.5.10.20

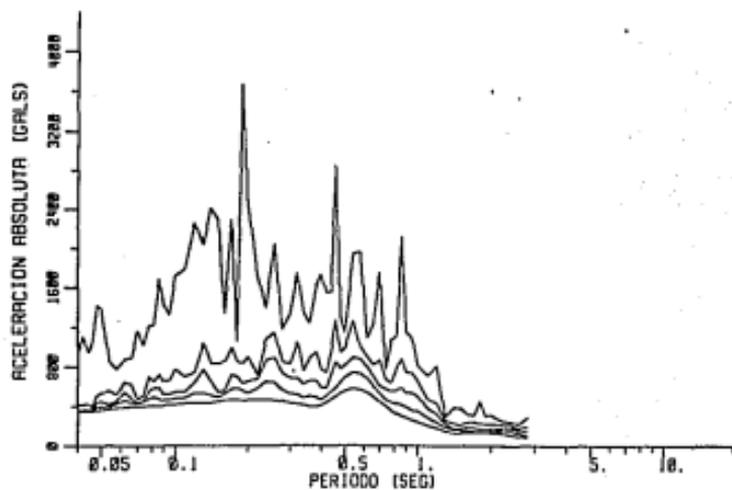
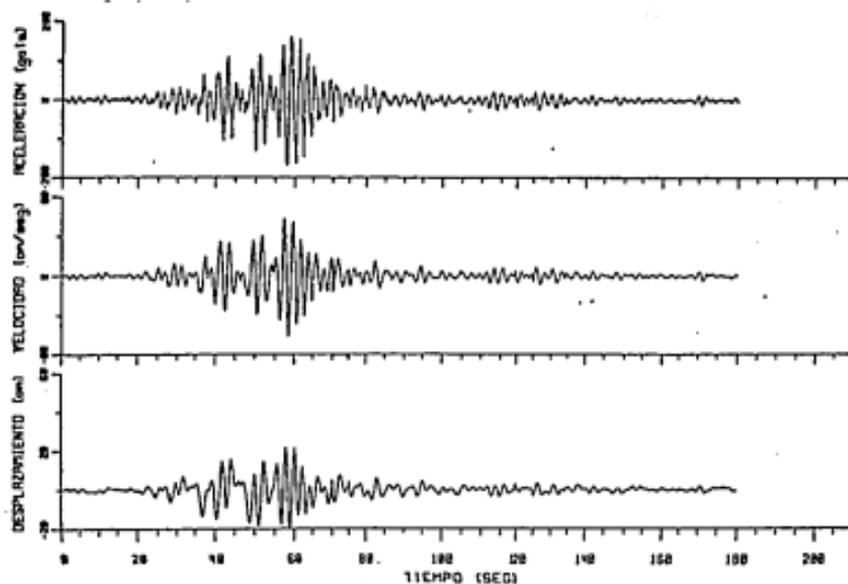


FIGURA 3.8. Sismo El Centro sin filtrar.



ESPECTRO DE RESPUESTA R=0.2 (Z) 0.2.5.10.20

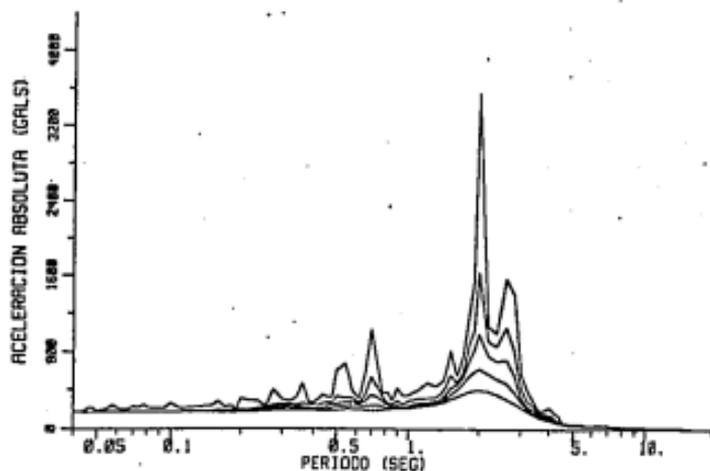


FIGURA 3.9. Sismo SCT. Componente N-S.  
(Sismo original)

FIGURA 4.1 Zona reproducida en el espécimen.

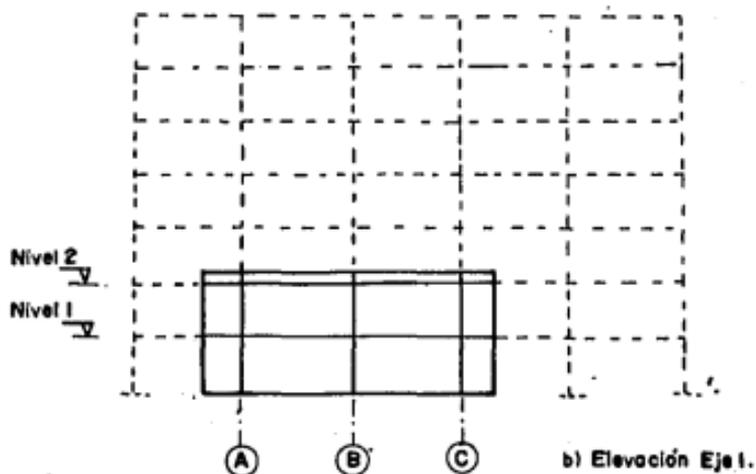
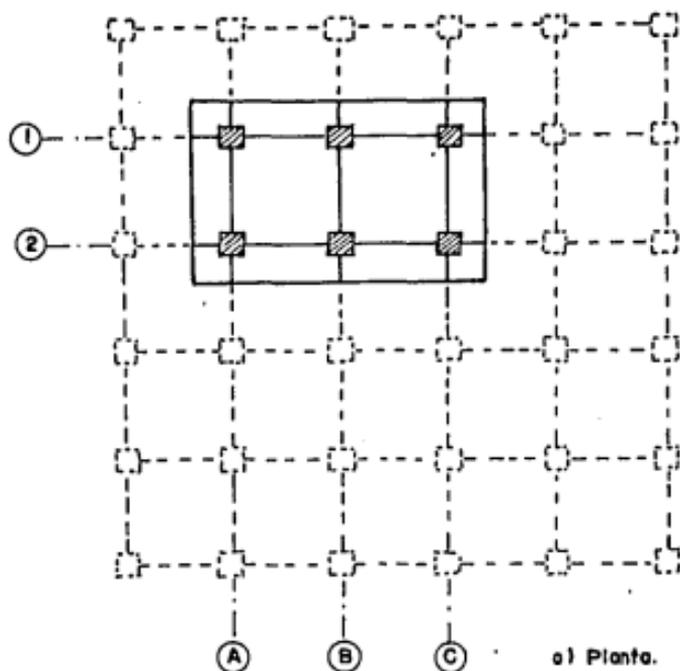
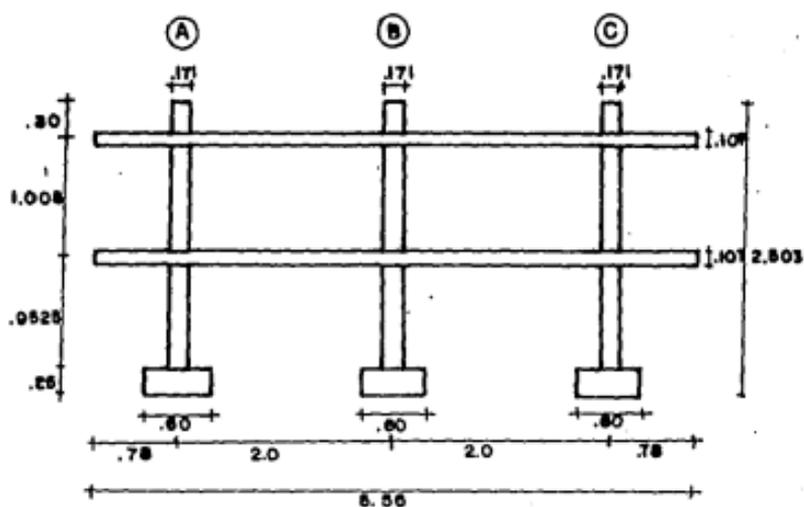
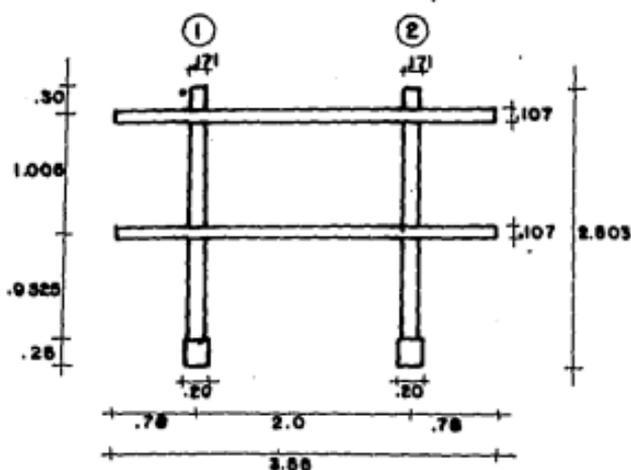


FIGURA 4.2 Dimensiones finales del modelo.



a) Elevación Eje 1.

Escr: 80



b) Elevación Eje A.

(medidos en mts.)

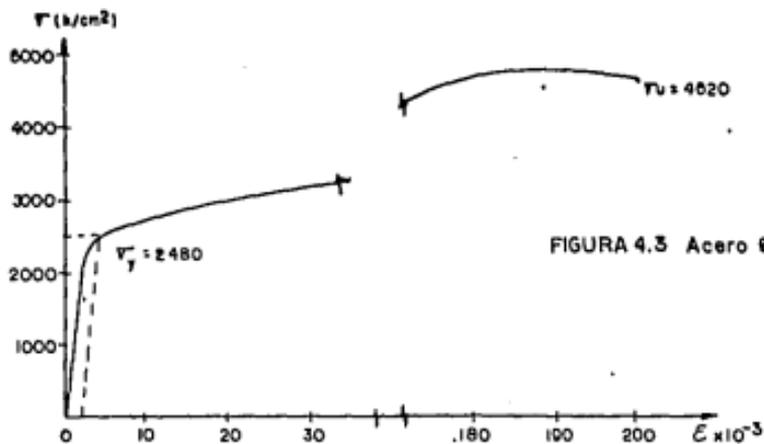


FIGURA 4.3 Acero Ø 1/4"

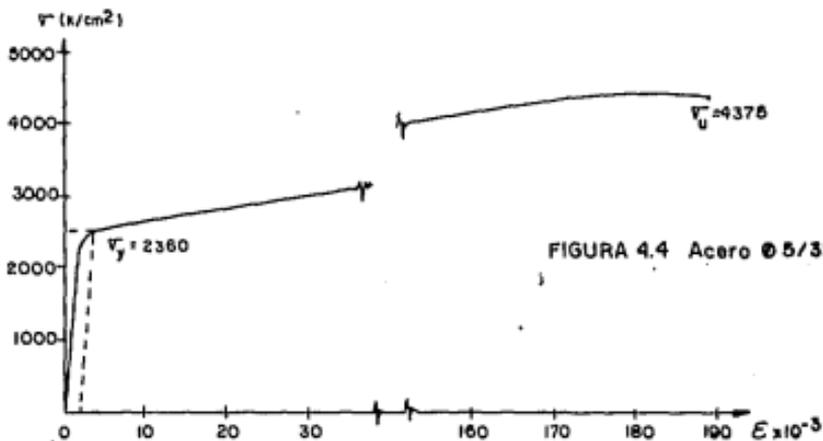


FIGURA 4.4 Acero Ø 5/32"

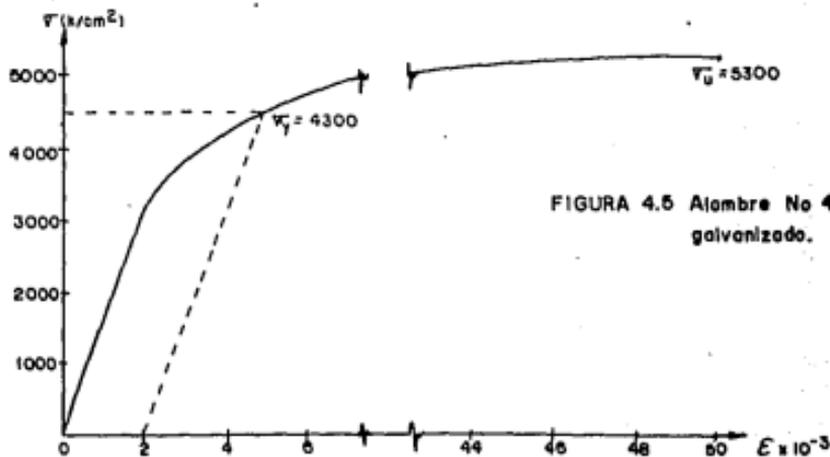
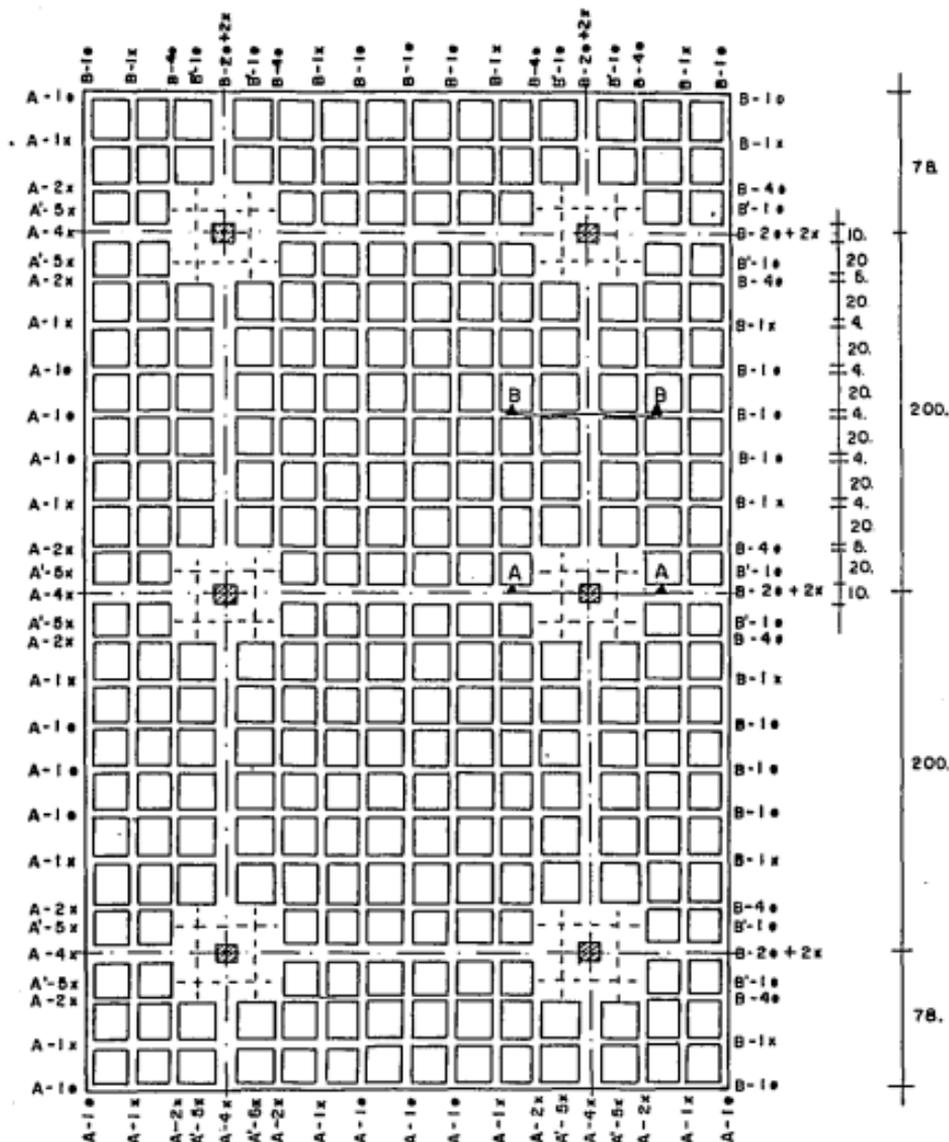


FIGURA 4.5 Alambre No 4 galvanizado.

FIGURA 4.6 Detalle armado de la losa del modelo.



Convenciones:

A- Refuerzo lecho superior de extremo a extremo de la losa.

(medidas en cms.)

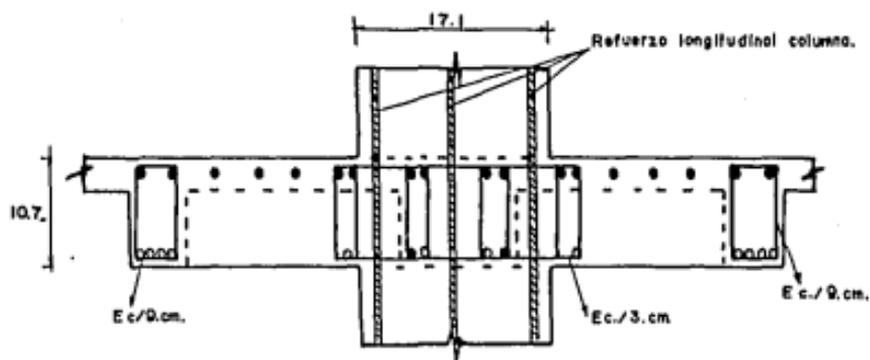
B- Refuerzo lecho inferior de extremo a extremo de la losa.

A'- Refuerzo lecho superior en capitel.

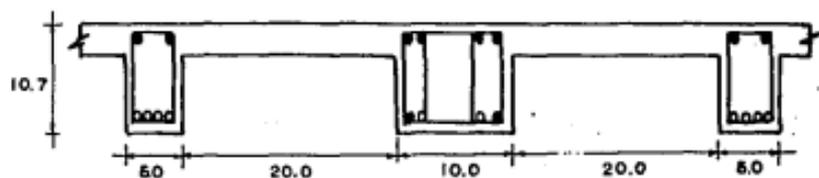
B'- Refuerzo lecho inferior en capitel.

e Borros No. 125.

x Borros No. 2.



CORTE A-A

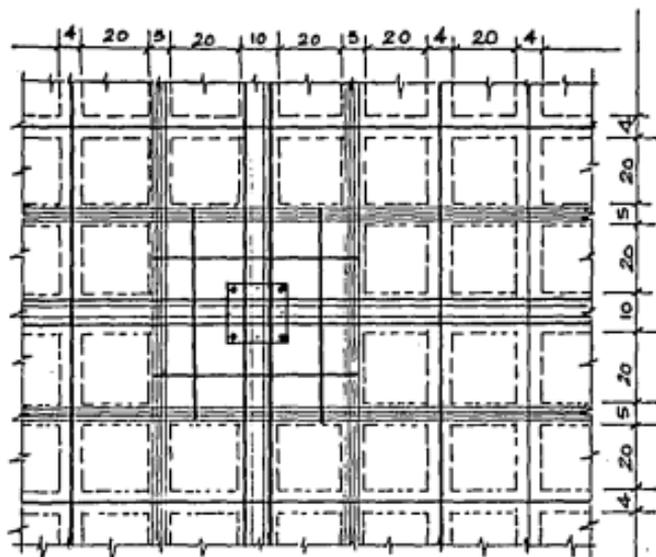


CORTE B-B

NOTA: ● Varillas  $\varnothing 1/4"$

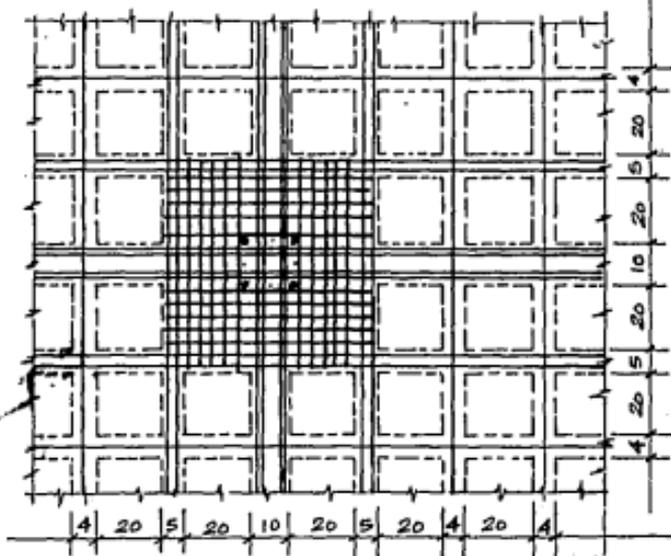
○ Varillas  $\varnothing 5/32"$

FIGURA 4.7a. Detalles del armado de losa.



Detalle armado inferior de la losa.

-  Casetón
-   $\phi = 1/4''$
-   $\phi = 5/32''$



Detalle armado superior de la losa.

FIGURA 4.7 b. Detalles armado losa.

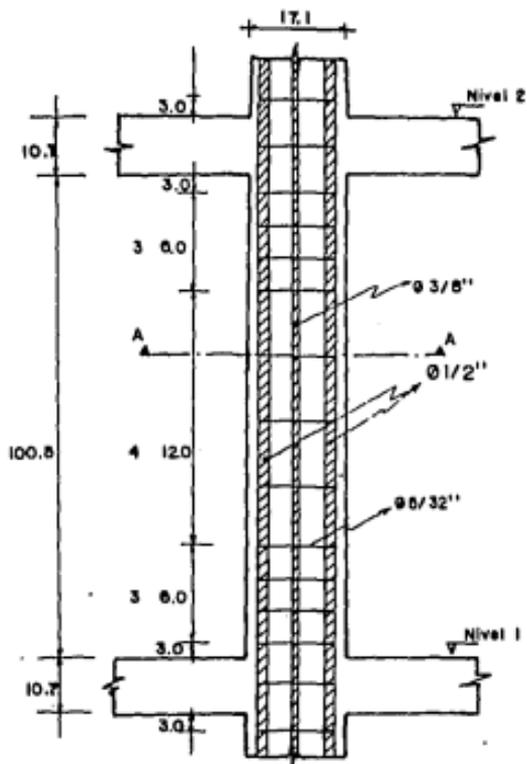
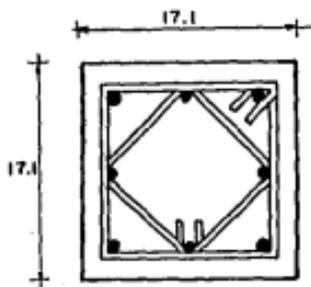


FIGURA 4.8 Detalle armado columna.

(medidas en cms.)



Corte A - A

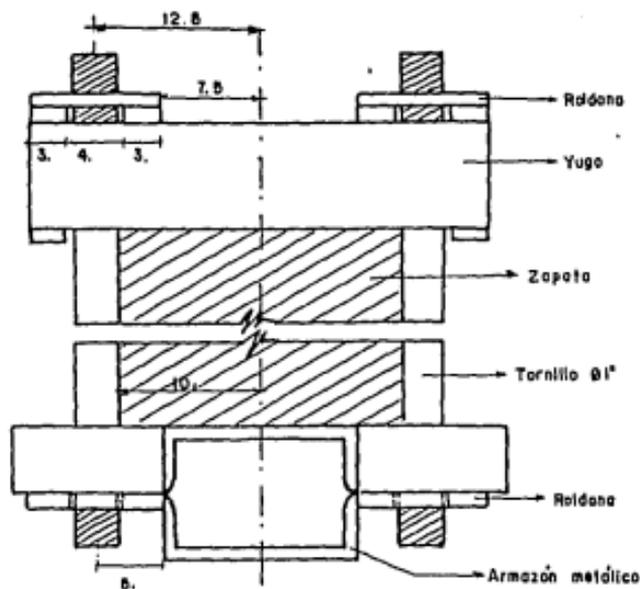


FIGURA 4.9a. Detalle armazón metálica.

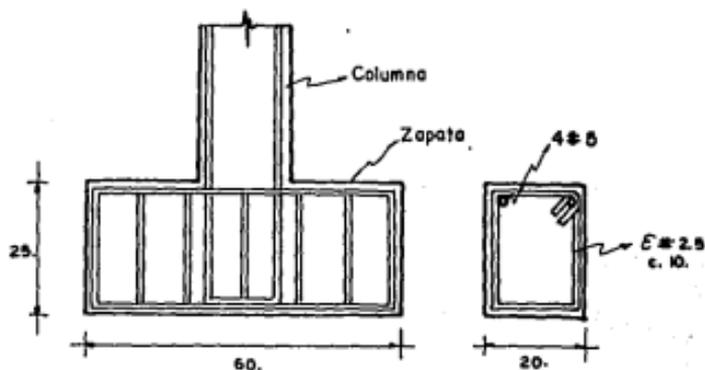


FIGURA 4.9b. Detalle armado zapatas.

(medidas en cm.)

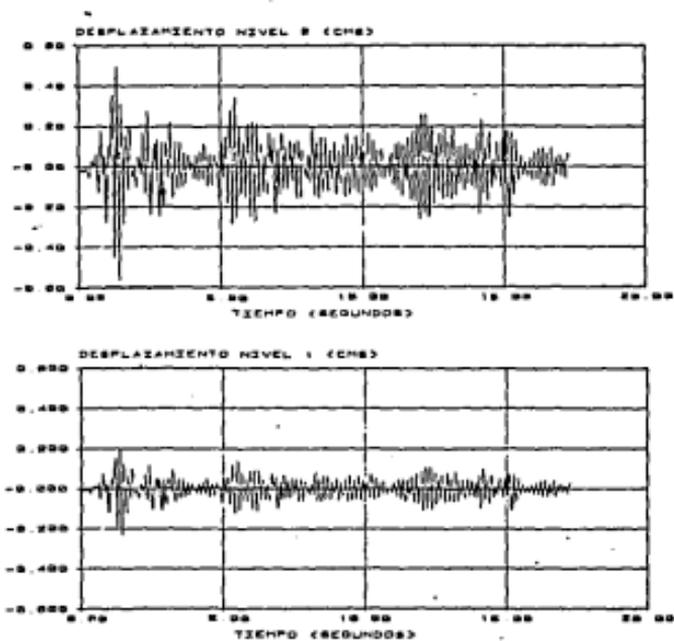


FIGURA 4.10 Desplazamientos del espécimen.  
Sismo de El Centro.

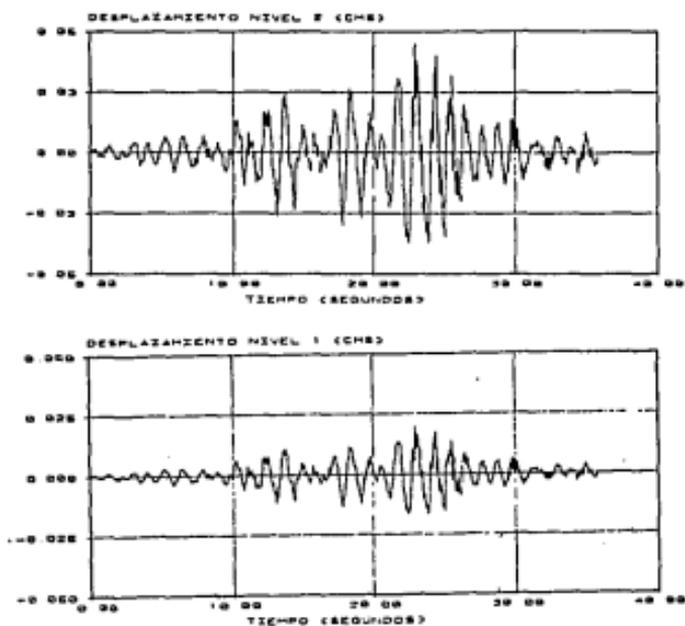


FIGURA 4.11 Desplazamientos del espécimen.  
Sismo SCT.(modificado)

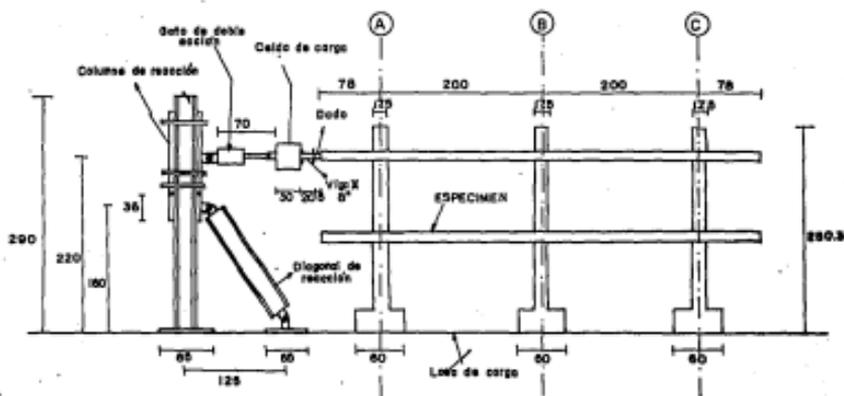
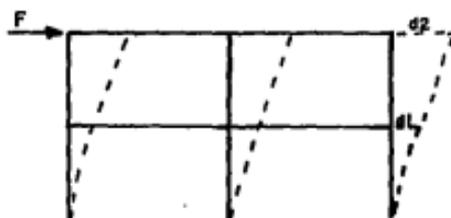
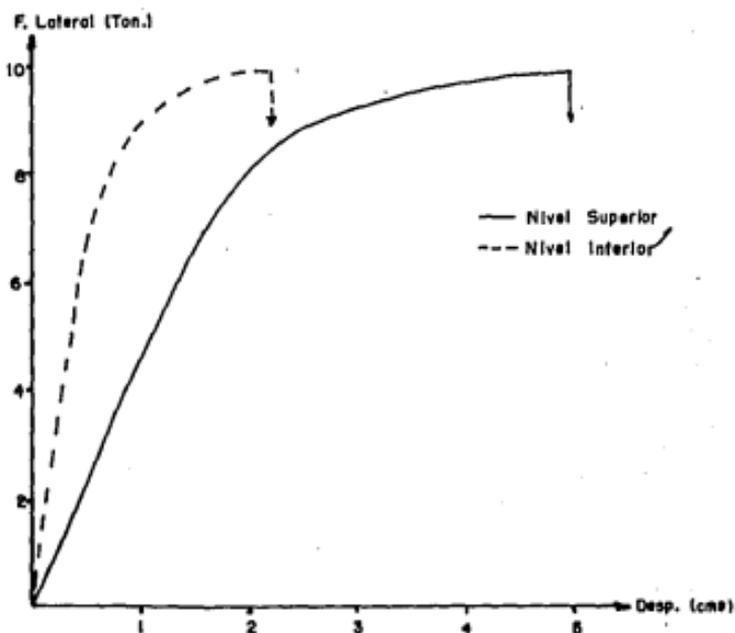


FIGURA 4.12 Dispositivo del Ensayo Estático.

(medidas en cm)



$$d_2 = 4.95 \text{ cm.}$$

$$d_1 = 2.19 \text{ cm.}$$

$$F. \text{ de colapso} = 9.92 \text{ Ton.}$$

FIGURA 4.13 Gráfica Fuerza - Desplazamiento del espécimen sometido a carga lateral en el nivel superior.

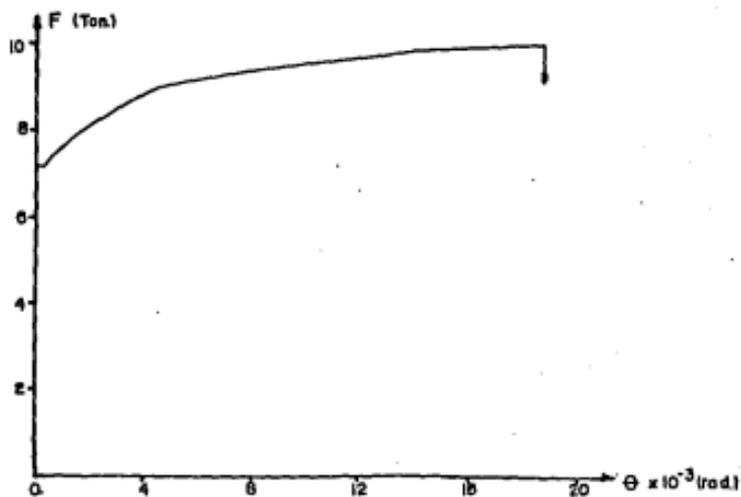


FIGURA 4.14 a. Fuerza - Rotación plástica\* de la columna central inferior del espécimen.

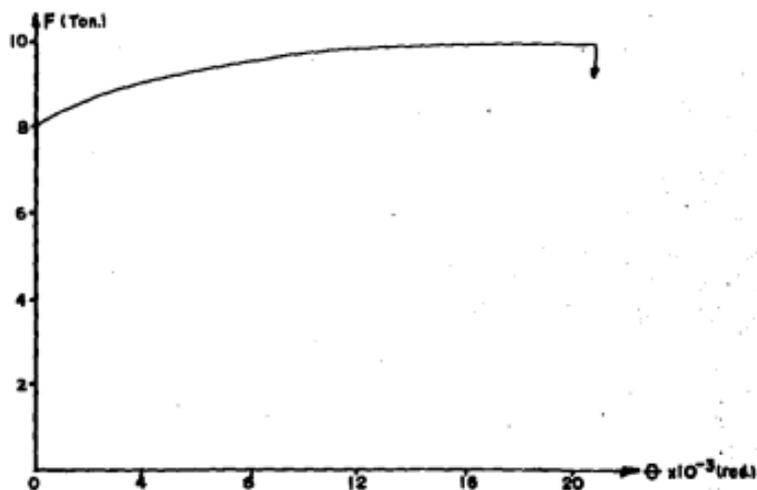
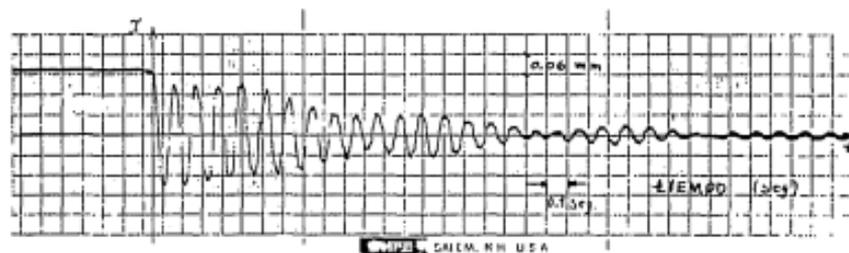


FIGURA 4.14 b. Fuerza - Rotación plástica\* de la base del nivel inferior del espécimen.

\* Rotación más allá del intervalo elástico.

a) Registro de desplazamientos.



b) Registro de aceleraciones.

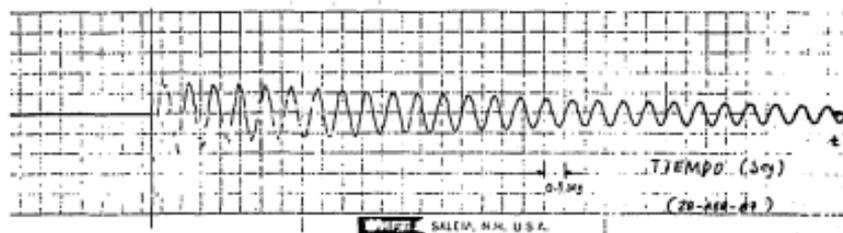
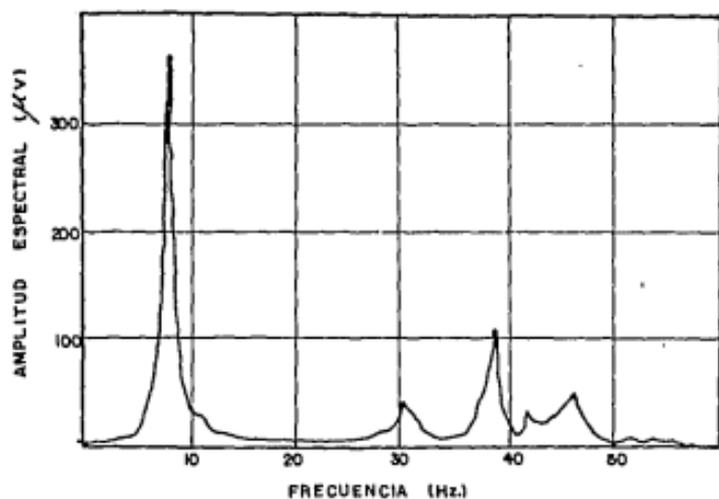
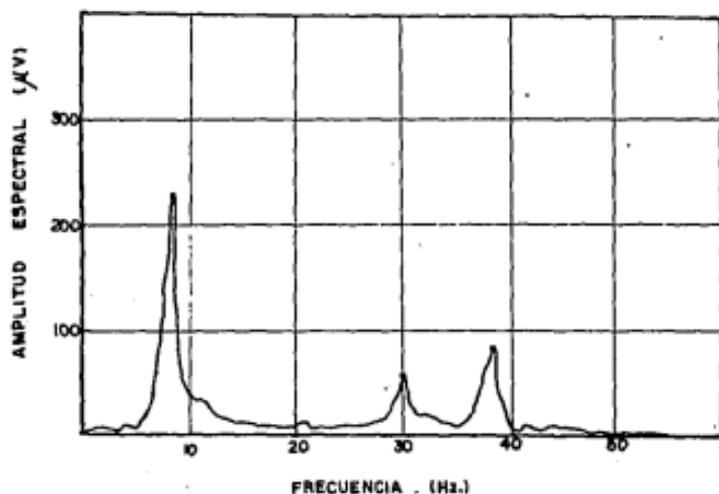


FIGURA 4.15 Resultados típicos obtenidos con un ensayo de vibración libre en el modelo de losa reticular. Sentido Longitudinal.



a) 2° Nivel.



b) 1° Nivel.

FIGURA 4.16 Amplitudes del analizador de espectros obtenidas con vibración ambiental del modelo, Dirección longitudinal.

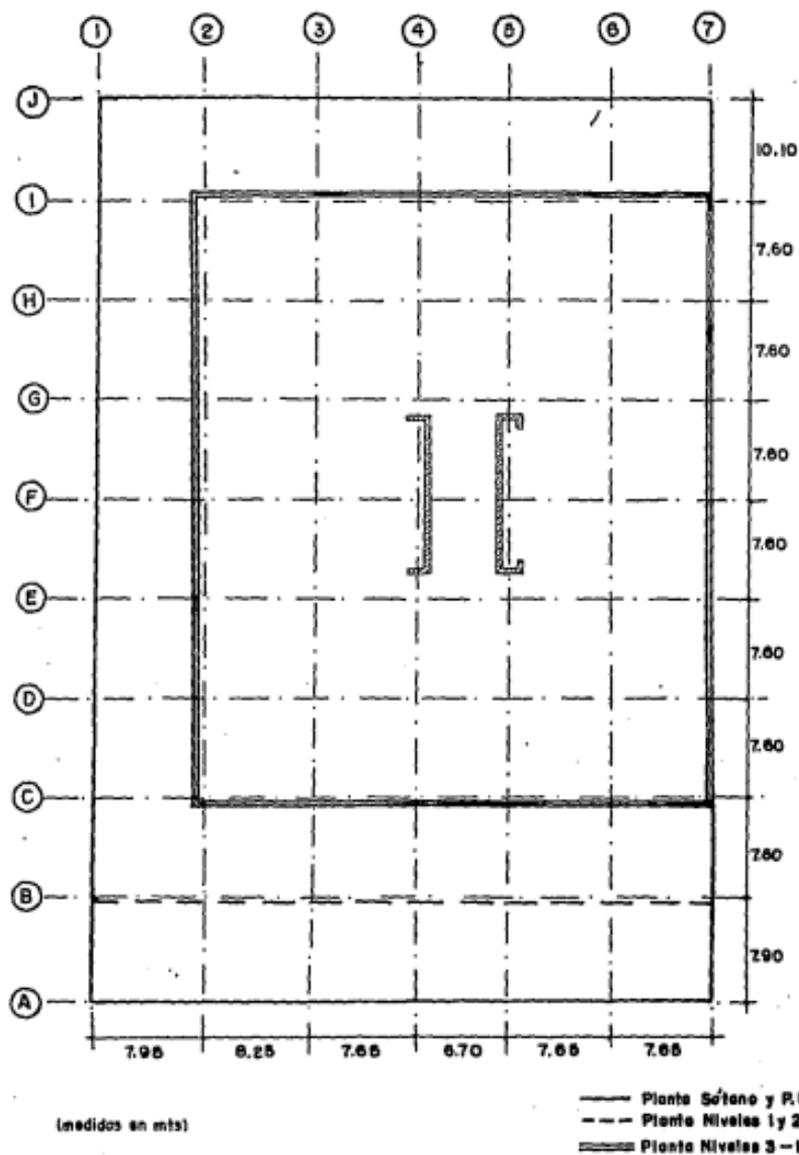


FIGURA 5.1 Plantas generales del Edificio analizado.

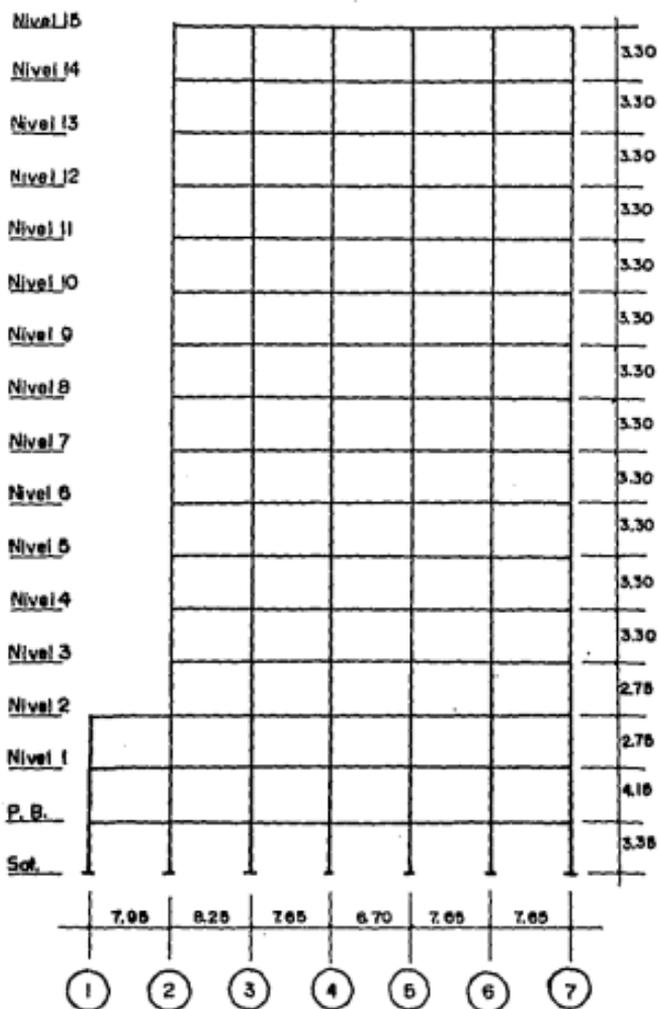


FIGURA 5.2 Elevación marco Eje D.

(medidas en mts)

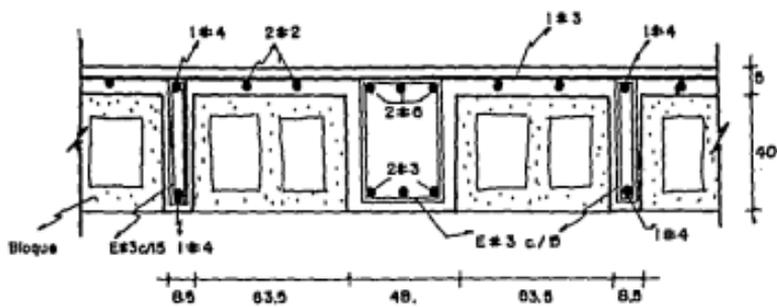


FIGURA 5.3 Corte típico de la losa reticular.

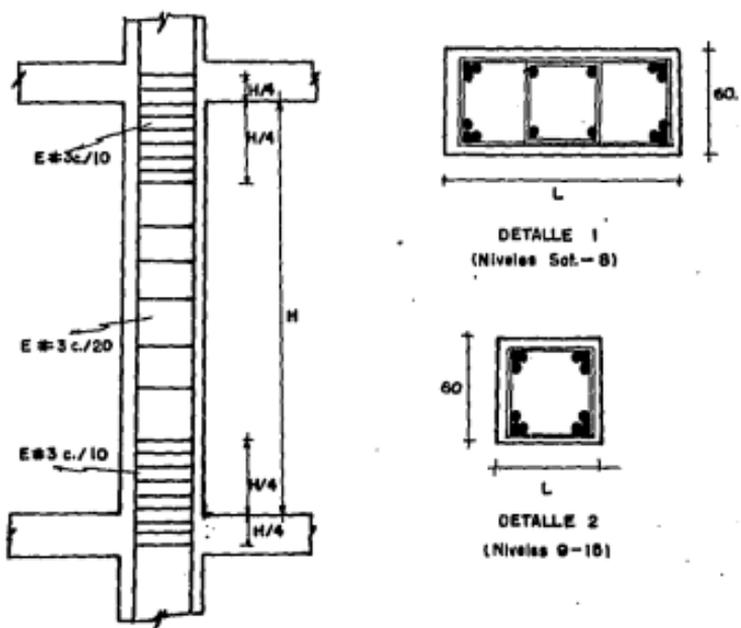


FIGURA 5.4 Corte típico de columna.

(medidas en cm.)

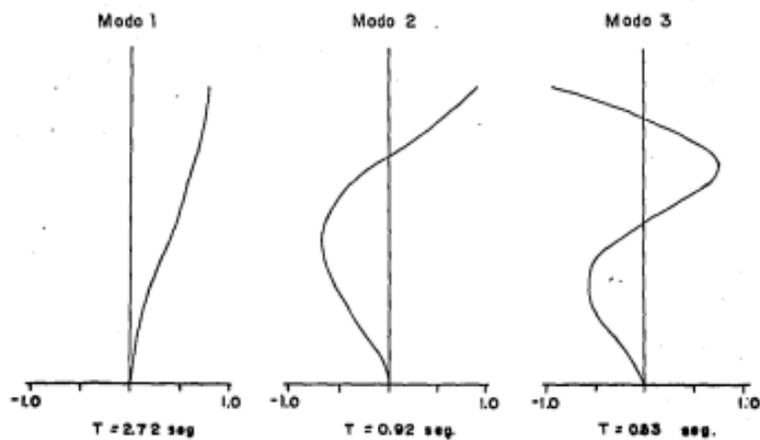
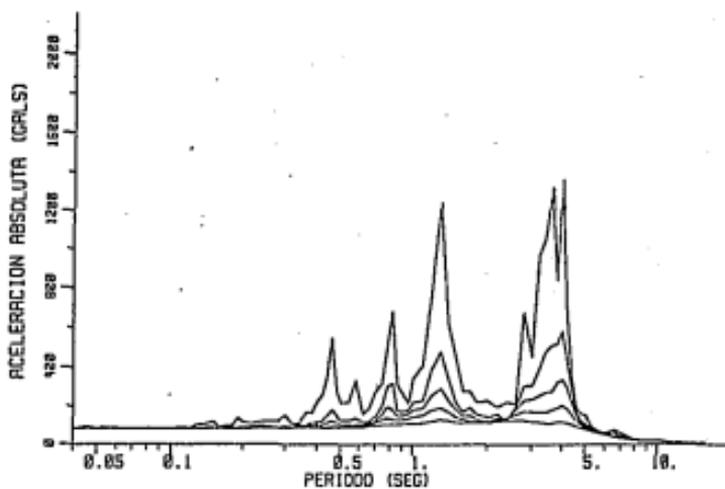


FIGURA 5.5 Formas modales, análisis estático.



FIGURA 5.6 Localización de los registros y el edificio analizado. (Ret. 38)

Central de Abastos - Oficina (Componente E-W)



Central de Abastos - Frigorífico (Componente E-W)

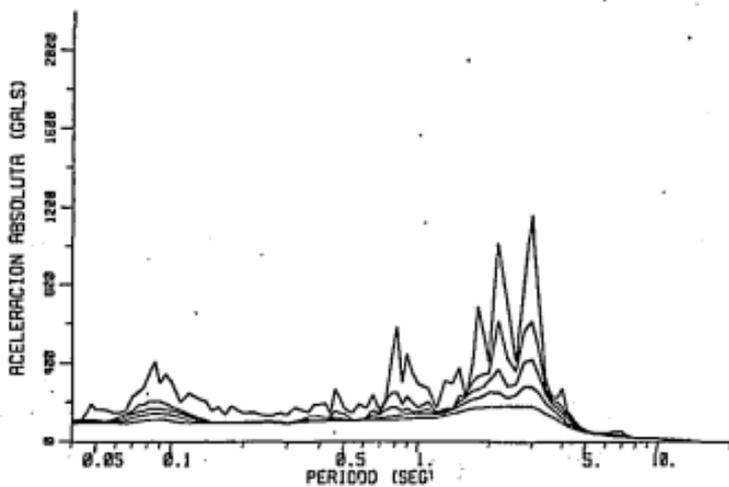


FIGURA 5.7 Espectros de Respuesta. Amort. (%) 0, 2, 5, 10, 20.  
(Ref. 23).

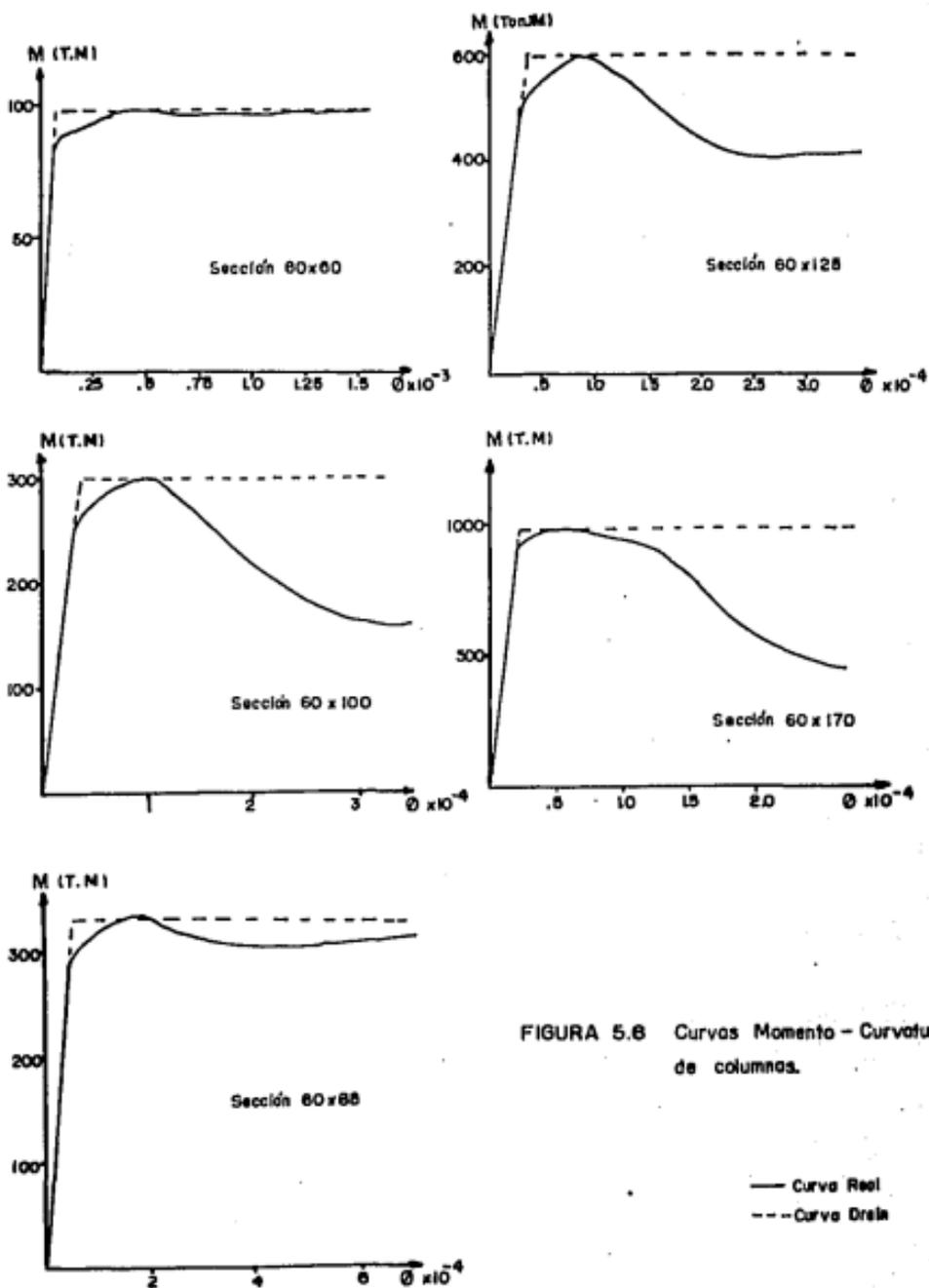


FIGURA 5.6 Curvas Momento - Curvatura de columnas.

— Curva Real  
 --- Curva Dren

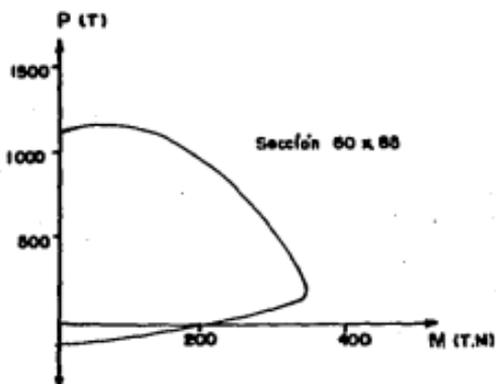
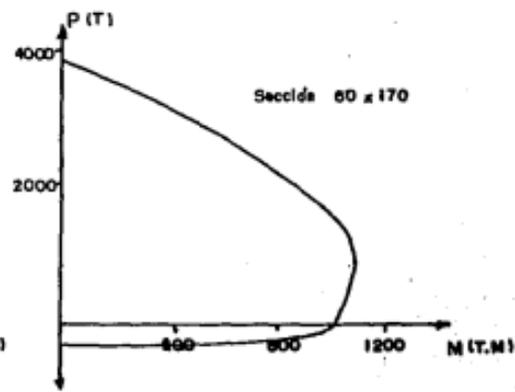
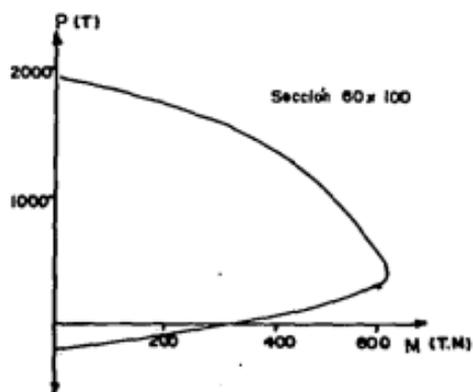
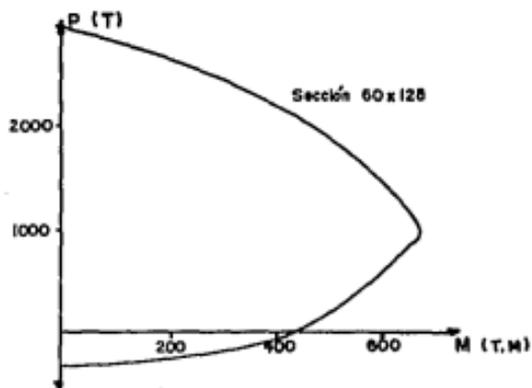
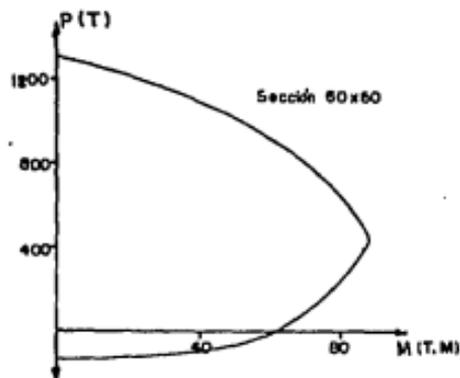


FIGURA 5.9 Curvas Carga - Momento de columnas.

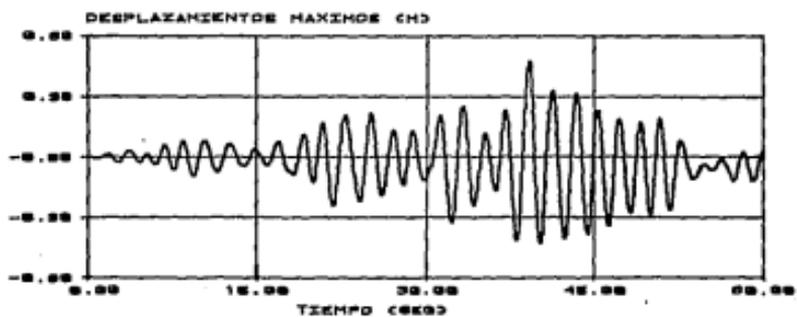


FIGURA 5.10 Desplazamientos máximos. Nivel Superior.  
Análisis dinámico inelástico.

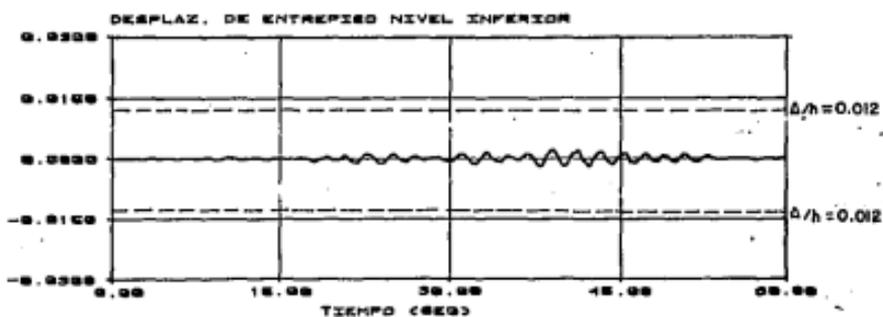
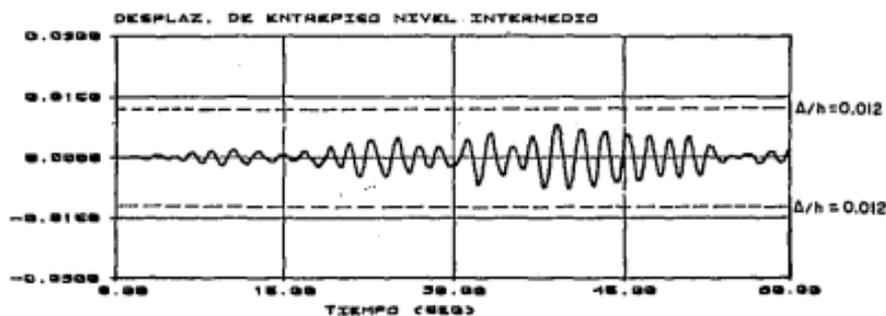
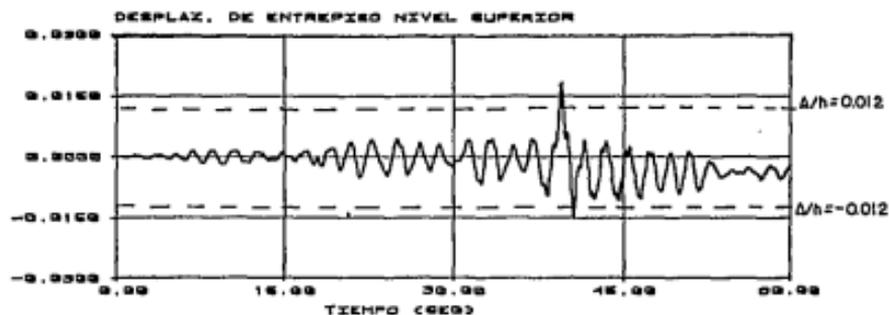


FIGURA 5.11 Desplazamientos de entresiso..

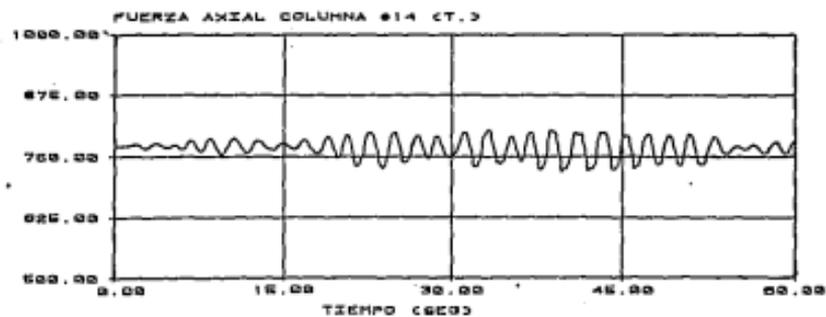
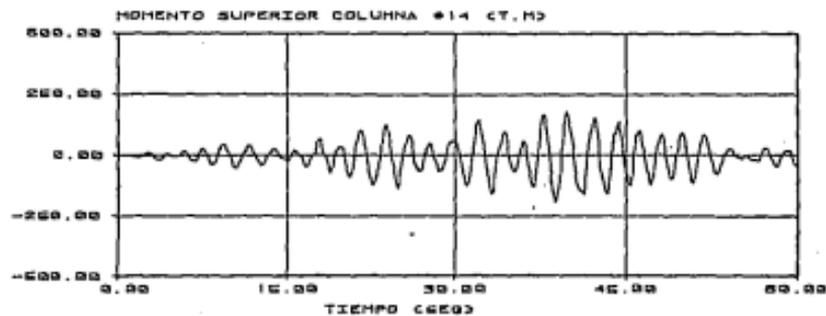
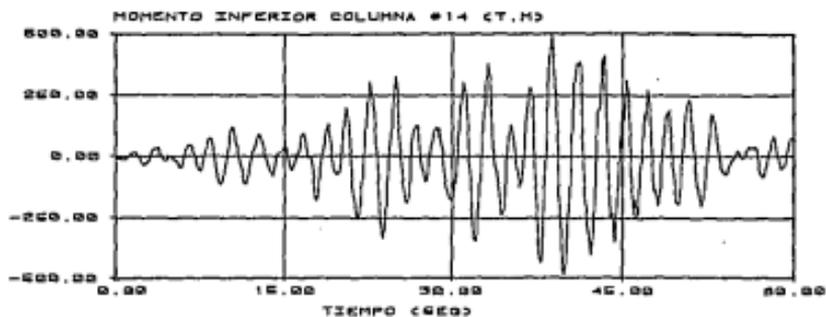


FIGURA 5.12 Elementos mecánicos de columna del nivel inferior.

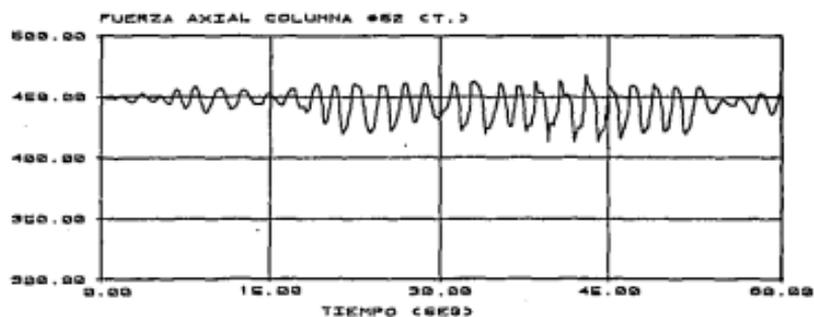
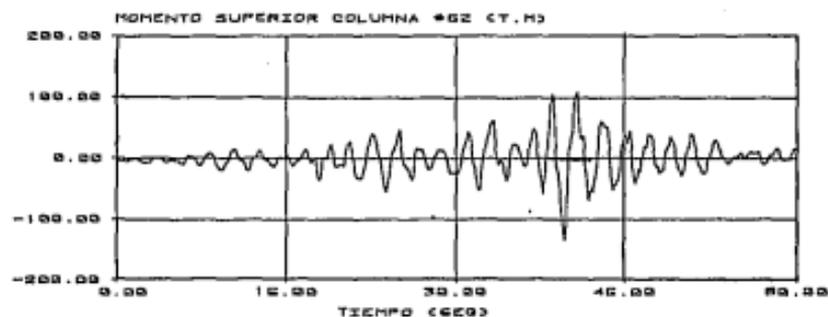
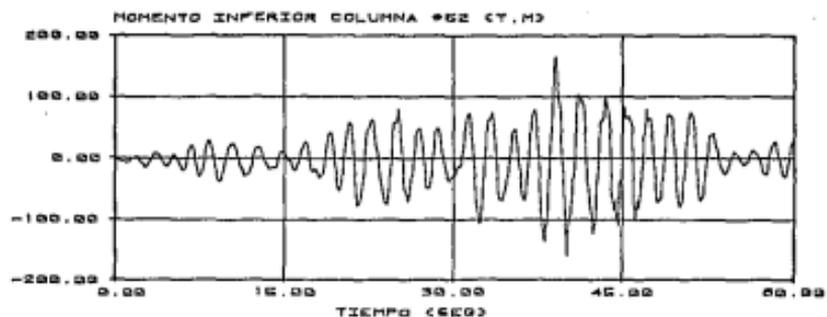


FIGURA 5.13 Elementos mecánicos de columna del nivel medio

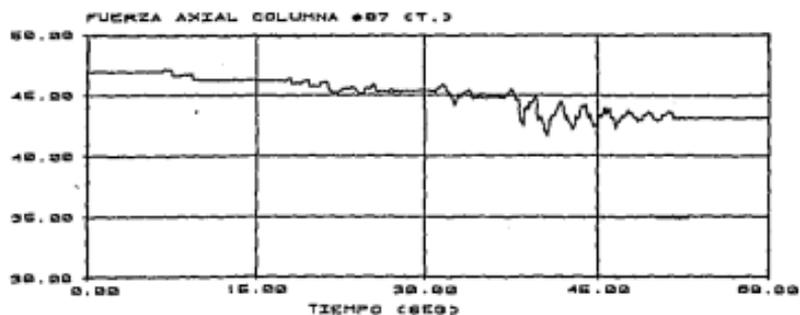
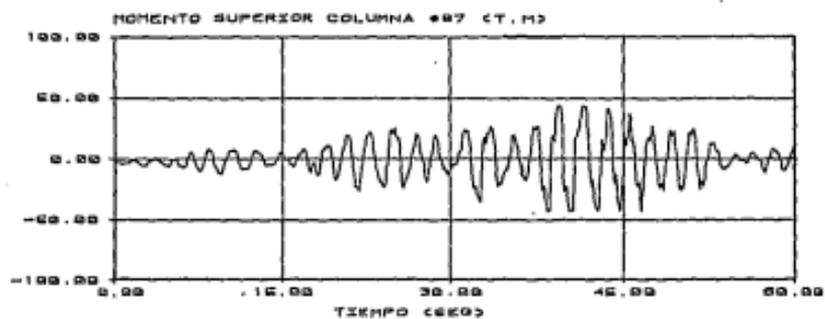
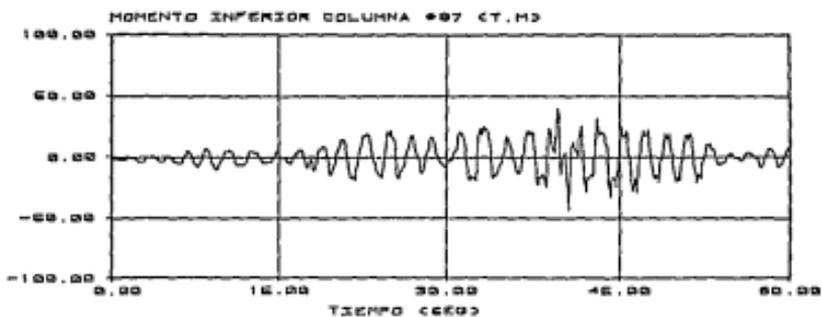


FIGURA 5.14' Elementos mecánicos de columna del nivel superior.

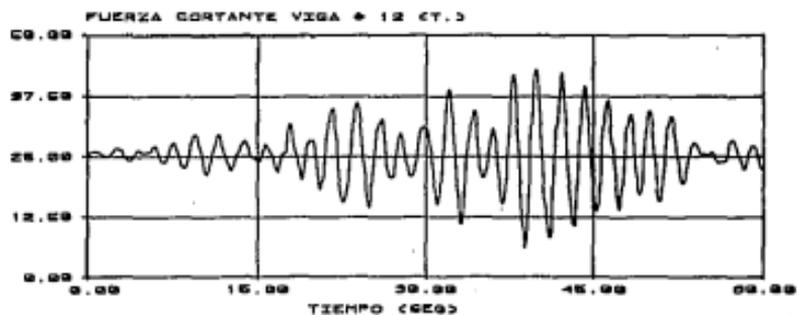
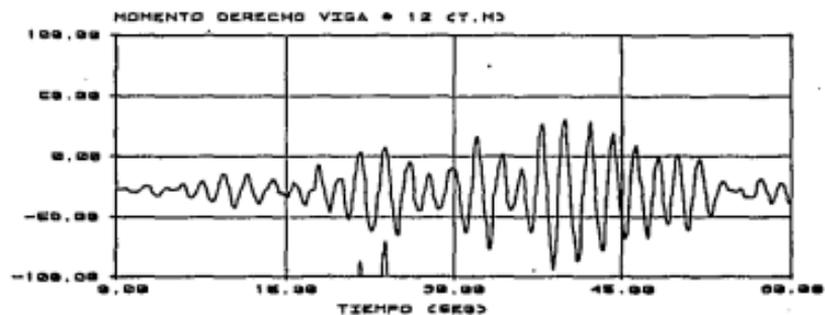


FIGURA 5.15 Elementos mecánicos de losa del nivel inferior.

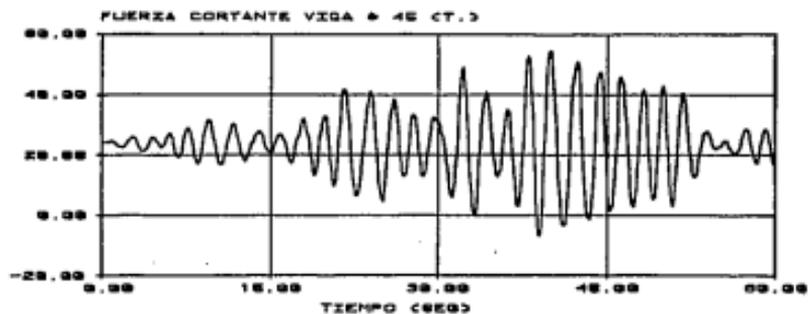
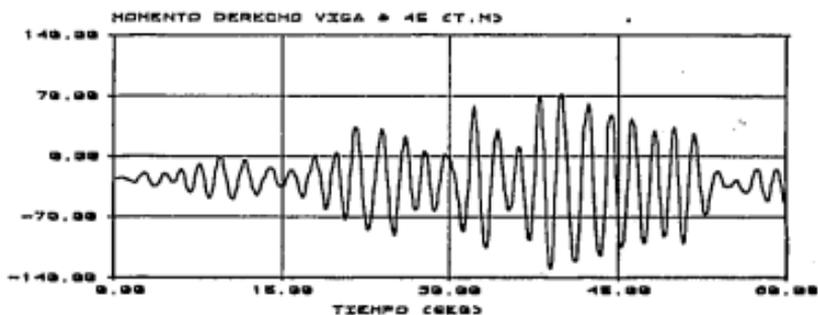
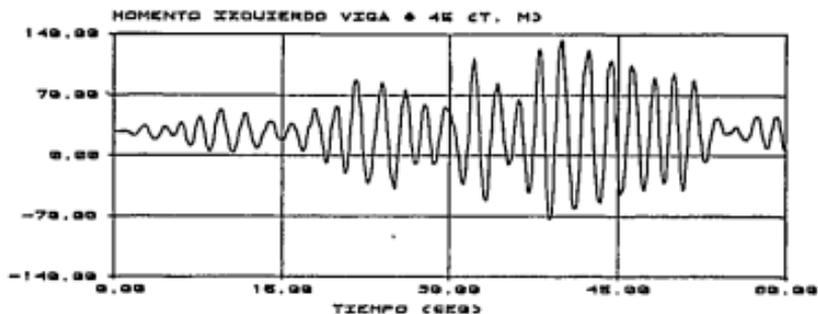


FIGURA 5.16 Elementos mecánicos de losa del nivel medio.

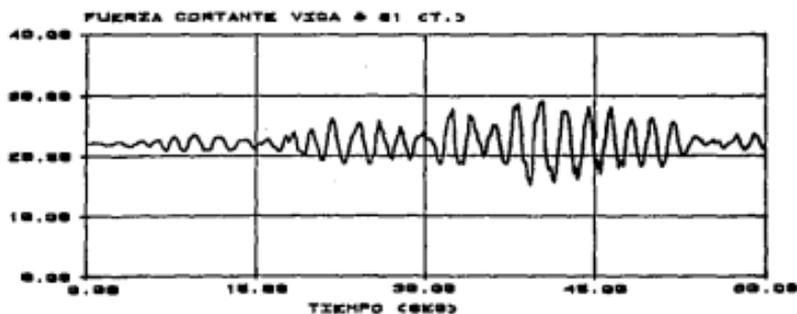
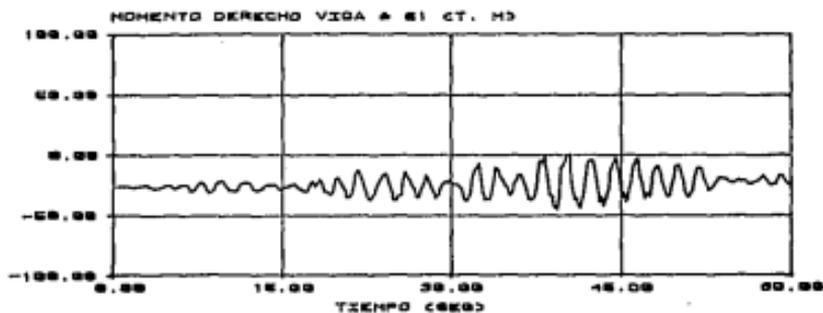
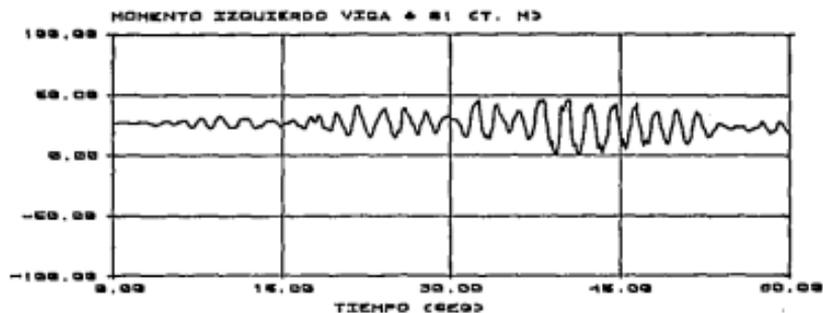


FIGURA 5.17 Elementos mecánicos de losa del nivel superior

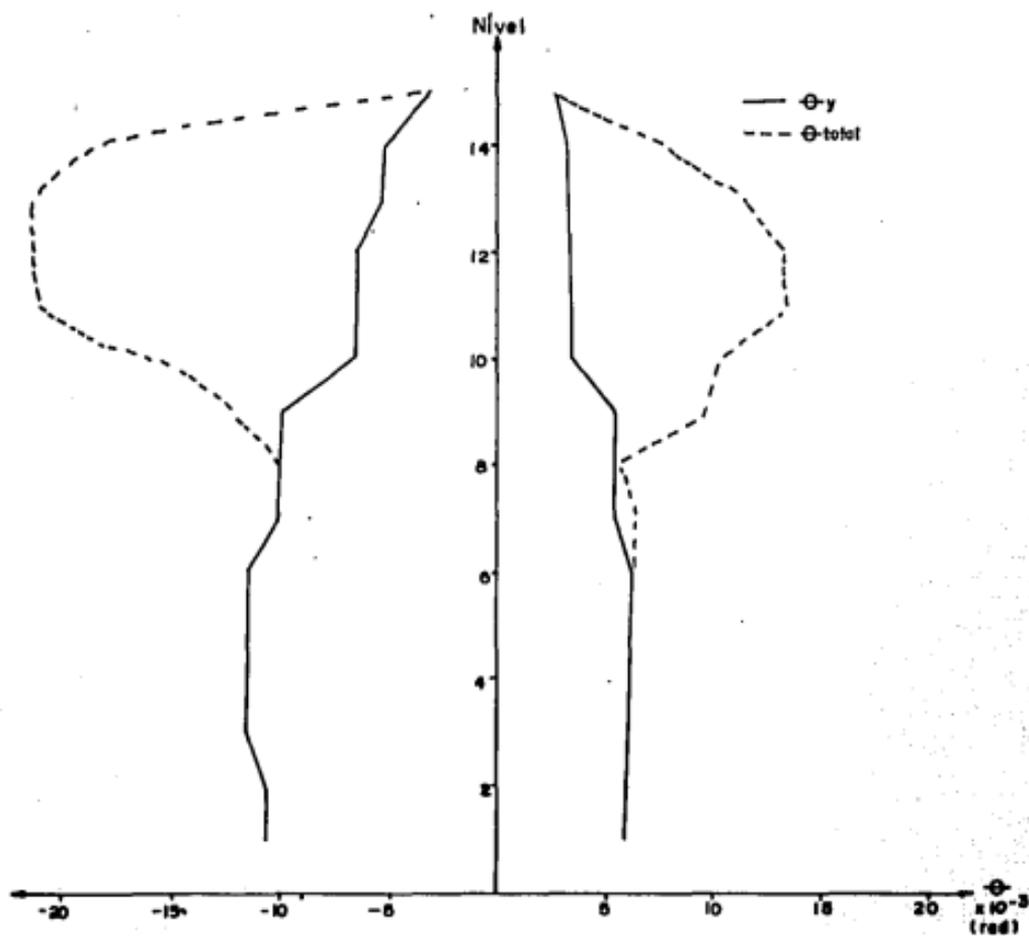


FIGURA 5.18 Rotaciones totales y de fluencia en losa interior (Eje 5).

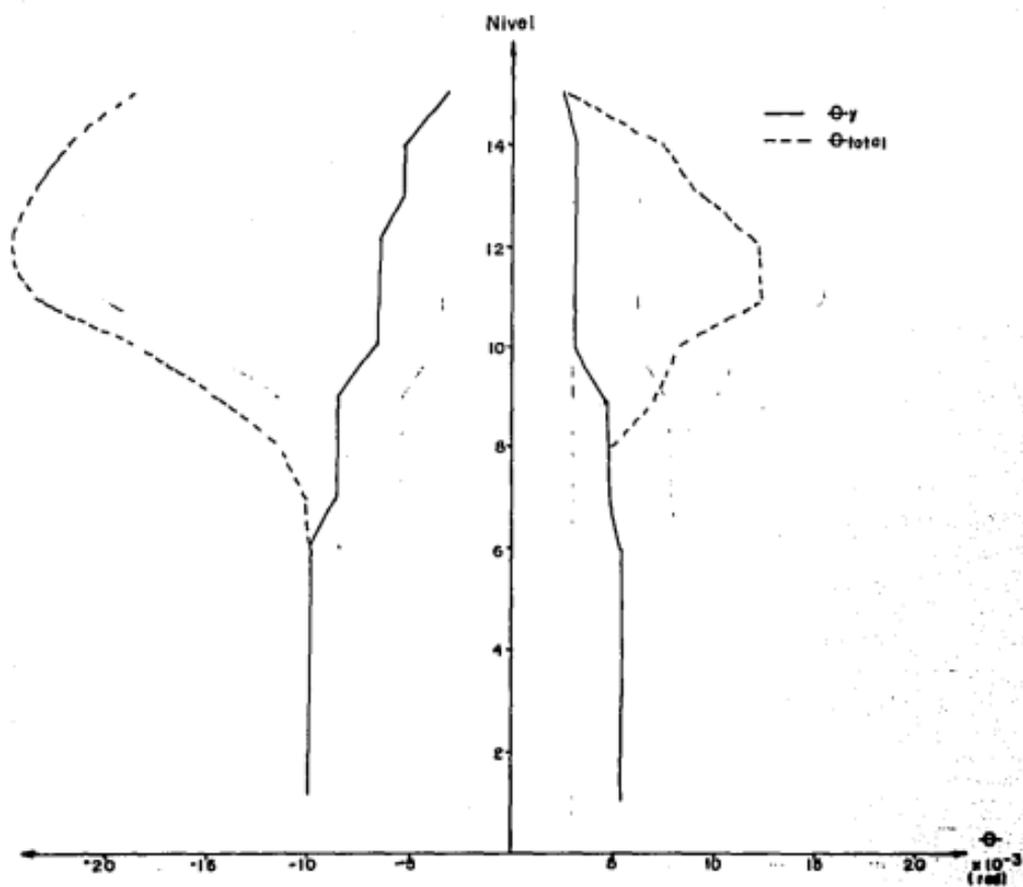


FIGURA 5.19 Rotaciones totales y de fluencia en losa de borde (Eje 7).