

01161
5
20

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO
JALAPA ANTE SISMOS INTENSOS**

SERGIO MAURICIO MORENO RUBÍN DE CELIS

TESIS

Presentada a la División de Estudios de
Posgrado de la
FACULTAD DE INGENIERÍA
de la
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Como requisito para obtener
el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

CIUDAD UNIVERSITARIA, NOVIEMBRE DE 1994



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

ÍNDICE

1. **INTRODUCCIÓN.**
2. **DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.**
3. **PROPIEDADES MECÁNICAS DEL CONCRETO.**
4. **PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES DEL EDIFICIO.**
 - 4.1 Metodología
 - 4.2 Resultados
5. **REGISTROS SÍSMICOS MEDIDOS EN LA ESTRUCTURA.**
6. **CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS EMPLEADOS EN LOS ANÁLISIS.**
 - 6.1 Acelerograma SCT
 - 6.2 Acelerograma simulado
7. **MODELO MATEMÁTICO DEL EDIFICIO.**
 - 7.1 Programa de Análisis
 - 7.2 Idealización de la Estructura
 - 7.3 Evaluación del Modelo Matemático
 - 7.4 Fuentes de Sobrerresistencia
8. **RESPUESTA ESTRUCTURAL.**
 - 8.1 Resultados del Modelo Representativo de la Dirección T
 - 8.1.1 Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea
 - 8.1.2 Envoltentes de desplazamiento y distorsiones
 - 8.1.3 Historias de cortante basal y envoltentes de cortante
 - 8.1.4 Ciclos histéreticos y demandas de ductilidad local
 - 8.1.5 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad global
 - 8.1.6 Comentarios

- 8.2 Resultados del Modelo Representativo de la Dirección L**
 - 8.2.1 Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea**
 - 8.2.2 Envoltentes de desplazamiento y distorsiones**
 - 8.2.3 Historias de cortante basal y envoltentes de cortante**
 - 8.2.4 Ciclos histeréticos y demandas de ductilidad local**
 - 8.2.5 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad global**
 - 8.2.6 Comentarios**

9. CONCLUSIONES

10. REFERENCIAS

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Los sismos de septiembre de 1985 pusieron en evidencia problemas relacionados con el comportamiento de edificios desplantados en suelos muy blandos. Este fenómeno, aunado a la frecuente ocurrencia de movimientos sísmicos en México, ha despertado el interés a nivel internacional, para obtener registros sísmicos en el terreno y en las estructuras del valle de México. El objetivo es, a partir de ellos calibrar modelos teóricos y explicar distintos aspectos de la respuesta sísmica de edificios y de la interacción suelo-estructura. En este entendido, se ha iniciado un proyecto conjunto de investigación de cuatro años de duración, entre el Instituto de Ingeniería de la UNAM y el Departamento de Ingeniería Estructural del Politécnico de Milán (ref 1).

El proyecto tiene como meta fundamental la instrumentación de un edificio, de su cimentación y de su subsuelo, para poder registrar la manera en que las ondas sísmicas se transmiten a través de la cimentación y de la estructura. Para la selección del edificio se consideraron los siguientes aspectos:

- Que estuviese localizado en la zona de máxima amplificación de las ondas sísmicas del valle
- Que sus características dinámicas lo condujeran a una respuesta muy elevada ante el movimiento del terreno
- Que el tipo de construcción fuera común en la ciudad de México, de preferencia de concreto reforzado y con cimentación a base de pilotes de fricción
- Que la estructura fuera sencilla, regular y simétrica para entender su respuesta estructural con un mínimo de instrumentos
- Que existiera una documentación técnica completa del proyecto estructural
- Que hubiese facilidad de acceso y permiso para la colocación y operación continua de los instrumentos

Inicialmente se seleccionaron 50 edificios pero después de considerar los puntos anteriores los candidatos se redujeron a tres. Se realizaron estudios preliminares de la respuesta (refs 2 y 3) y se determinaron sus propiedades dinámicas. Con base en los resultados obtenidos se escogió el edificio denominado JAL.

Durante el primer año del proyecto se diseñó la instrumentación y se realizaron algunos estudios preliminares. En el segundo año se adquirió e instaló la instrumentación, se determinaron las propiedades dinámicas del edificio y del suelo subyacente y se obtuvo una estimación preliminar de su respuesta ante movimientos sísmicos. Los dos años restantes, se dedicaron a elaborar modelos matemáticos detallados y a interpretar los registros sísmicos obtenidos.

El trabajo del grupo mexicano se concentra en el diseño, instalación, operación y mantenimiento de la instrumentación y, en el procesamiento de los registros que se obtengan. Además se realizan una serie de estudios de campo y análisis de modelos del edificio con comportamiento lineal y no lineal. Por su parte, el grupo italiano se concentra en el estudio de la amplificación de las ondas sísmicas y del efecto de interacción de la cimentación y del edificio con los movimientos del terreno.

El trabajo que se presenta forma parte del proyecto de investigación descrito, cuyos objetivos y alcances se describen a continuación.

OBJETIVOS Y ALCANCES

En este trabajo se estudia la respuesta estructural teórica del edificio JAL sometido a excitaciones sísmicas intensas. Para ello se emplean dos sismos: uno registrado en la estación acelerográfica de SCT durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 y otro registrado en la estación acelerográfica de campo libre del edificio JAL durante el sismo del 24 de octubre de 1993 (magnitud 6.7). Este último registro se modifica para que corresponda a un sismo de magnitud similar al de 1985.

Se calibran modelos matemáticos del edificio con un programa de análisis no lineal que toma en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura (ref 4).

Se estudia el comportamiento en función de las variables siguientes:

- **Modelos matemáticos compuestos por un sistema de dos marcos tipo en cada dirección**
- **Fuentes de sobrerresistencia**
- **Rigidez: sección bruta o agrietada**
- **Efectos de interacción suelo-estructura**
- **Comportamiento histerético del modelo: elasto-plástico y elasto-plástico con degradación de rigidez**

Se presentan y discuten las respuestas obtenidas con las distintas consideraciones, evaluando los elementos mecánicos, los factores de demanda de ductilidad y la formación de articulaciones plásticas.

CAPÍTULO 2

DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

El edificio está compuesto de una estructura principal de 14 niveles con un apéndice y un cuerpo anexo de tres niveles, los cuales están unidos en la planta del sótano y separadas, en los restantes niveles, por una junta constructiva de 15 cm de ancho. Los tres primeros niveles están destinados a estacionamientos y los demás a oficinas. El edificio se localiza en la zona de suelo blando de la ciudad de México, en la cual el espesor del suelo arcilloso es de 31 m y los depósitos profundos se encuentran a 38.5 m de profundidad (fig 2.1, ref 5).

Las elevaciones y plantas tipo del edificio se muestran en las figs 2.2 a 2.7. Su estructura es de concreto reforzado a base de columnas y losas reticulares. El edificio está rigidizado con muros de concreto y mampostería. El peralte de las losas reticulares es de 45 cm, de los cuales 5 cm corresponden a la capa de compresión.

La planta tipo del cuarto al décimo cuarto nivel tiene forma rectangular de 20 m de ancho por 32.45 m de largo. Las alturas de entrepiso son constantes e iguales a 3.15 m. Las plantas de estacionamiento abarcan el cuerpo anexo y sus dimensiones son de 20 por 40 m. Los estacionamientos están escalonados y comunicados entre sí con rampas. Las alturas de entrepiso de los estacionamientos varían entre 2.5 y 4.45 m.

Las resistencias de diseño del concreto de las columnas y muros, según los planos, son de: 200 kg/cm² para los últimos tres niveles, 250 kg/cm² para los cuatro siguientes y 300 kg/cm² para los primeros siete. La resistencia de las losas es de 200 kg/cm² para todos los niveles, excepto para la losa de cimentación que es de 250 kg/cm². El acero de refuerzo son varillas AE-TOR-60 con esfuerzo nominal de fluencia igual a 6000 kg/cm².

Las resistencias in situ del concreto de columnas y muros, se determinaron a partir de pruebas no destructivas y del ensaye de núcleos extraídos de los elementos. Los valores promedio obtenidos fueron: 314 kg/cm² para los últimos siete niveles con módulo de elasticidad de 195000 kg/cm² y de 272 kg/cm² para los restantes con un módulo de elasticidad de 171000 kg/cm² (ref 6).

En la tabla 2.1 se presenta un resumen de las propiedades de las columnas, indicando los cambios de sección y armado por niveles. Las cuantías de acero varían entre 1.5 y 3.5 por ciento.

La cimentación está compuesta por un cajón de concreto reforzado constituido de una losa reticular de 80 cm de peralte y desplantado a una profundidad de 3.30 m. La losa de fondo se apoya sobre 54 pilotes de fricción de sección triangular de 60 cm de lado y 28 m de longitud, distribuidos como se muestra en la fig 2.8. Además hay diez pilotes, de forma cuadrada de 40 cm de lado y 26 m de longitud, intercalados con los anteriores y de tal manera que no están en contacto con el cajón de cimentación; el extremo superior se encuentra a una profundidad de 9 m.

Durante los sismos de septiembre de 1985 el edificio sufrió algunos daños en sus elementos estructurales y no estructurales. La mayor parte de los muros de mampostería se agrietaron. Se observaron fisuras menores de 1 mm en las columnas B2, C2, D4 y F3 y se presentaron desprendimientos de material en las columnas A4, E3, B1 y B3 del séptimo nivel hacia arriba. La restructuración consistió en reforzar las columnas interiores con un encamisado de concreto reforzado de 10 cm de espesor (figs 2.9 y 2.10) y en la construcción de muros de concreto reforzado en la dirección longitudinal, ubicados en las crujeas extremas de los marcos 1 y 4 (fig 2.11). De acuerdo a una inspección visual del edificio, se aprecian líneas de agrietamiento en las losas (fig 2.12 a 2.15, ref 7).

TABLA 2.1 SECCIONES TRASVERSALES Y ARMADOS DE LAS COLUMNAS

NIVELES N9 A AZÓTEA				
COLUMNAS	SECCIÓN (cm)	ARMADO	ESTRIBOS	ρ %
A1, A4, F1, F4	40 x 40	12 # 6	# 3 @ 30 cm	2.1
B1, B4, E1, E4	35 x 50	4 # 8 + 4 # 6	# 3 @ 30 cm	1.8%
C1, C4, D1, D4	40 x 50	8 # 8	# 3 @ 30 cm	2.0%
A2, A3, F2, F3	50 x 40	12 # 8	# 3 @ 30 cm	2.0%
B2, B3, E2, E3	60 x 75	4 # 12 + 12 # 8 + 8 # 5	# 3 @ 20 cm	3.0%
C2, D2	70 x 60	4 # 12 + 12 # 8 + 4 # 6 + 8 # 5	# 3 @ 20 cm	3.2%

NIVELES N6 A N 9				
COLUMNAS	SECCIÓN (cm)	ARMADO	ESTRIBOS	ρ %
A1, A4, F1, F4	40 x 50	4 # 8 + 4 # 6	# 3 @ 30 cm	1.5%
B1, B4, E1, E4	40 x 55	8 # 8	# 3 @ 30 cm	1.8%
C1, C4, D1, D4	40 x 60	12 # 8	# 3 @ 30 cm	2.5%
A2, A3, F2, F3	50 x 50	16 # 8	# 3 @ 30 cm	3.2%
B2, B3, E2, E3	65 x 80	4 # 12 + 16 # 8 + 8 # 5	# 3 @ 20 cm	2.9%
C2, D2	80 x 65	4 # 12 + 16 # 8 + 4 # 6 + 8 # 5	# 3 @ 20 cm	2.9%

NIVELES N3 A N6				
COLUMNAS	SECCIÓN (cm)	ARMADO	ESTRIBOS	ρ %
A1, A4, F1, F4	40 x 50	8 # 8 + 4 # 6	# 3 @ 30 cm	2.6%
B1, B4, E1, E4	50 x 60	12 # 8 + 4 # 6	# 3 @ 30 cm	2.4%
C1, C4, D1, D4	50 x 60	16 # 8	# 3 @ 30 cm	2.7%
A2, A3, F2, F3	50 x 60	20 # 8	# 4 @ 30 cm	3.4%
B2, B3, E2, E3	70 x 90	20 # 8 + 4 # 12 + 8 # 5	# 3 @ 20 cm	2.6%
C2, D2	90 x 70	4 # 12 + 20 # 8 + 4 # 6 + 8 # 5	# 3 @ 20 cm	2.7%

NIVELES SÓTANO A N3				
COLUMNAS	SECCIÓN (cm)	ARMADO	ESTRIBOS	ρ %
A1, A4, F1, F4	40 x 60	12 # 8	# 3 @ 30 cm	2.5%
B1, B4, E1, E4	50 x 70	16 # 8	# 3 @ 30 cm	2.3%
C1, C4, D1, D4	50 x 70	20 # 8	# 4 @ 30 cm	2.9%
A2, A3, F2, F3	50 x 70	24 # 8	# 4 @ 30 cm	3.5%
B2, B3, E2, E3	80 x 100	28 # 8 + 4 # 12 + 4 # 6 + 8 # 5	# 3 @ 20 cm	2.7%
C2, D2	100 x 70	24 # 8 + 4 # 12 + 8 # 5	# 3 @ 20 cm	2.6%

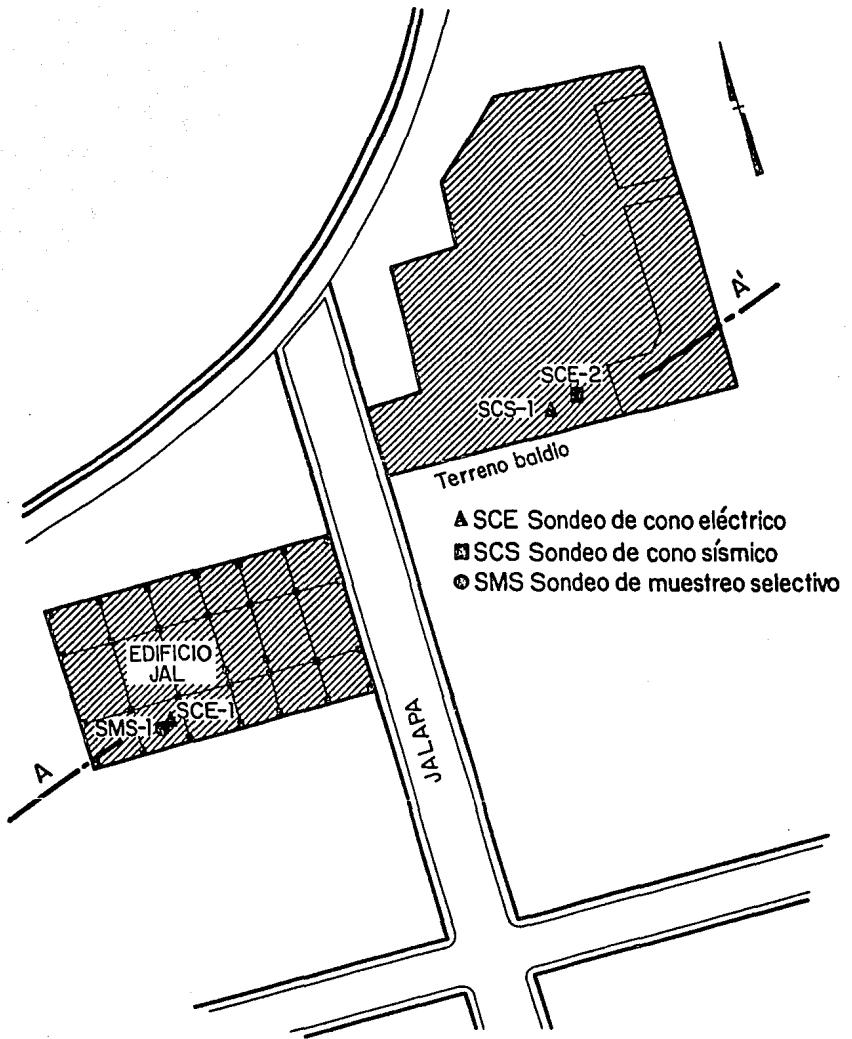


Fig 2.1 Localización de sondeos

CORTE ESTRATIGRÁFICO A-A'

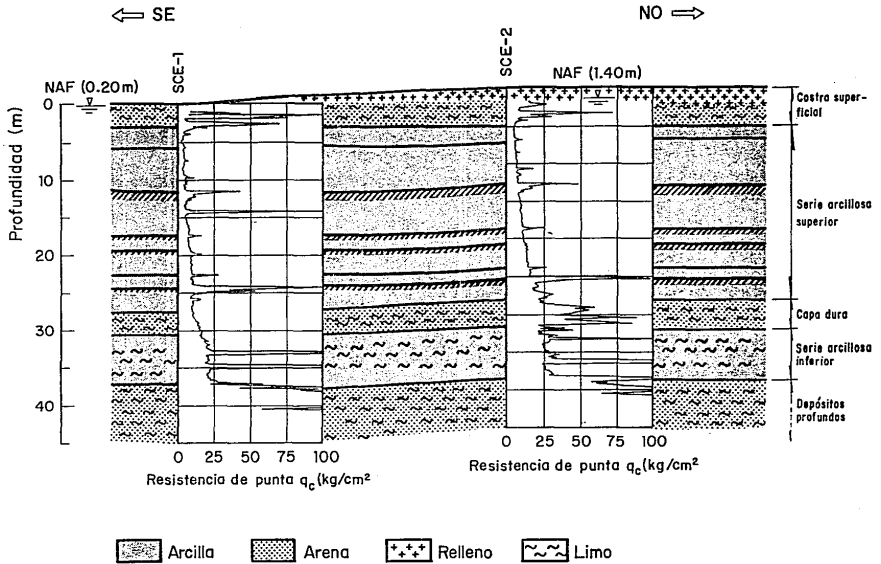
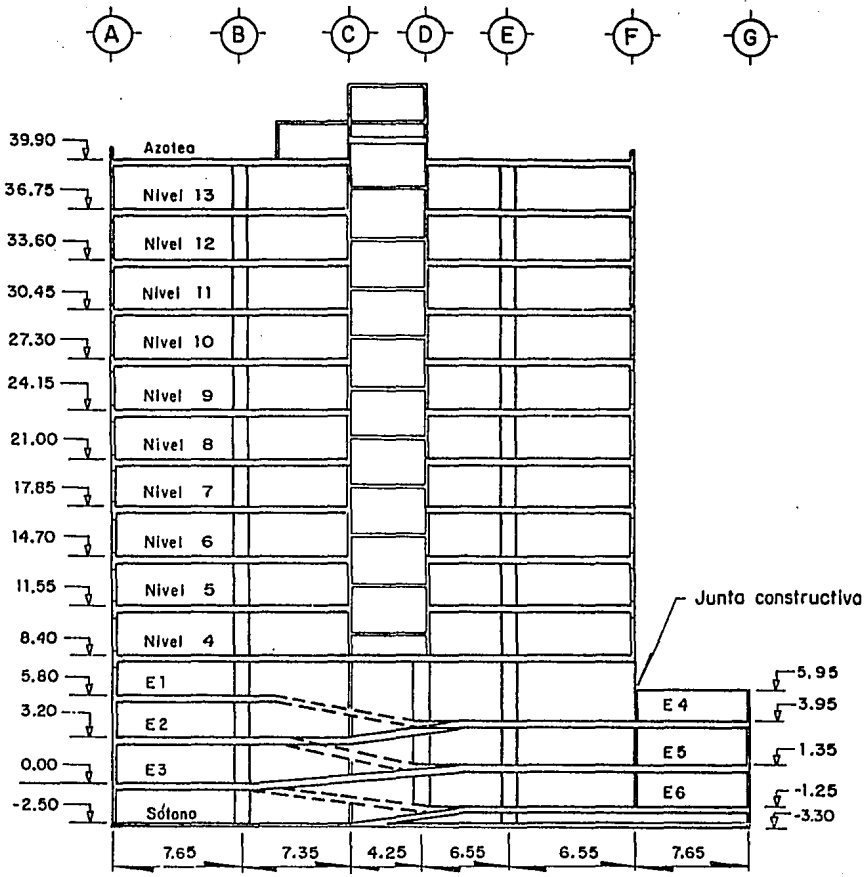


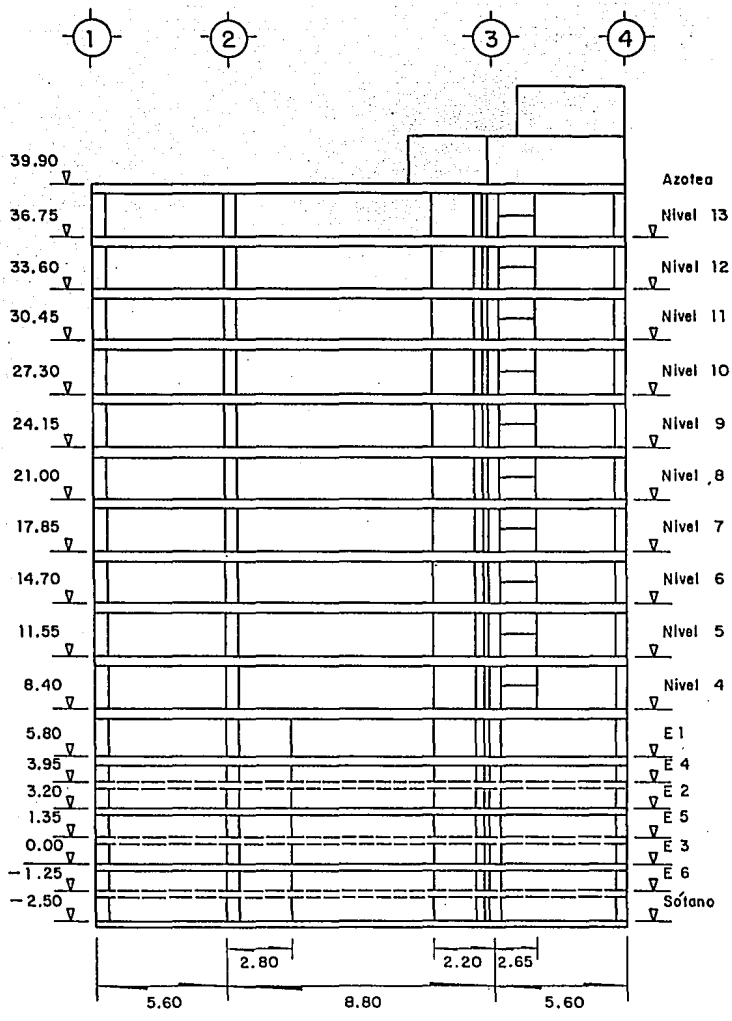
Fig 2. 1a. Localización de sondeos



Acotaciones, en m

Corte longitudinal

Fig 2.2. Corte longitudinal del edificio



Acotaciones, en m

Corte trasversal

Fig 2.3. Corte trasversal del edificio

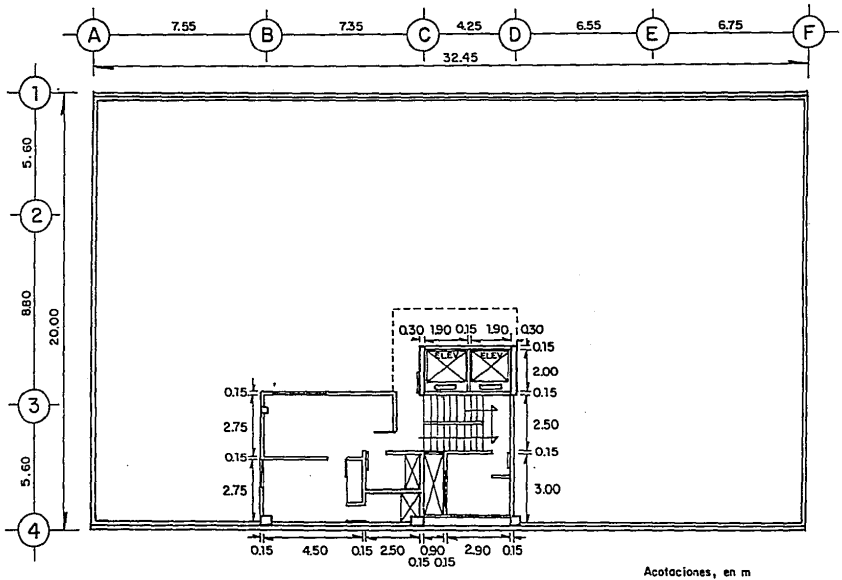


Fig 2.4. Planta de azotea

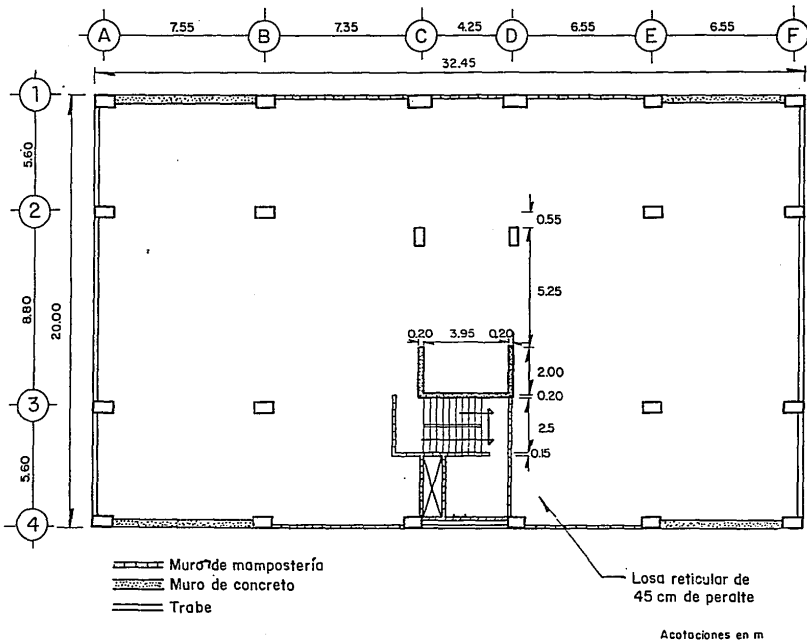


Fig 2.5. Planta tipo de los niveles de oficina

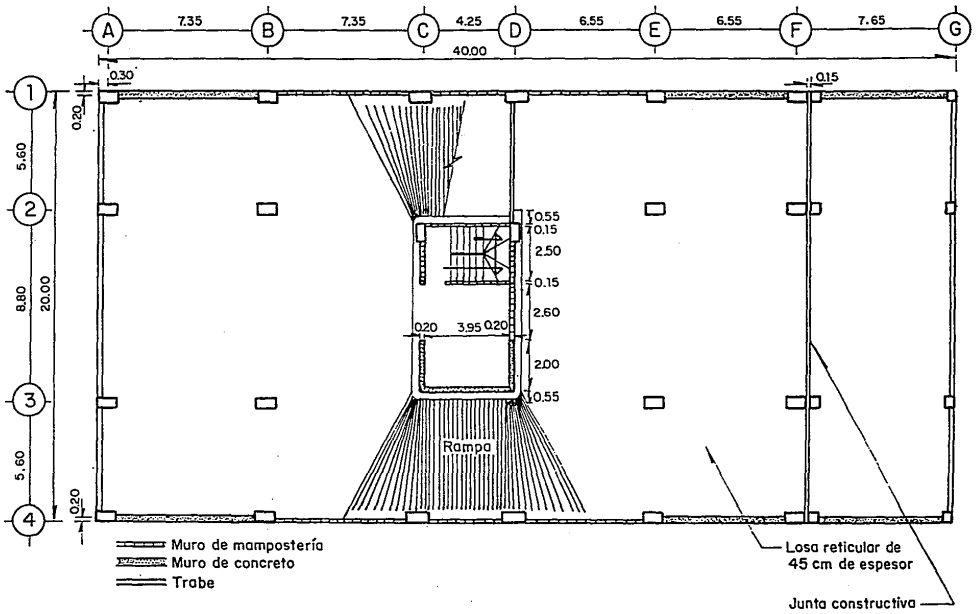


Fig 2.6. Planta tipo de los niveles de estacionamiento

Acotaciones en m

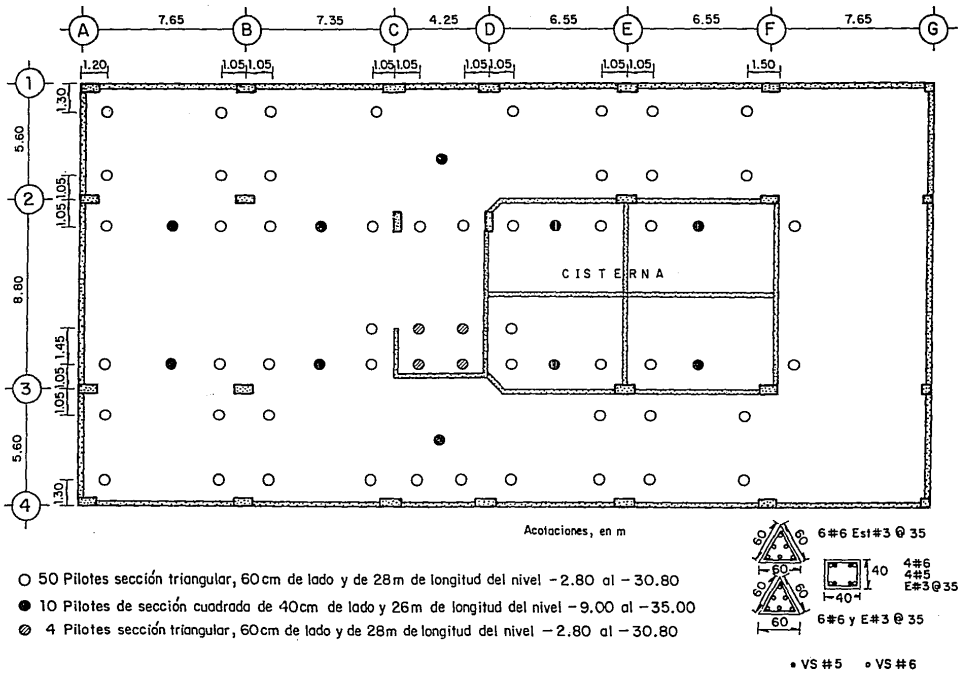


Fig 2.7. Planta de cimentación y localización de pilotes

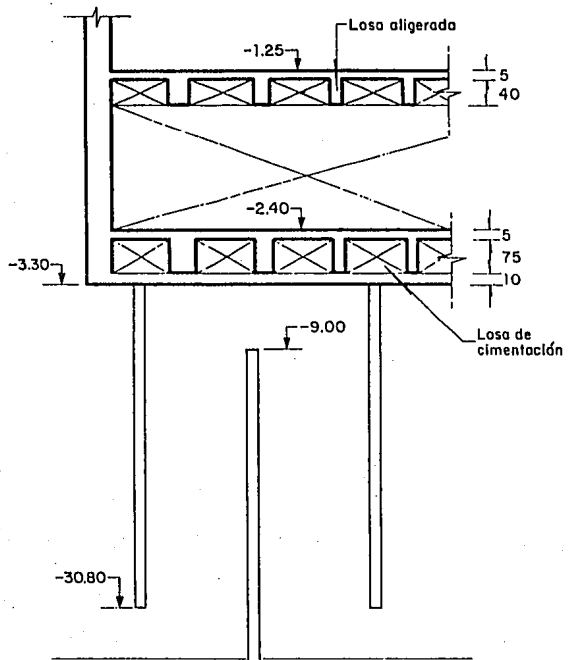


Fig 2.8. Corte de la cimentación del edificio

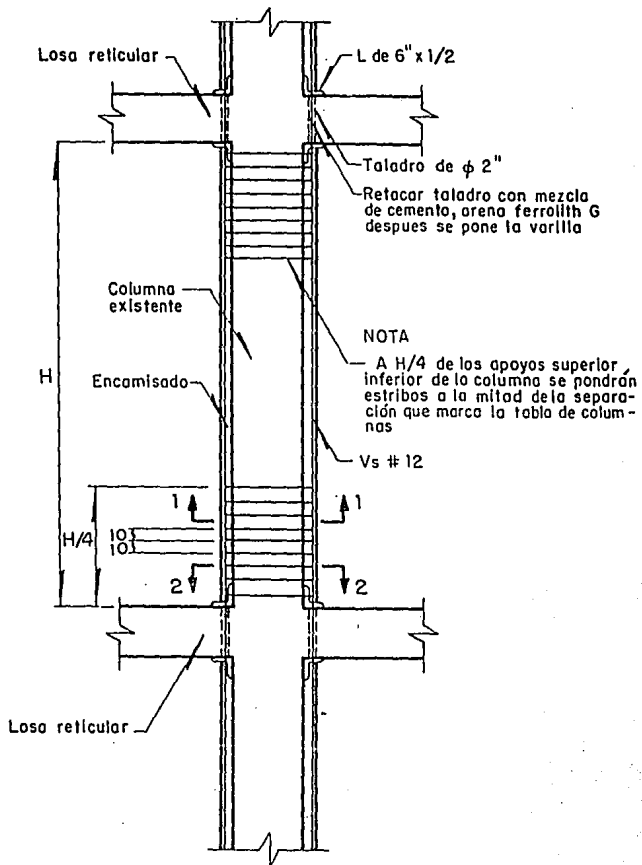
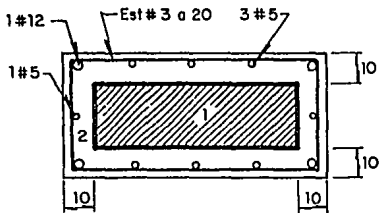
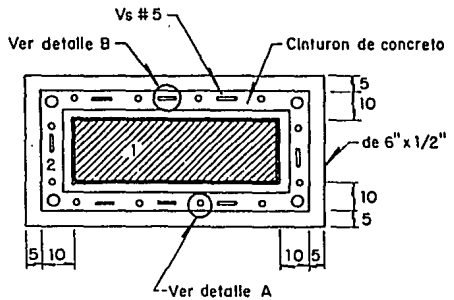


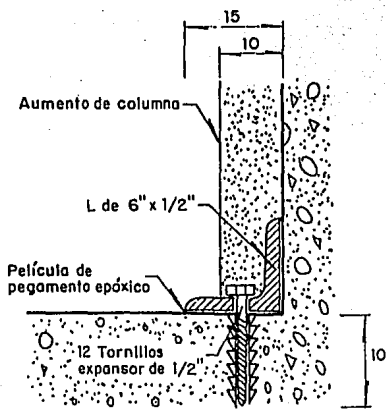
Fig 2.9. Encamisado de las columnas



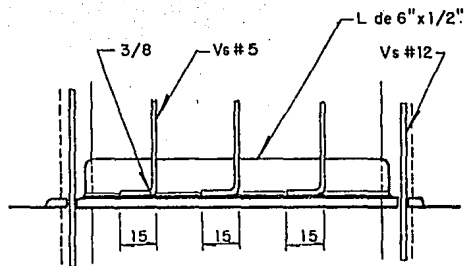
Corte 1-1



Corte 2-2

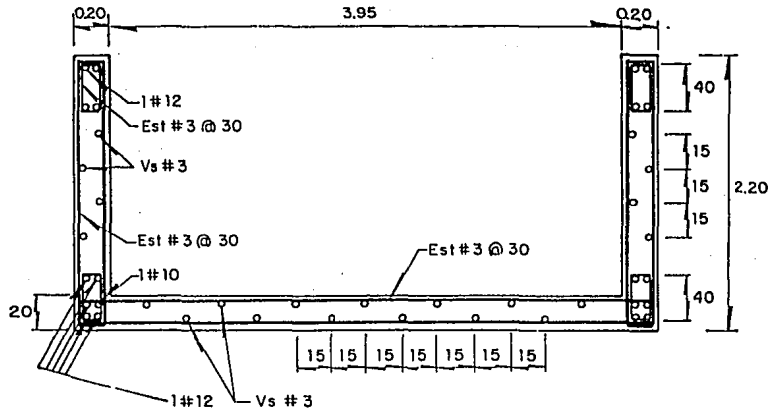


Detalle A



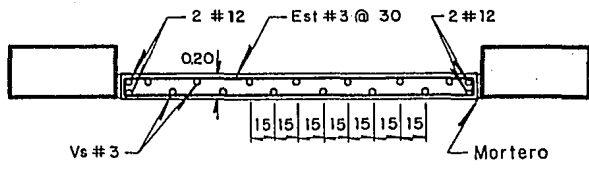
Detalle B

Fig 2.10. Detalles del encamisado de las columnas



Muro de concreto M 1

Acotaciones en m



Muro de concreto M2

Fig 2.11. Muros de concreto reforzado

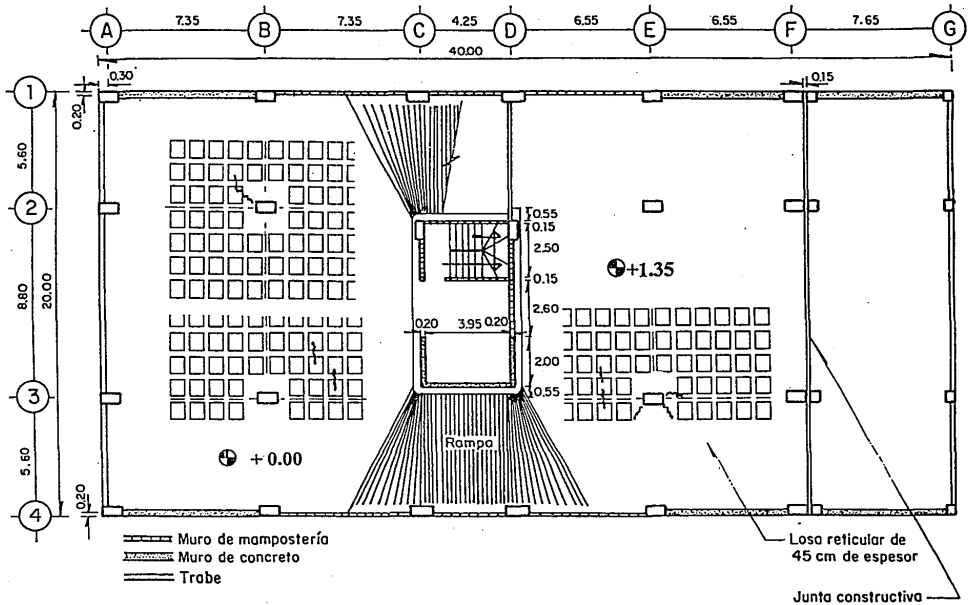


Fig 2.12. Agrietamientos observados en la losa E3 y E5

Acotaciones en m

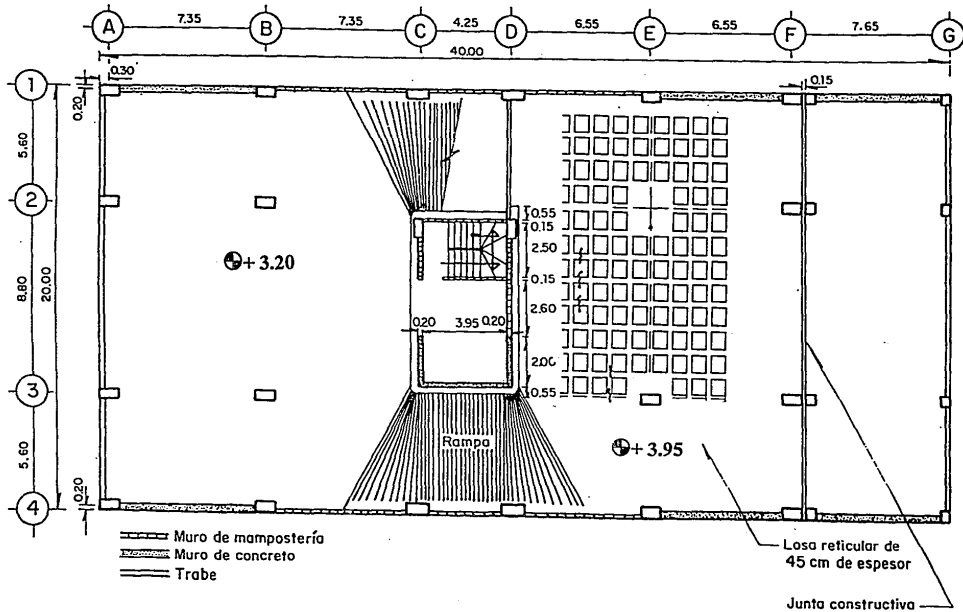


Fig 2.13. Agrietamientos observados en la losa E2 y E4

Acolaciones en m

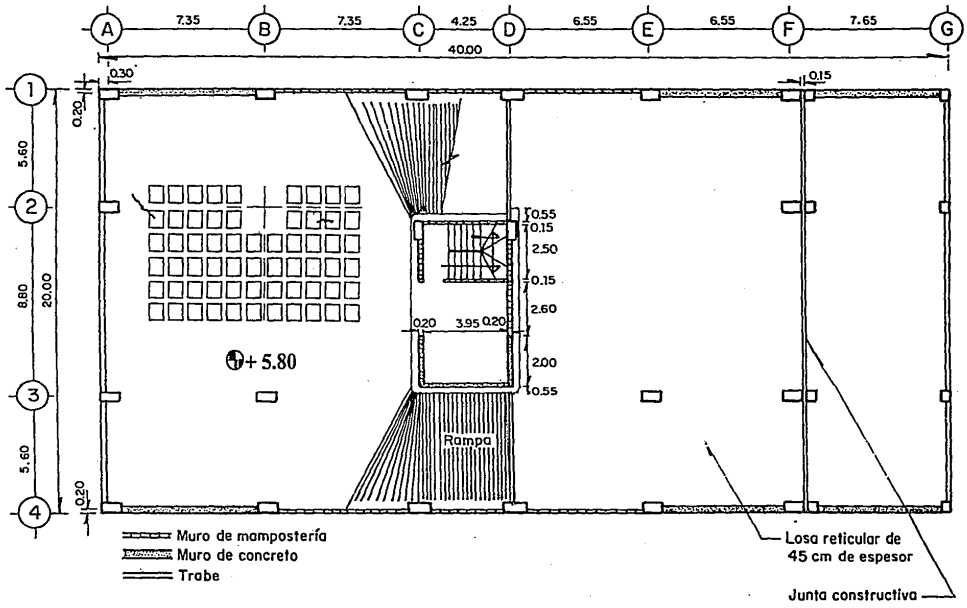


Fig 2.14. Agrietamientos observados en la losa E1

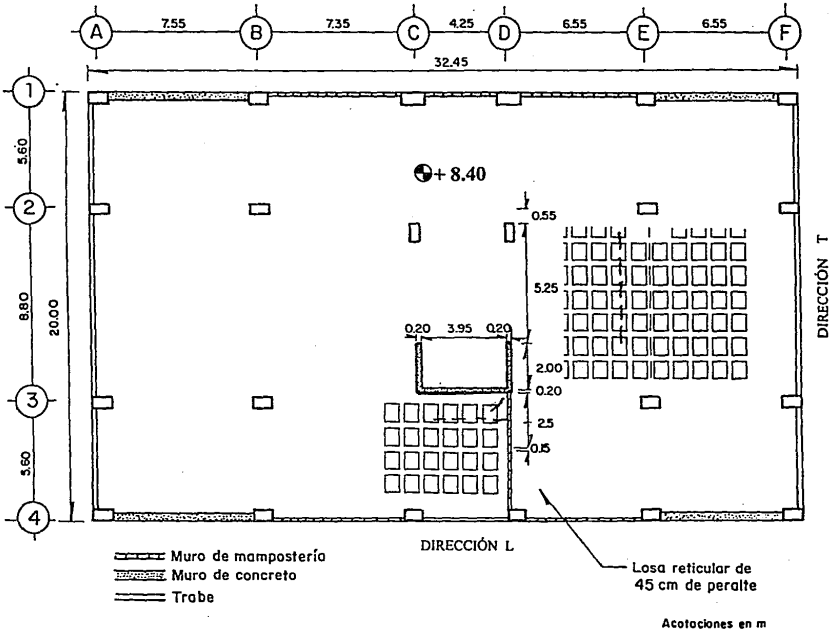


Fig 2.15. Agrietamientos observados en la losa nivel 4

CAPÍTULO 3

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS CONCRETOS

Para conocer las características del concreto en la estructura JAL, se determinaron sus propiedades a partir de la ejecución de pruebas de campo no destructivas y semidestructivas enfocadas a medir la dureza y velocidad de pulso. Además se extrajeron núcleos para determinar la resistencia a compresión y módulo de elasticidad (ref 6).

Se seleccionó, al menos, la mitad de los niveles correspondientes a cada tipo de concreto. De esta manera, para el primer tipo de concreto ($f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$) se eligieron el sótano y cuatro niveles de estacionamientos (E1, E3, E4 y E6); para el segundo tipo ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$) el séptimo, noveno y décimo niveles y para el tercer tipo ($f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$) el décimoprimer y décimotercer niveles. Se escogieron elementos estructurales representativos en cada nivel, tratando de que fueran los mismos, en ubicación, para los niveles estudiados.

Los equipos empleados en los ensayos no destructivos fueron:

- **Esclerómetro.** Para el estudio se empleó la pistola de rebote conocida como esclerómetro, el cual permite registrar en una escala graduada un valor de rebote. La prueba se realizó en tres diferentes alturas de cada elemento y en cada posición se registraron 30 valores.

Los valores registrados no permitieron establecer una relación directa entre el número de rebote y la resistencia a compresión. La prueba en realidad es sólo de naturaleza comparativa, y es útil para conocer la uniformidad del concreto y para verificar la calidad del material en la estructura.

- **Velocidad de Pulso.** La técnica de la velocidad de pulso es un método adecuado para establecer la uniformidad del concreto e incluso ha sido usada para estimar la resistencia. Consiste en medir el tiempo que toma

un pulso de vibración ultrasónica en viajar desde un transductor emisor a uno receptor. Se realizaron pruebas colocando los transductores en posición directa e indirecta, las velocidades de pulso calculadas fueron similares en ambos casos.

Las especificaciones de diseño indican que la mayor resistencia de los concretos se encuentran en los niveles inferiores del edificio. En los resultados se aprecia que los valores de velocidad de pulso registrados tienen relación directa con la correspondiente resistencia a compresión. Además, los resultados permitieron identificar dos tipos de concreto en la estructura. Los valores de velocidad de pulso encontrados en los núcleos de concreto extraídos son comparativamente mayores a los registrados in situ, con diferencias de hasta 100 por ciento.

En las pruebas semidestructivas se extrajeron núcleos de concreto

- **Núcleos de Concreto.** Los núcleos de concreto con extraídos de los miembros estructurales para establecer la calidad in situ del concreto, en particular en términos de resistencia a compresión. Se extrajeron un total de 20 núcleos de concreto (10 en columnas y 10 en muros) de 7.5 cm de diámetro y 15 cm de longitud.

A partir de los resultados se identificaron dos tipos de concreto: $f_c = 285 \text{ kg/cm}^2$ del sótano al séptimo nivel y $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ del octavo al décimotercer nivel. Además, fue posible establecer relaciones entre la resistencia a compresión y velocidad de pulso. Para la determinación nominal debe considerarse que la resistencia obtenida de los núcleos de concreto es menor que la resistencia que se obtiene de ensayos de cilindros de concreto. Asumiendo la relación (ref 8)

$$f_{c,cor} = 0.8 f_{c,cil}$$

dónde $f_{c,cor}$ es la resistencia obtenida de los núcleos
 $f_{c,cil}$ es la resistencia obtenida de ensayo de cilindros

la resistencia nominal para un concreto clase 2 se puede estimar como (ref 8)

$$f_{c,cil} = \frac{f_{c,cor}}{0,8} - 0,84\sigma_{cor}$$

donde σ_{cor} es la desviación estándar de la resistencia de los corazones.

Así, la resistencia nominal del concreto es del sótano al séptimo nivel de 314 kg/cm² y del octavo nivel a azotea de 272 kg/cm².

Los módulos de elasticidad determinados a partir de los núcleos de concreto extraídos, agrupados de acuerdo a los dos tipos de concreto identificados fueron iguales a 143,000 kg/cm² para los niveles inferiores y 134,000 kg/cm² para los niveles superiores. Fue posible establecer una correlación entre módulo de elasticidad y resistencia a la compresión.

Finalmente se calcularon los valores de módulo de elasticidad mediante la expresión propuesta en la ref 8, los valores calculados fueron un 30 por ciento mayores a los obtenidos de los ensayos de núcleos. Un resumen de los resultados obtenidos se presenta en la tabla 3.1.

TABLA 3.1

RESULTADOS DE LOS ENSAYES DE LOS NÚCLEOS

NÚCLEO	NIVEL	EJE	ELEMENTO	Vp alem	Vp núc	fc núc	u	P.V. núc	Eo,cal núc	Eo,exp núc
1	Sot	AB-4	MURO	---	3491	263.5	0.29	2080	197940	----
2	Sot	AB-4	MURO	2105	3463	239.3	0.28	2055	195477	----
3	Sot	AB-4	MURO	---	3449	287.4	0.29	2084	190459	----
4	Sot	CD-3	MURO	1966	3443	256.8	0.29	2077	193105	177954
5	E-6	F-3	COLUMNA	2313	3322	245.2	0.28	2044	178254	112924
6	E-3	B-2	COLUMNA	2462	3443	277.5	0.29	2098	192381	129472
7	E-3	A-1	COLUMNA	2149	3836	347.5	0.31	2062	222904	174372
8	E-4	F-3	COLUMNA	2140	3133	205.7	0.27	2080	165270	----
9	E-1	C-2	COLUMNA	2260	3550	323.5	0.30	2130	200902	163085
10	E-1	A-2	COLUMNA	2158	3257	259.4	0.29	2075	172344	129715
11	E-1	AB-4	MURO	2543	3722	322.7	0.31	2123	220248	----
12	E-1	AB-4	MURO	---	3836	390.2	0.32	2113	220416	115924
X =				2233	3495	285	0.29	2085	195808	143349
D.E. =				172	2078	49.9	0.01	25.4	17810	25651
C.V. =				0.08	0.06	0.17	0.04	0.01	0.09	0.18

TABLA 3.1 CONTINUACIÓN

NÚCLEO	NIVEL	EJE	ELEMENTO	Vp elem	Vp núc	fc núc	u	P.V. núc	Ec,cal núc	Ec,exp núc
13	N-9	EF-4	COLUMNA	1754	3098	138*	0.26	1983	159841	---
14	N-9	EF-4	COLUMNA	1493	3578	342	0.31	2080	198474	---
15	N-10	AB-1	MURO	1684	3345	233.8	0.28	2033	181040	181220
16	N-10	AB-1	MURO	---	3248	243.7	0.28	2027	169134	139943
17	N-13	AB-1	MURO	2191	3359	272.5	0.29	2048	179352	115176
18	N-13	AB-1	MURO	---	3109	244.2	0.28	2063	157670	123955
19	N-13	B-2	COLUMNA	1925	3252	223.8	0.28	2038	172593	150489
20	N-13	C-2	COLUMNA	1397	3044	187.6	0.27	1972	149460	91622
X =				1741	3254	249.7	0.28	2031	170696	133734
D.E. =				2644	1645	48.1	0.01	34.6	14102	28248
C.V. =				0.15	0.05	0.19	0.05	0.02	0.08	0.21

P.V.núc Peso volumétrico del concreto

Vp elem Velocidad de pulso obtenida en el elemento, en m/s

Vp núc Velocidad de pulso obtenida en el núcleo, en m/s

fc núc Resistencia a la compresión obtenida en el núcleo, en kg/cm²

u Coeficiente de Poisson

Ec,cal núc Módulo de elasticidad calculado para los núcleos, en kg/cm²

Ec,exp núc Módulo de elasticidad experimental para los núcleos, en kg/cm²

* Este núcleo no interviene en los cálculos porque el núcleo extraído presentó grieta trasversal

CAPÍTULO 4

PROPIEDADES DINÁMICAS EXPERIMENTALES

Para calibrar el modelo matemático representativo del comportamiento lineal y evaluar las propiedades dinámicas del sistema edificio-suelo, se realizaron campañas de mediciones de vibración ambiental con el propósito de identificar las frecuencias naturales, modos de vibración y las fracciones de amortiguamiento crítico del edificio.

4.1 METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

La metodología experimental consistió en la aplicación de un análisis convencional de señales aleatorias (ref 9) a partir de registros obtenidos en mediciones de vibración ambiental. Se diseñó un dispositivo experimental que permite medir simultáneamente las vibraciones en ocho puntos de la estructura. En cada punto de medición elegido se coloca un servo-acelerómetro de alta resolución con el fin de lograr captar las señales de muy pequeña amplitud de dichas vibraciones. Las señales captadas fueron transmitidas, a través de cables blindados, a unos acondicionadores donde se amplifican; se filtraron las frecuencias mayores de 30 Hz. Las señales acondicionadas se enviaron a una computadora personal provista de un convertidor analógico-digital de 16 canales. Este equipo permitió capturar y almacenar temporalmente toda la información en la expansión de memoria RAM, para ello debe indicarse al programa la frecuencia de muestreo y la duración del registro. Al finalizar la captura, los datos se transfirieron automáticamente al disco duro y posteriormente se respaldaron en un disco bernoulli de alta densidad (ref 10).

El procesamiento de la información consistió en aplicar un análisis de señales aleatorias estacionarias (ref 9) para obtener los espectros de potencia promedio, así como las correspondientes funciones de transferencia (en fase y amplitud) y de coherencia entre pares de señales. Para ello se selecciona uno de los canales como referencia y se define el número de eventos en que se dividirá el registro. El dispositivo cuenta con un analizador de espectros de dos canales, con el cual se monitorea la evolución de los espectros durante la prueba y, si se desea, puede capturarse la

información del analizador a través de la interfaz IEEE-488 (ref 11). En la fig 4.1 se presenta un diagrama de bloques del dispositivo experimental.

Las mediciones de vibración ambiental en el edificio fueron realizadas en septiembre de 1992 y noviembre de 1993. Se eligieron 29 puntos en la estructura y uno en el terreno a 10 m de la entrada principal del edificio (fig 4.2).

Se realizaron diez pruebas registrando las vibraciones en ocho puntos simultáneamente con diferentes arreglos, cambiando la posición y la orientación de los sensores. Las tres primeras pruebas se realizaron en la superestructura para obtener los modos de vibrar de traslación y torsión; las seis siguientes fueron en el cajón de cimentación para evaluar su flexibilidad y la última para evaluar los efectos de interacción.

Durante las pruebas, la frecuencia de muestreo fue de 100 muestras por segundo, la duración del evento fue de 20.48 s y se promediaron 40 eventos.

4.2 RESULTADOS

Se lograron obtener espectros estables de las mediciones de vibración ambiental, es decir, que las configuraciones espectrales no cambiaron después de un cierto número de eventos promediados.

En la fig 4.3 se comparan los espectros promedio obtenidos en el centro de la azotea (punto 1) y en el sótano (punto 11) para las dos etapas de mediciones realizadas antes y después de los sismos de mayo y octubre de 1993. En ellas se observan ordenadas significativas que están asociadas a las frecuencias naturales de vibrar del edificio. Con la función de transferencia entre los puntos 1 y 11, calculados a partir del espectro de potencia, se aprecian las cuatro primeras frecuencias naturales de vibrar de las direcciones T y L (fig 4.4).

En las figuras 4.5 se presentan algunos de los espectros promedio que se utilizaron para determinar las frecuencias de vibrar asociados a los modos de torsión.

Con el análisis de la información se pudo detectar las cuatro primeras frecuencias de vibrar correspondientes a los componentes trasversal, longitudinal y rotacional (tabla

4.1, fig 2.1). La frecuencia dominante medida en el suelo fue de 0.50 Hz, la cual es muy parecida a la obtenida en otras mediciones cercanas al lugar (ref 12).

Los resultados obtenidos durante la segunda etapa de mediciones indican un corrimiento en frecuencia con respecto a las detectadas en la primera etapa. Este efecto es más marcado para las componentes longitudinal y rotacional (tabla 4.1). Las diferencias son en parte atribuidas al efecto de los sismos de mayo y octubre de 1993. En el edificio no se detectaron daños.

Las formas modales obtenidas en la estructura se muestran en las figs. 4.6 a 4.8, los valores experimentales se representan con puntos. Con las pruebas realizadas en la losa del sótano se determinaron las elásticas tridimensionales para las frecuencias fundamentales de vibración del edificio (figs 4.9 y 4.10). Las elásticas correspondientes a los primeros modos de torsión y traslación longitudinal son prácticamente iguales, por lo que se trazó una de ellas. La losa de cimentación presenta movimientos relativos significativos en los ejes 3 y E, lo que indica que no se comporta como un diafragma rígido.

Se estimó el amortiguamiento de los modos fundamentales de la estructura a partir de los espectros de las figs 4.11 y 4.12, los cuales se obtuvieron con tres diferentes longitudes de evento: 1024, 4096 y 8192 puntos que corresponden a una resolución en frecuencia cuyos anchos de banda son: 0.012, 0.024 y 0.098 Hz. Se empleó el método propuesto por Kawasumi y Shima (ref 13). Los amortiguamientos calculados varían entre 5 y 7 por ciento del amortiguamiento crítico. El amortiguamiento equivalente evaluado utilizando el concepto de función de transferencia varía entre 2 y 3 por ciento del amortiguamiento crítico.

TABLA 4.1. FRECUENCIAS NATURALES IDENTIFICADAS EXPERIMENTALMENTE, EN Hz

REGISTRO	FECHA	MODO	L	T	R
VIBRACIÓN AMBIENTAL	23/sep/92	1	0.73	0.44	0.83
		2	3.12	1.60	2.54
		3	5.95	2.93	4.30
		4	8.89	4.39	6.15
SISMO 1	15/may/93	1	0.65	0.37	0.60
		2	2.58	1.34	---
		3	4.81	2.47	---
SISMO 2	15/may/93	1	0.61	0.35	0.58
		2	2.68	1.29	---
		3	4.72	2.25	---
SISMO 5	24/oct/93	1	0.57	0.35	0.53
		2	2.47	1.26	---
		3	4.67	2.20	---
VIBRACIÓN AMBIENTAL	25/nov/93	1	0.70	0.44	0.68
		2	2.64	1.45	2.31
		3	4.91	2.56	3.81
		4	7.25	4.00	5.61

L Longitudinal
T Traversal
R Rotacional

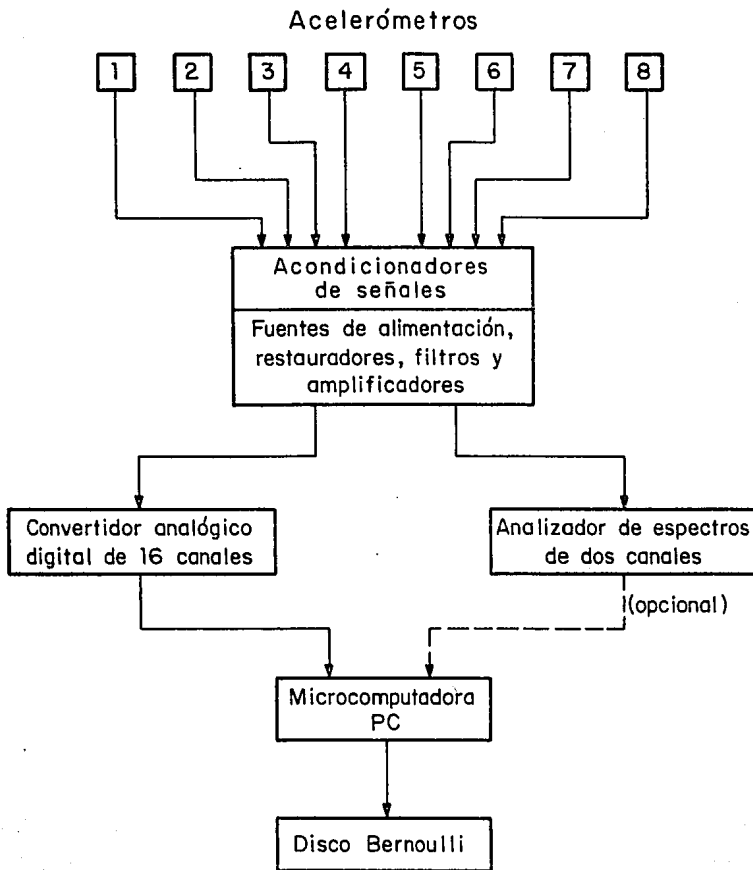


Fig 4.1. Diagrama de bloques del dispositivo experimental

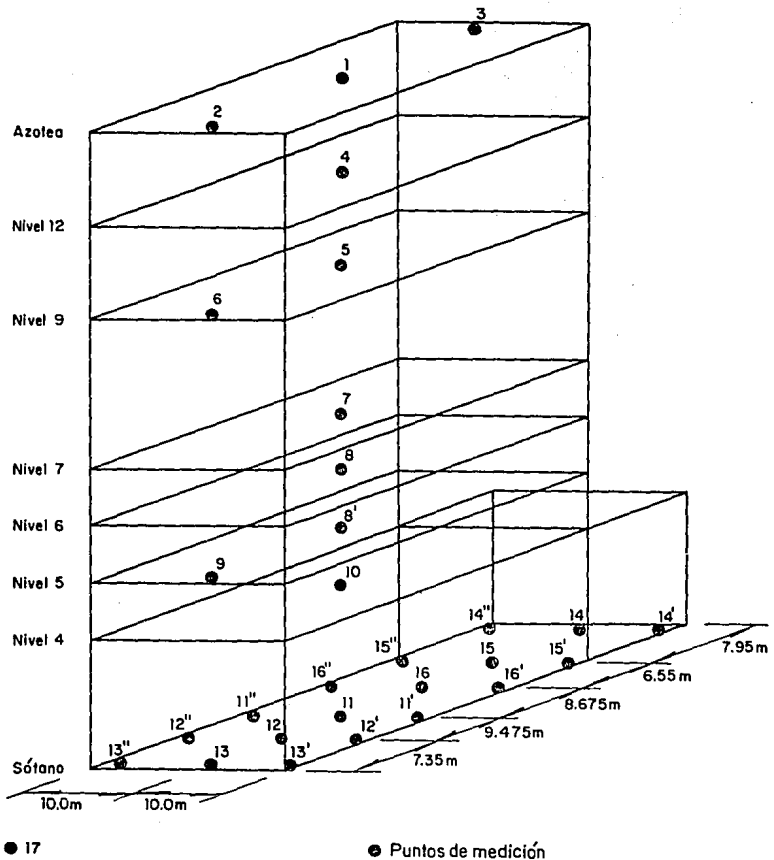
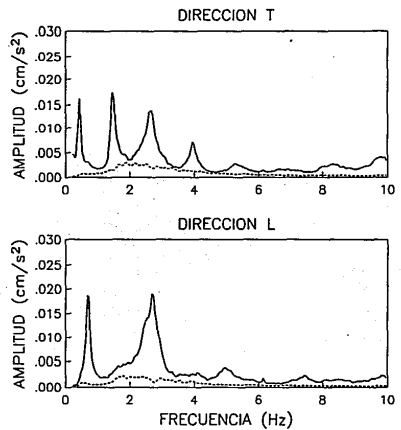
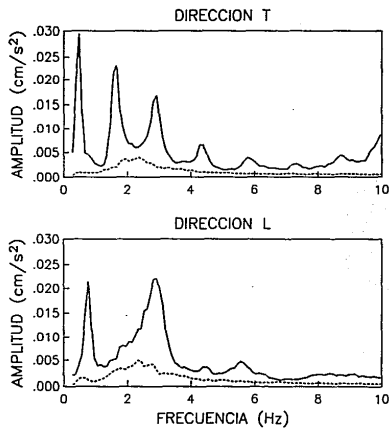


Fig 4.2. Localización de los puntos de medición para las pruebas de vibración ambiental

ANTES DE LOS SISMOS

DESPUES DE LOS SISMOS



— AZOTEA
- - - SÓTANO

Fig 4.3. Espectros promedio obtenidos simultáneamente en azotea y sótano, antes y después de los sismos, para los modos de flexión

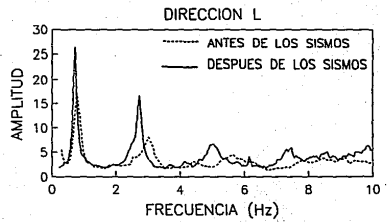
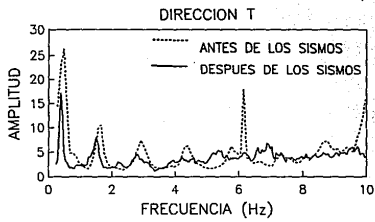


Fig 4.4. Funciones de trasferencia entre azotea y sótano

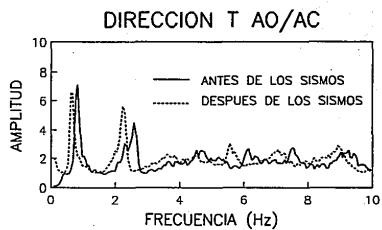
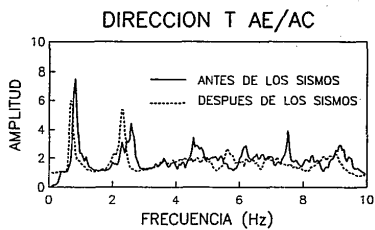


Fig 4.5. Funciones de trasferencia en azotea este y azotea centro y azotea oeste y azotea centro para los modos de torsión

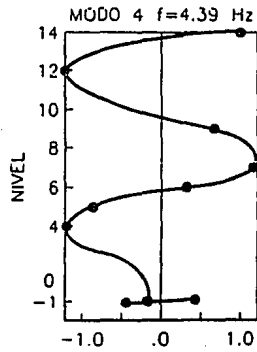
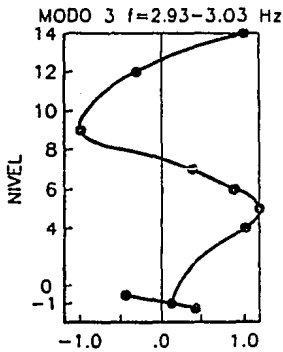
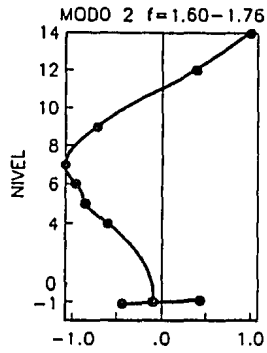
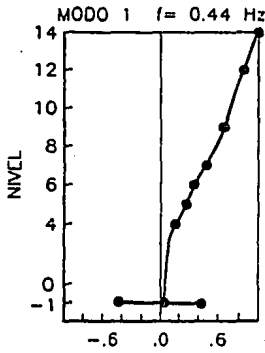


Fig 4.6. Formas modales de traslación obtenidas en la dirección T

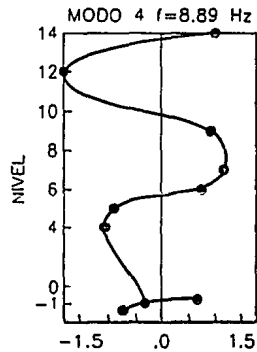
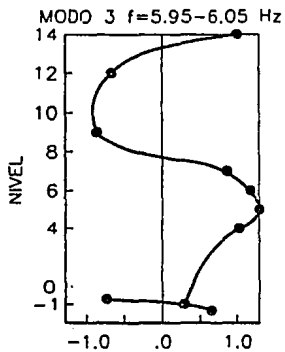
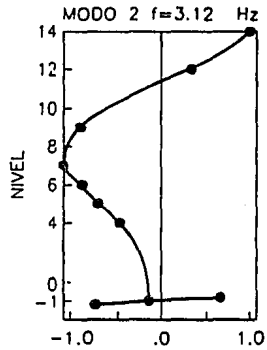
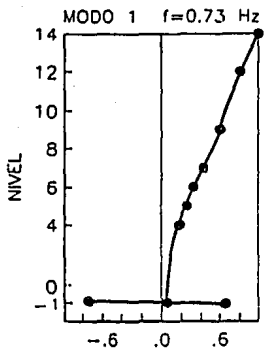


Fig 4.7. Formas modales de traslación obtenidas en la dirección L

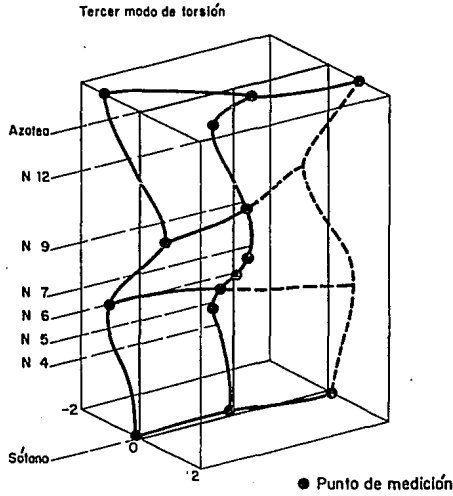
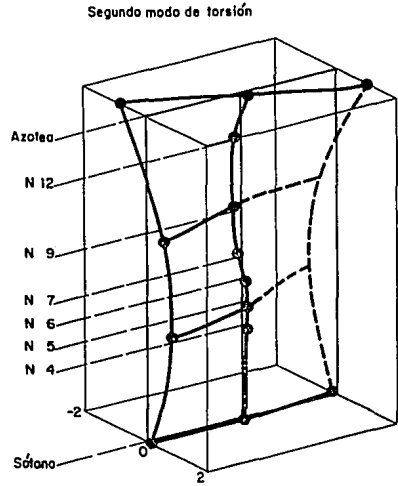
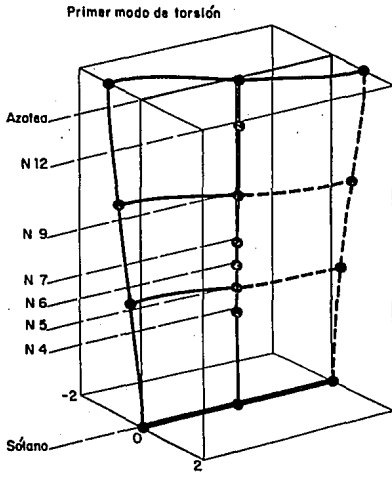


Fig 4.8. Formas modales de torsión

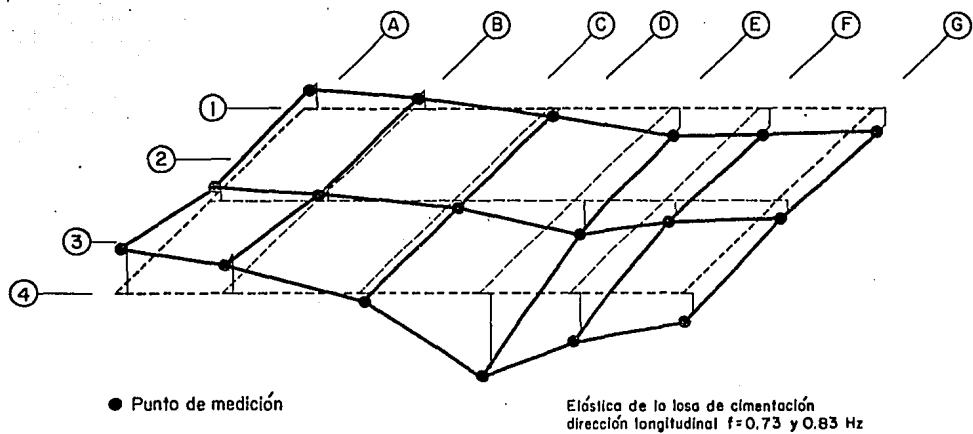


Fig 4.9. *Elástica tridimensional de los modos fundamentales longitudinal y torsión de la losa de cimentación*

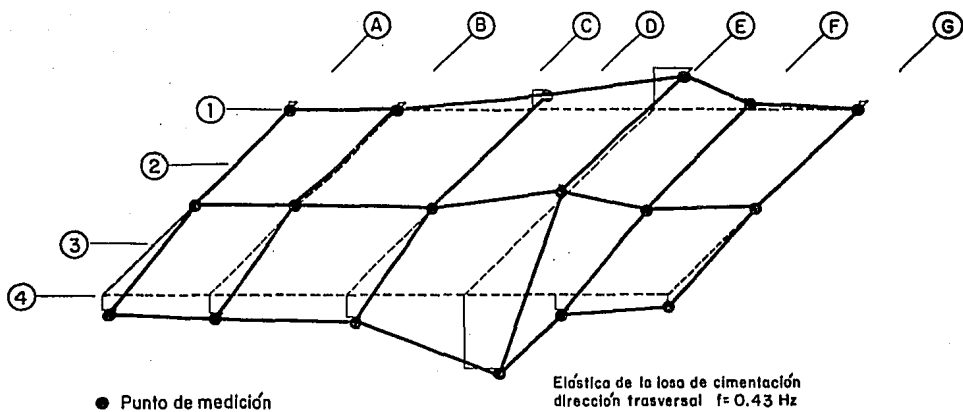


Fig 4.10. *Elástica tridimensional del primer modo trasversal de la losa de cimentación*

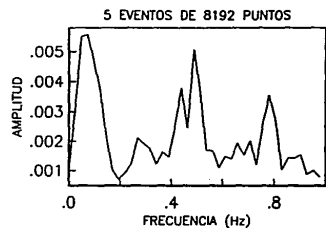
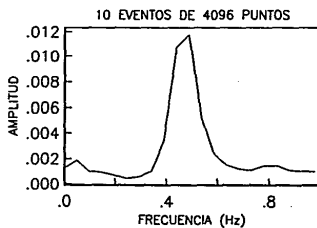
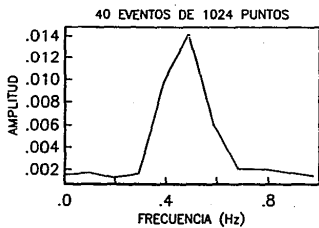
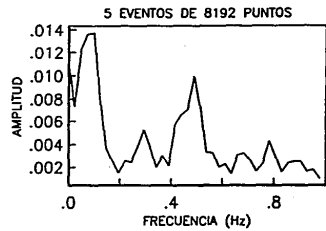
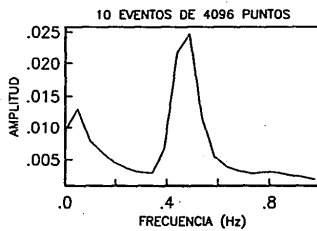
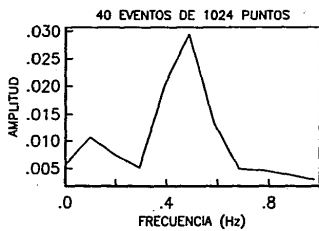


Fig 4.11. Espectro promedio de la dirección T calculado con diferentes longitudes de evento

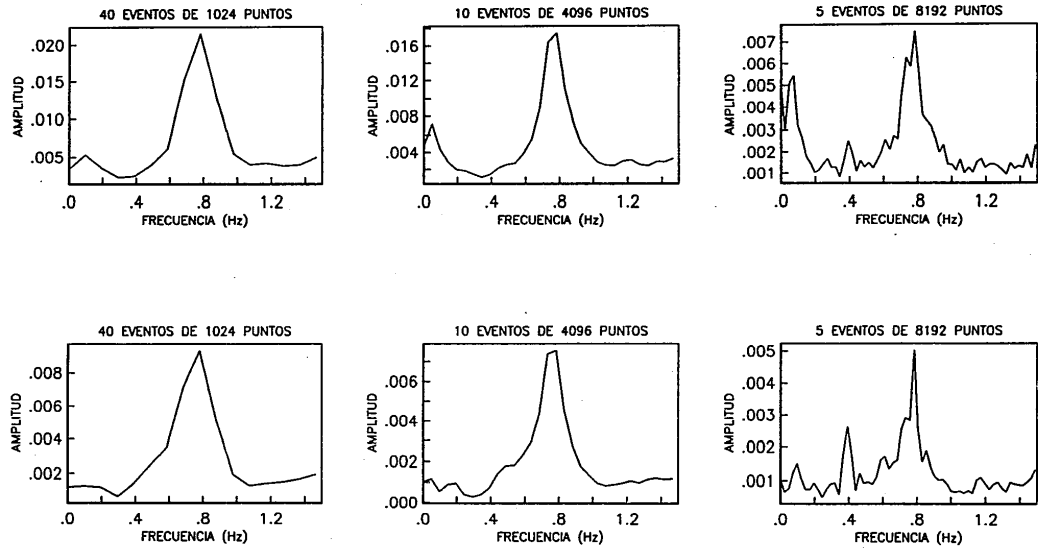


Fig 4.12. Espectro promedio de la dirección L con diferentes longitudes de evento

CAPÍTULO 5 REGISTROS SÍSMICOS

Durante octubre y noviembre de 1992, se instaló la instrumentación sísmica del edificio JAL. Se seleccionaron un total de 14 puntos de observación: dos en pozos profundos, uno en el terreno, cuatro en sótano, dos en el nivel 5, dos en el nivel 10 y tres en azotea (ref 14); cada estación está compuesta de acelerógrafos digitales con sensores triaxiales, dos horizontales y uno vertical.

En la fig 5.1 se presenta un croquis de la estructura especificando la localización de los instrumentos y su orientación. De acuerdo a su ubicación, a cada punto de medición se le asignó una clave de identificación, la cual se compone de dos caracteres: el primero identifica al nivel del edificio (pozo, sótano, nivel 5, nivel 10 o azotea) y el segundo su orientación (este, oeste, centro o norte). Las claves P1 y P2 corresponden a las estaciones de pozo a 20 y 45 m, respectivamente, y S a la estación del terreno.

Dependiendo del lugar de instalación y del elemento estructural al cual se fijaron los instrumentos, se escogieron los montajes horizontal o vertical. Se definieron e instalaron cuatro tipos de estaciones: interior con montaje vertical, interior con montaje horizontal, exterior con montaje horizontal e interior de pozo con montaje vertical. Se diseñó un gabinete metálico especial para proteger y resguardar los equipos.

Cada acelerógrafo funciona en forma independiente y autónoma con su propio sistema de registro y disparo, con el fin de integrarlos en una red. Los 14 equipos fueron interconectados para fines de disparo mediante una configuración maestro-esclavo. Al rebasar el movimiento el umbral preestablecido en el aparato maestro, éste envía una señal a todos los demás, configurados como esclavos, para que inicien el registro. En un inicio se seleccionó el aparato 5E como maestro. Sin embargo, por estar localizado en el interior de una oficina, frecuentemente está perturbado por el personal que allí trabaja, provocando disparos falsos. Se decidió cambiar el aparato maestro,

seleccionando la estación AO y se le programó con un umbral de disparo de 6 gal para las componentes horizontales y 3 gal para la vertical.

Además, se alambrió el sistema para permitir la sincronía de todos los registros mediante una señal común de tiempo, el cual se registra simultáneamente con el tiempo interno de cada aparato.

Doce eventos, entre sismos y movimientos locales, produjeron un total de 142 acelerogramas durante 1993. Nueve de los eventos fueron identificados como movimientos sísmicos y tres se originaron por perturbaciones locales. Destacan los sismos del 15 de mayo (14 de mayo, hora local; $M_w = 5.8$ y 6) y del 24 de octubre ($M_w = 6.7$), cuyos epicentros se localizaron en las costas de Guerrero. En la tabla 5.1, se presenta un resumen de los datos registrados, así como las aceleraciones máximas por nivel.

El análisis detallado de los registros sísmicos es motivo de otro estudio. Algunos resultados preliminares se presentan en la tabla 5.1, donde se comparan las frecuencias naturales identificadas experimentalmente. En las figs. 5.2 y 5.3, se muestran algunos de los espectros que se utilizaron para determinar las frecuencias asociadas a los modos de flexión y torsión, correspondientes a los tres sismos analizados. Los resultados indican que las frecuencias son sensibles al nivel de amplitud de la excitación. Fenómenos similares han sido reportados en las refs 15 y 16, donde edificios instrumentados en Estados Unidos y Japón presentan cambios en sus frecuencias naturales de vibrar aún sin exhibir daños o un mínimo de daño no estructural. Más aún, en pruebas de vibración forzada, se ha detectado un decremento en la frecuencia natural de vibración del edificio a medida que se incrementa el nivel de la amplitud de la excitación (ref 17).

El amortiguamiento equivalente del sistema calculado por medio de la función de transferencia entre azotea y campo, indica valores entre 2 y 4 por ciento del amortiguamiento crítico.

TABLA 5.1 RESUMEN DE LOS DATOS REGISTRADOS DURANTE 1993 EN EL EDIFICIO JAL

No del evento	Tipo de evento	Fecha	Hora GMT	No de registros	A máx campo libre (gal)	A máx pozo 20 m (gal)	A máx base (gal)	A máx niv 5 (gal)	A máx niv 10 (gal)	A máx azotea (gal)
93-1	Sismo, Guerrero, M = 5	31/03/93	10:19:48	4	---	---	---	---	---	9.58(T)
93-2	Sismo, Guerrero, M = 5.8	04/04/93	14:23:34	2	---	---	1.32(V)	---	1.68(V)	---
93-3	Sismo, Guerrero, M = 6	15/05/93	03:11:11	14	4.31(L)	0.84(T)	3.83(L)	7.19(T)	7.66(T)	11.50(T)
93-4	Sismo, Guerrero, M = 6	15/05/93	03:13:59	14	10.78(V)	2.04(L)	8.86(L)	15.81(T)	21.08(L)	27.78(L)
93-5	Local	18/05/93	14:58:55	1	2.4(V)	---	---	---	---	---
93-6	Local	20/05/93	20:17:34	13	0.36(V)	0.24(V)	3.11(V)	3.95(V)	7.07(V)	36.88(V)
93-7	Sismo, Guerrero, M = 4.6	29/07/93	20:18:26	14	1.92(V)	0.48(T)	2.16(T)	5.75(V)	4.31(T)	7.66(T)
93-8	Sismo, México-Guatemala, M = 5.3	03/09/93	12:39:08	14	1.92(T)	0.36(L)	1.68(L)	2.87(T)	8.14(T)	10.06(T)
93-9	Sismo, México-Guatemala, M = 5.3	03/09/93	12:40:12	14	0.96(T)	0.36(L)	0.96(T)	1.92(T)	5.27(T)	6.71(T)
93-10	Sismo, México-Guatemala, M = 7.1	10/09/93	19:16:56	14	2.87(T)	0.36(L)	2.63(T)	4.31(T)	10.06(T)	12.45(T)
93-11	Sismo, Guerrero, M = 6.7	24/10/93	07:53:15	14	13.17(T)	2.16(T)	13.29(T)	23.47(L)	44.55(L)	56.52(L)
93-12	Sismo, Guerrero, M = 5.3	13/11/93	00:18:59	14	2.4(T)	0.24(T)	2.16(T)	3.35(L)	5.75(T)	7.19(T)

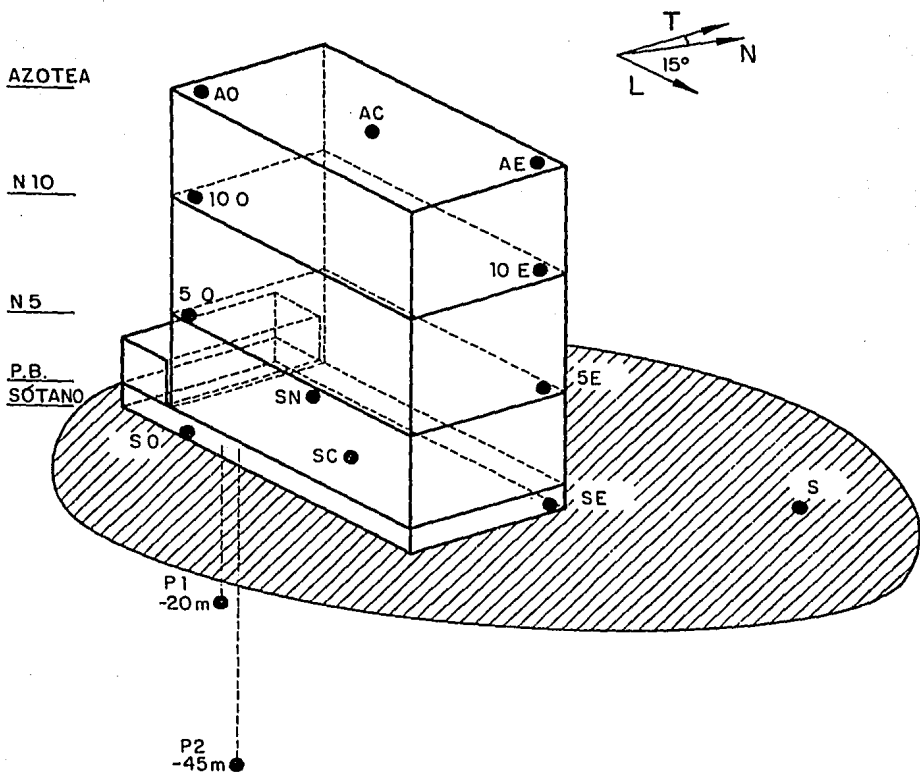


Fig 5.1. Croquis de la estructura del edificio mostrando la localización de la instrumentación

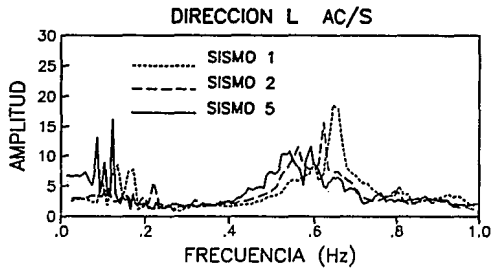
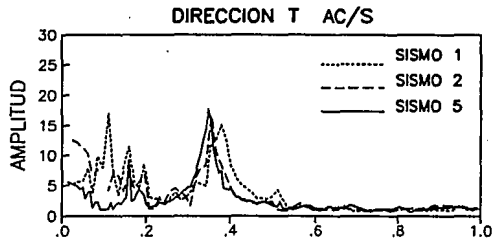


Fig 5.2. *Funciones de trasferencia entre azotea y sótano para los sismos registrados*

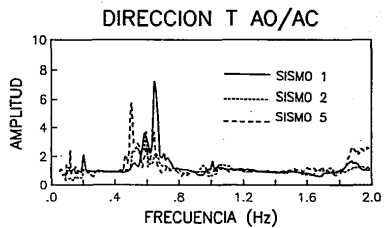
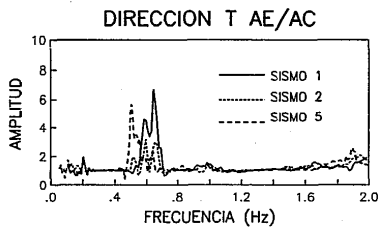


Fig 5.3. Funciones de trasferencia entre azotea este y azotea centro y azotea oeste y azotea centro sótano para los sismos registrados

CAPÍTULO 6

CARACTERÍSTICAS DE LOS SISMOS DE ANÁLISIS

La selección de un sismo de análisis con el cual excitar los modelos matemáticos es un punto delicado y sujeto a incertidumbres. Para estudios de comportamiento inelástico, ha sido frecuente el empleo del acelerograma registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación acelerográfica de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). En este trabajo, además de utilizar el registro de SCT, se recurrió a una metodología de simulación, la cual aprovechando los acelerogramas de sismos moderados obtenidos en la estación de campo del edificio, se escalan de manera de tener registros correspondientes a sismos de igual magnitud que la de 1985.

6.1 ACELEROGRAMA SCT

En el estudio se utilizó el acelerograma de SCT para analizar la estructura, debido a que las características del terreno en SCT son similares a las del subsuelo del edificio, en particular en lo referente a composición y profundidad de los estratos.

Del estudio del acelerograma registrado en la estación de SCT (fig 6.1), se aprecia que los movimientos intensos del terreno con aceleraciones mayores a 50 gal duraron más de 30 s, con nueve ciclos de inversiones excediendo los 100 gal. La aceleración máxima registrada fue de 168 gal. Del espectro de respuesta obtenido con cinco por ciento de amortiguamiento crítico (fig 6.1), se puede ver que la aceleración espectral alcanza valores de 1.0 g (983 gal) para estructuras con periodos de 2 s. El espectro de Fourier (fig 6.1), muestra frecuencias dominantes alrededor de 0.5 Hz y un contenido significativo de energía entre 0.36 y 0.56 Hz.

6.2 ACELEROGRAMA SIMULADO

La idea central del procedimiento de simulación es que un acelerograma generado por un temblor de pequeña magnitud está probablemente asociado a una fuente sísmica simple, por lo que las complejidades observadas en un registro son atribuibles a las modificaciones que sufren las ondas por efecto de trayectoria y de sitio (ref 18).

El registro del temblor pequeño puede considerarse como la función de Green del medio, es decir, la aceleración que se produce en el sitio del registro debida a una dislocación puntual en la fuente. Para simular un acelerograma asociado a un temblor de diferente magnitud, bastaría conocer la historia de las dislocaciones elementales en la fuente correspondiente y efectuar la convolución de esta función de fuente con la función de Green.

EL MODELO ω^2

El espectro de amplitudes de Fourier, $A(\omega)$ del acelerograma generado por un sismo, puede expresarse como (refs 19 y 20):

$$A(\omega) = K S(\omega) T(\omega) L(\omega)$$

donde	K	es una constante empírica;
	$S(\omega)$	es el espectro de aceleración en la fuente sísmica;
	$T(\omega)$	es un término que toma en cuenta las modificaciones en el espectro por efecto de trayectoria;
	$L(\omega)$	es un término que toma en cuenta las amplificaciones en el espectro por efecto de sitio;
	ω	es la frecuencia angular

En general, los términos $T(\omega)$ y $L(\omega)$ no dependen del tamaño del temblor. De acuerdo con el modelo sísmológico ω^2 , el espectro de aceleración en la fuente sísmica está dado por:

$$S(\omega) = \frac{M_0 \omega^2}{1 + (\omega/\omega_c)^2}$$

donde	M_0	es el momento sísmico;
	ω_c	es la frecuencia de esquina definida como

$$\omega_c = 4.9 \times 10^6 (2\pi\beta) (\Delta\sigma/M_0)^{1/3}$$

donde β es la velocidad de propagación de las ondas S [km/s];
 $\Delta\sigma$ es la caída de esfuerzos [bar];
 M_0 es el momento sísmico [dina-cm]

Se aprecia que mientras mayor sea la magnitud del temblor, más pequeña será la frecuencia de esquina, entonces ocurre un enriquecimiento en baja frecuencia, por lo que es incorrecto escalar con una constante un acelerograma para simular el registro de un temblor de mayor magnitud.

Si se consideran dos eventos generados en la misma región y registrados en el mismo sitio y si M_{0e} , $\Delta\sigma_e$, ω_{ce} son los parámetros del sismo de mayor magnitud y M_{0s} , $\Delta\sigma_s$, ω_{cs} son los del sismo de menor magnitud, es posible definir el cociente entre sus espectros como:

$$R(\omega) = \frac{M_{0e}}{M_{0s}} \frac{1 + (\omega/\omega_{cs})^2}{1 + (\omega/\omega_{ce})^2}$$

SUMA DE FUNCIONES DE GREEN EMPÍRICA.

Siendo la función de Green empírica (registro del temblor pequeño) una propiedad del medio y considerando que no todas las rupturas en la fuente ocurren al mismo tiempo, para obtener el espectro del temblor simulado, será necesario superponer o sumar los subeventos desfasados un cierto tiempo t:

$$A_e(\omega) = \xi \sum_{i=1}^N A_g(\omega) e^{-i\omega t_i}$$

donde ξ es un factor de escala arbitrario

Se demuestra que si los tiempos de ruptura t_i son aleatorios, independientes e igualmente distribuidos con densidad de probabilidad $p(t)$, el valor esperado del espectro $A_e(\omega)$, $|A_e(\omega)|$, será (ref 18)

$$|A_e(\omega)|^2 = \xi^2 A_s(\omega)^2 [N + (N^2 - N) P(\omega)^2]$$

donde N es el número de rupturas
 $P(\omega)$ es la transformada de Fourier de la distribución de probabilidades de los tiempos de ruptura $p(t)$.

El cociente entre los espectros de amplitudes será entonces:

$$Q(\omega) = \xi \sqrt{N + (N^2 - N) P(\omega)^2}$$

Se trata, entonces, de evaluar las variables ξ , N y $P(\omega)$ de manera que sean congruentes con el modelo ω^2 . Es posible demostrar que

$$N = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}} \right)^{4/3} \left(\frac{\Delta \sigma_e}{\Delta \sigma_s} \right)^{-4/3}$$

$$\xi = \left(\frac{M_{oe}}{M_{os}} \right)^{-1/3} \left(\frac{\Delta \sigma_e}{\Delta \sigma_s} \right)^{4/3}$$

Además para que $Q(\omega)$ sea igual a $R(\omega)$ para cualquier valor de ω se debe satisfacer

$$P(\omega) = \frac{\sqrt{1 + \alpha (\omega / \omega_{ce})^2}}{1 + (\omega / \omega_{ce})^2}$$

donde

$$\alpha = \frac{2\omega_{ce}^2}{\omega_{ce}^2 + \omega_{cs}^2}$$

Si se impone que $P(\omega)$ sea real para evitar cambios de fase en el proceso de suma, resulta que los tiempos de ruptura de las celdas elementales tienen una densidad de probabilidades

$$p(t) = \frac{1}{2\pi} \int \frac{\sqrt{1 + \alpha (\omega/\omega_{ce})^2}}{1 + (\omega/\omega_{ce})^2} e^{i\omega t} d\omega \quad (1)$$

El procedimiento consiste, entonces, en superponer N veces la función de Green empírica escalada por un factor ξ , desfasándola cada vez un tiempo t_i , $i = 1, \dots, N$, en que los tiempos t_i son aleatorios, independientes e igualmente distribuidos con una densidad de probabilidad dada por la ecuación 1.

La metodología descrita requiere de una función de Green. Para este estudio se cuenta con los acelerogramas de campo correspondientes a los sismos del 14 de mayo y 24 de octubre de 1993 (fig 6.2). Se seleccionó el acelerograma del 24 de octubre, a partir del cual se realizaron simulaciones de acelerogramas correspondientes a sismos de magnitud 8.2.

Se calcularon los espectros de respuesta para cinco por ciento de amortiguamiento crítico de cada una de las simulaciones y se compararon con el espectro de respuesta esperado calculado con la teoría de vibraciones aleatorias (fig 6.3). Según la teoría de vibraciones aleatorias se tiene (ref 21):

$$E(a_{máx}^2) = E(F_p) a_{rms}^2$$

donde $E(a_{max}^2)$ es el valor esperado de la aceleración máxima al cuadrado;
 $E(F_p)$ es el valor esperado del factor de pico, que depende del número de picos de la señal y varía de acuerdo al acelerograma;
 a_{rms}^2 es la aceleración cuadrática media, calculada según el teorema de Parseval como

$$a_{rms}^2 = \frac{1}{\pi} \int A(f)^2 \frac{df}{T_d}$$

siendo $A(f)$ el espectro de Fourier de la señal
 T_d la duración del movimiento del terreno, calculado como el inverso de la frecuencia de esquina

En las figs 6.4 y 6.5 se presenta la comparación de espectros de respuesta, la línea continua corresponde a la simulación y la discontinua al espectro esperado. Los registros seleccionados para utilizar como excitación fueron la simulación 19 y 21 para las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente, de manera que la respuesta simulada es superior a la esperada en las frecuencias de interés. La fig 6.6 muestra los acelerogramas simulados seleccionados, así como la fase intensa utilizada como excitación, derivada según el criterio de Arias (ref 22).

La aceleración máxima en los acelerogramas simulados, así como el valor máximo en su espectro de respuesta corresponde aproximadamente a la mitad de los de SCT, por esta razón y considerando que la metodología de simulación es probabilista, se decidió escalar los acelerogramas simulados, de manera que el contenido de energía para las frecuencias de interés, correspondieran aproximadamente al que indujo el registro de SCT. La fig 6.7 muestra los espectros de Fourier para los sismos simulado (SIM), simulado escalado (SIME) y el de SCT, el factor de escala en ambas direcciones fue de 1.5.

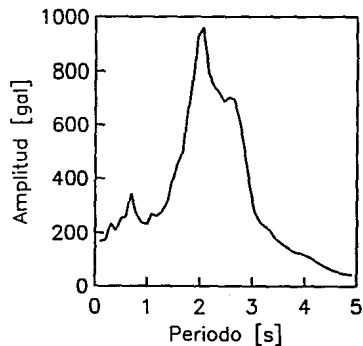
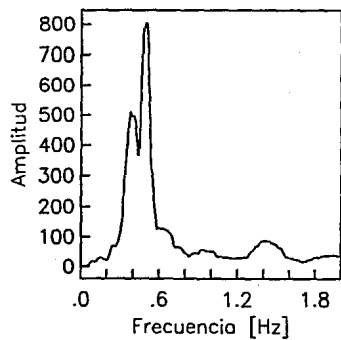
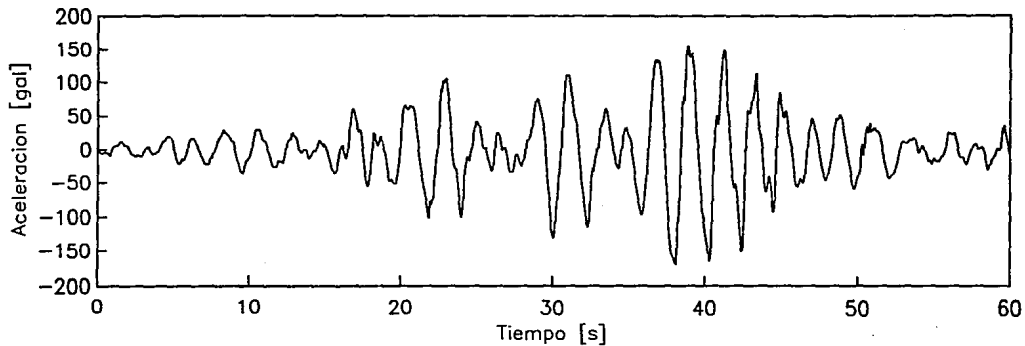


Fig 6.1. Acelerograma y espectros de Fourier y de respuesta del sismo registrado el 19 de septiembre de 1985 en la estación de SCT

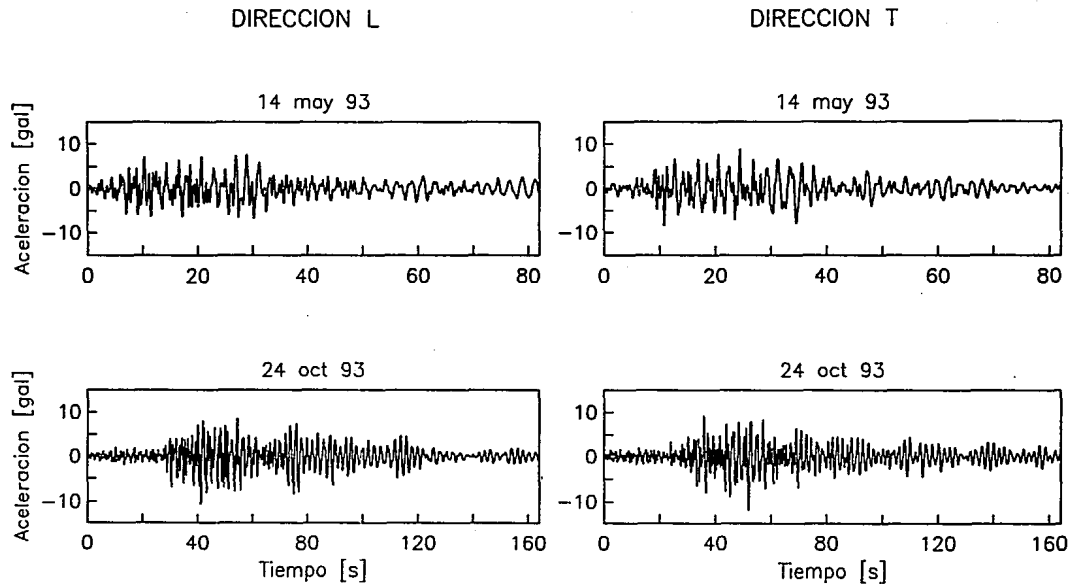


Fig 6.2. *Acclerogramas registrados en la estación de campo del edificio, utilizados como función de Green del medio*

ESPECTRO DE RESPUESTA ESPERADO

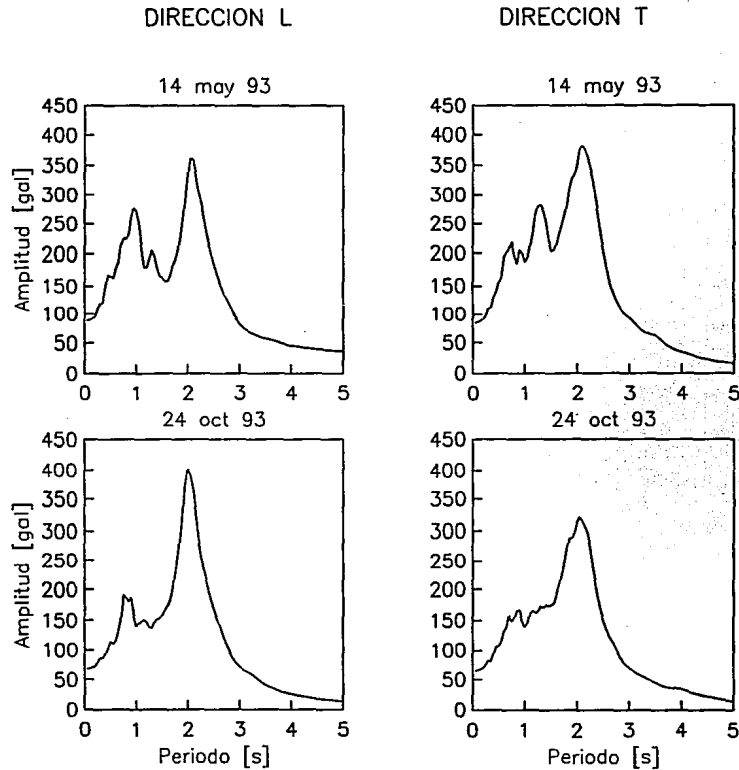


Fig 6.3. *Espectros de respuesta esperado, obtenidos a partir de las funciones de Green y calculados según la teoría de vibraciones aleatorias*

ESPECTROS DE RESPUESTA DE SIMULACIONES

DIRECCION TRASVERSAL

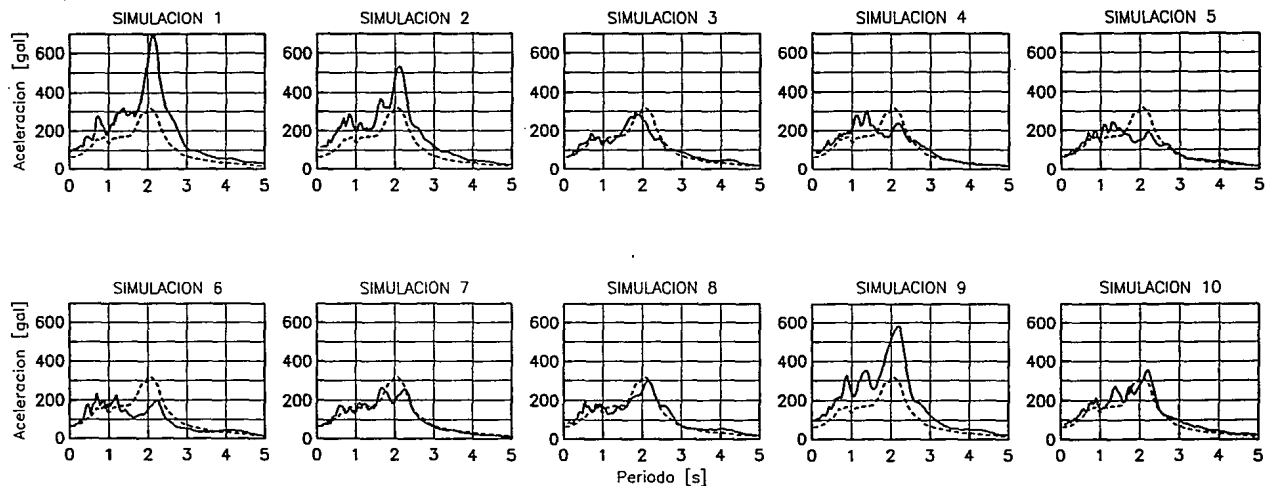


Fig 6.4a. Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones y el espectro de respuesta esperado. Dirección trasversal

ESPECTROS DE RESPUESTA DE SIMULACIONES

DIRECCION TRASVERSAL

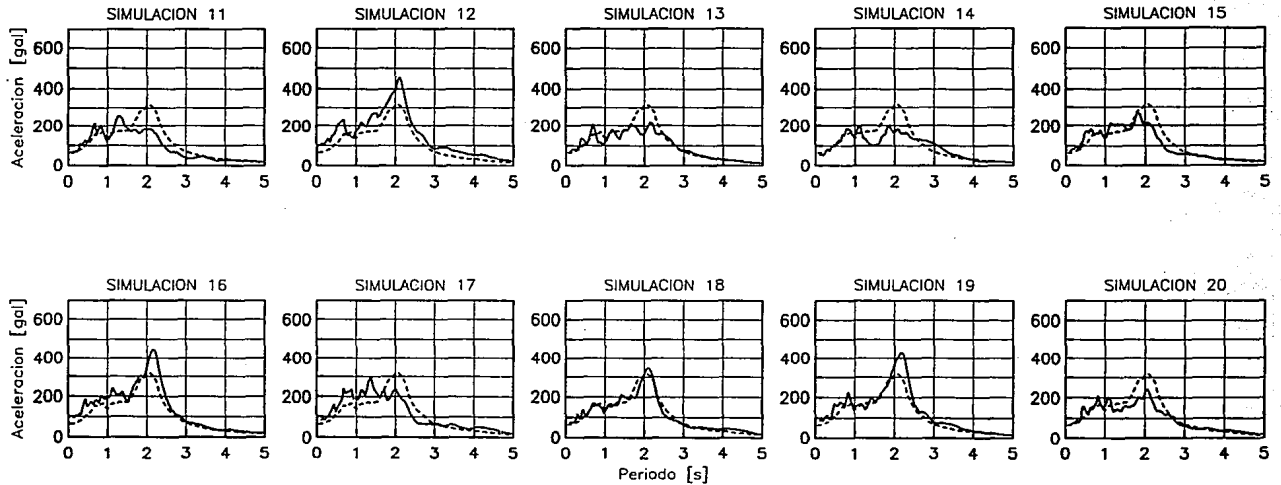


Fig 6.4b. Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones y el espectro de respuesta esperado. Dirección trasversal

ESPECTROS DE RESPUESTA DE SIMULACIONES

DIRECCION TRASVERSAL

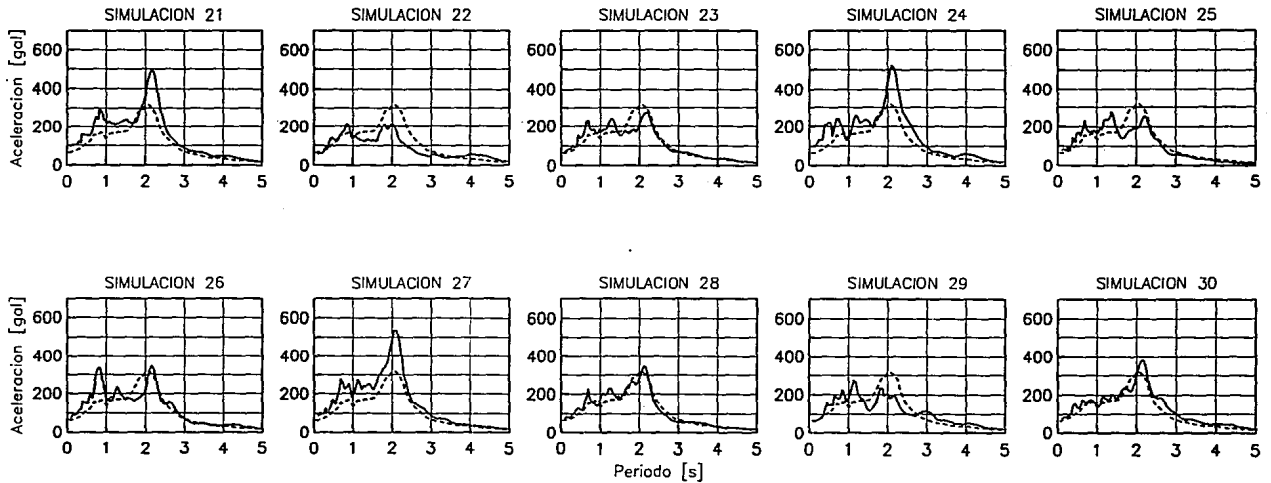


Fig 6.4c. *Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones y el espectro de respuesta esperado. Dirección transversal*

ESPECTROS DE RESPUESTA DE SIMULACIONES

DIRECCION TRASVERSAL

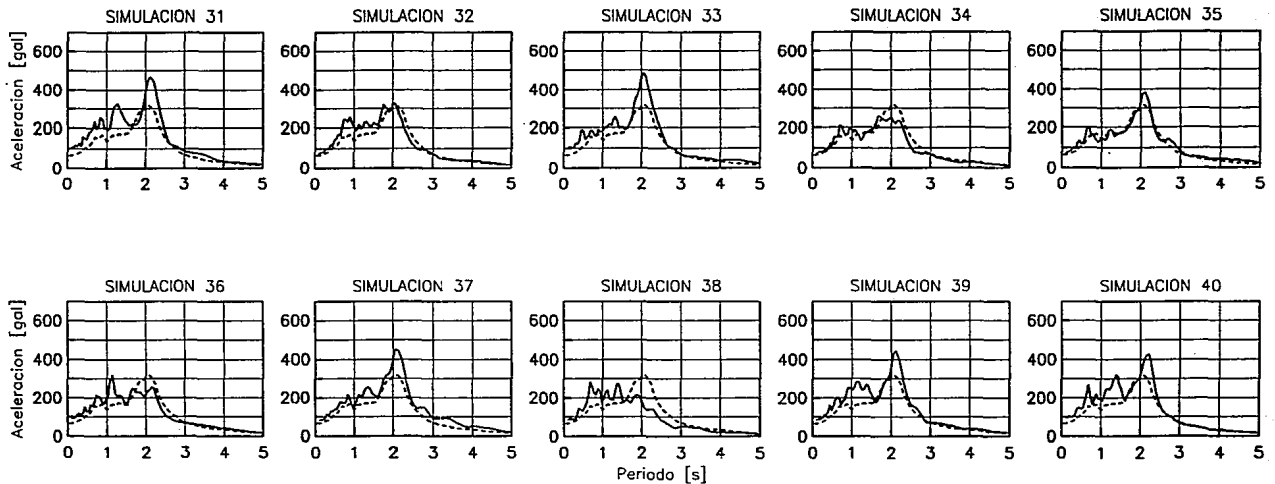


Fig 6.4d. *Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones y el espectro de respuesta esperado. Dirección trasversal*

ESPECTROS DE RESPUESTA DE SIMULACIONES

DIRECCION LONGITUDINAL

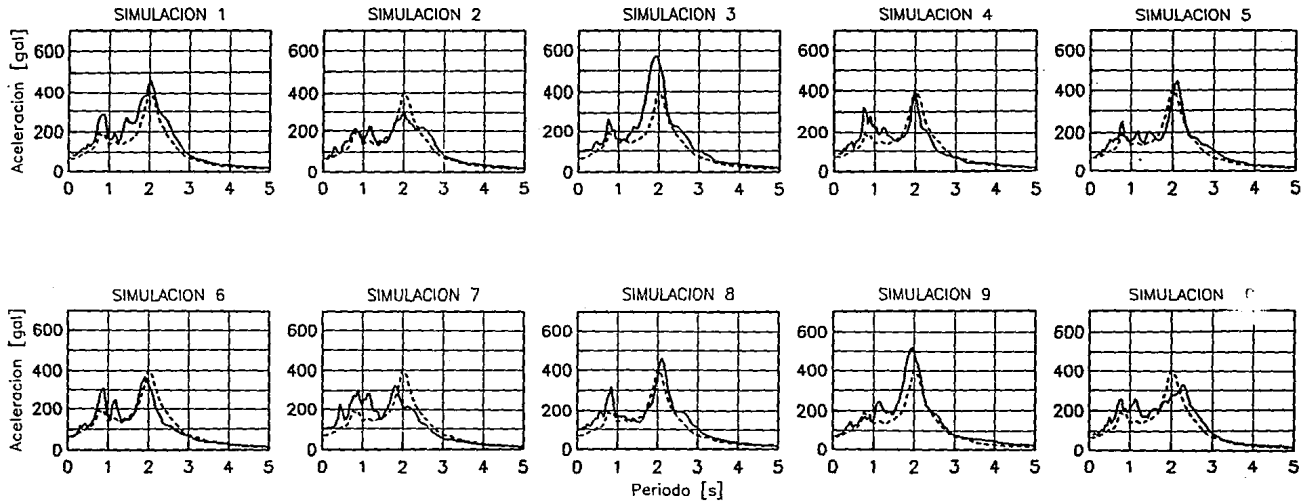


Fig 6.5a. Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones y el espectro de respuesta esperado. Dirección longitudinal

ESPECTROS DE RESPUESTA DE SIMULACIONES

DIRECCION LONGITUDINAL

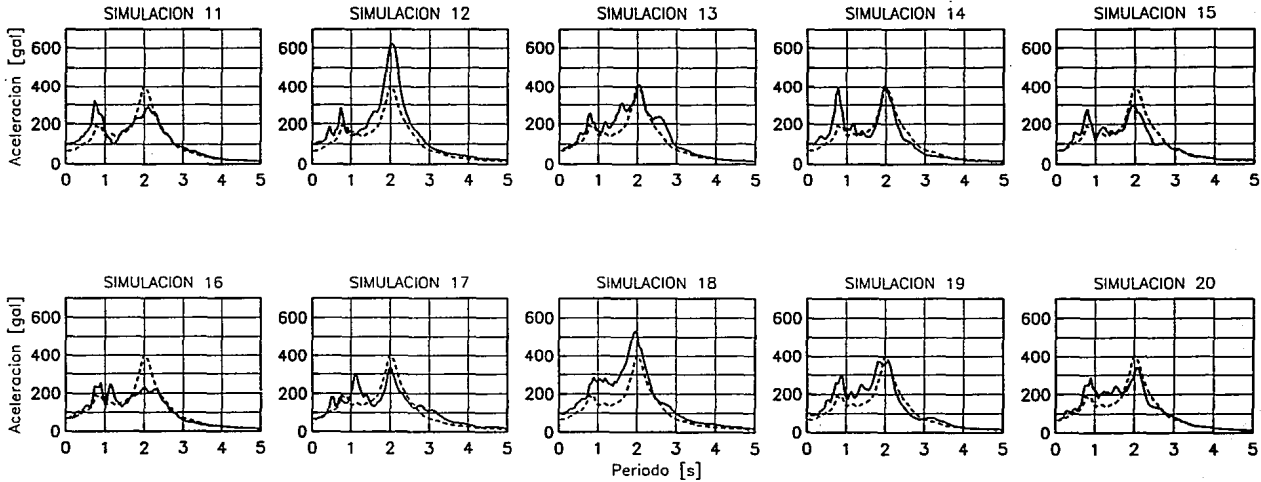


Fig 6.5b. *Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones y el espectro de respuesta esperado. Dirección longitudinal*

ESECTROS DE RESPUESTA DE SIMULACIONES

DIRECCION LONGITUDINAL

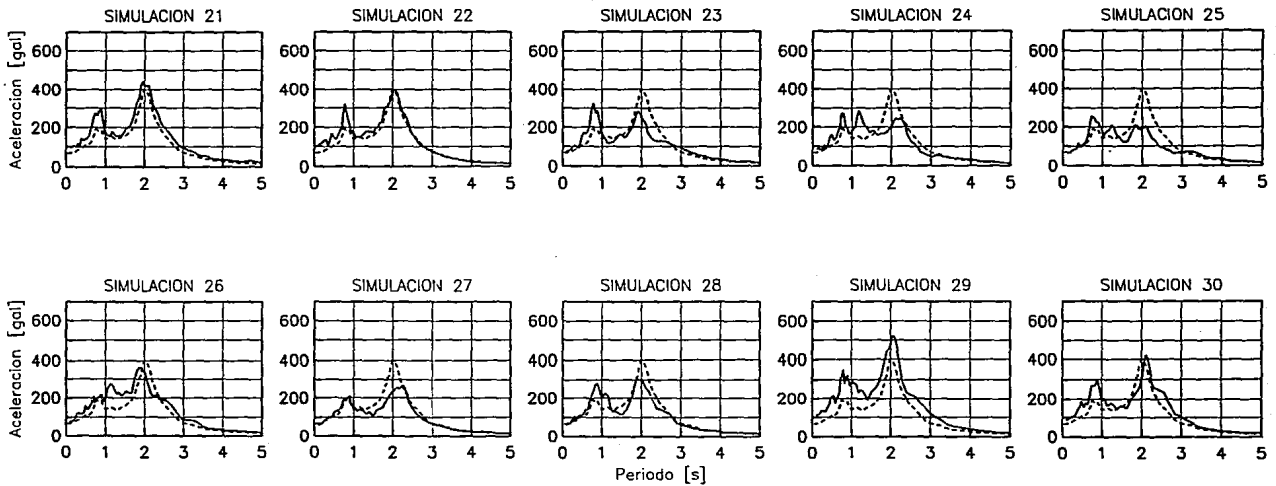


Fig 6.5c. Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones y el espectro de respuesta esperado. Dirección longitudinal

ESPECTROS DE RESPUESTA DE SIMULACIONES

DIRECCION LONGITUDINAL

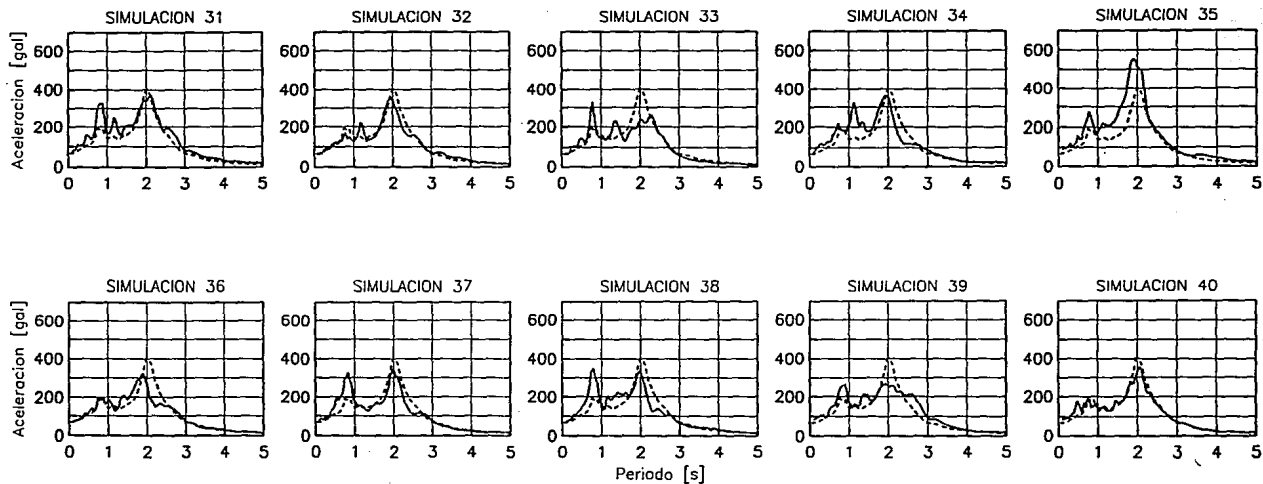


Fig 6.5d. *Comparación de los espectros de respuesta de las simulaciones y el espectro de respuesta esperado. Dirección longitudinal*

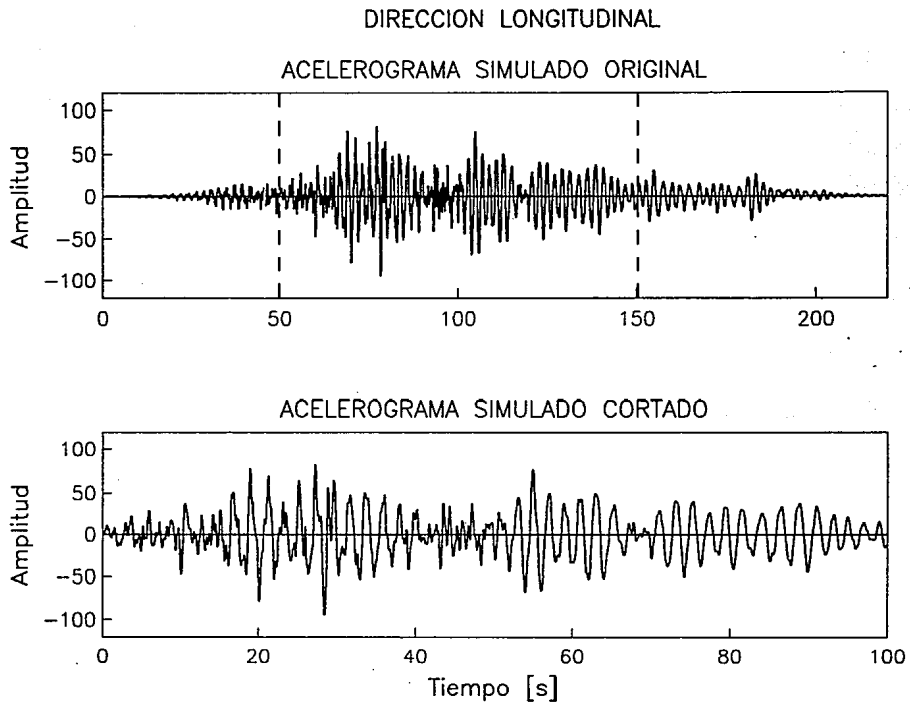


Fig 6.6a. Acelerogramas simulados seleccionados como excitación para la dirección longitudinal

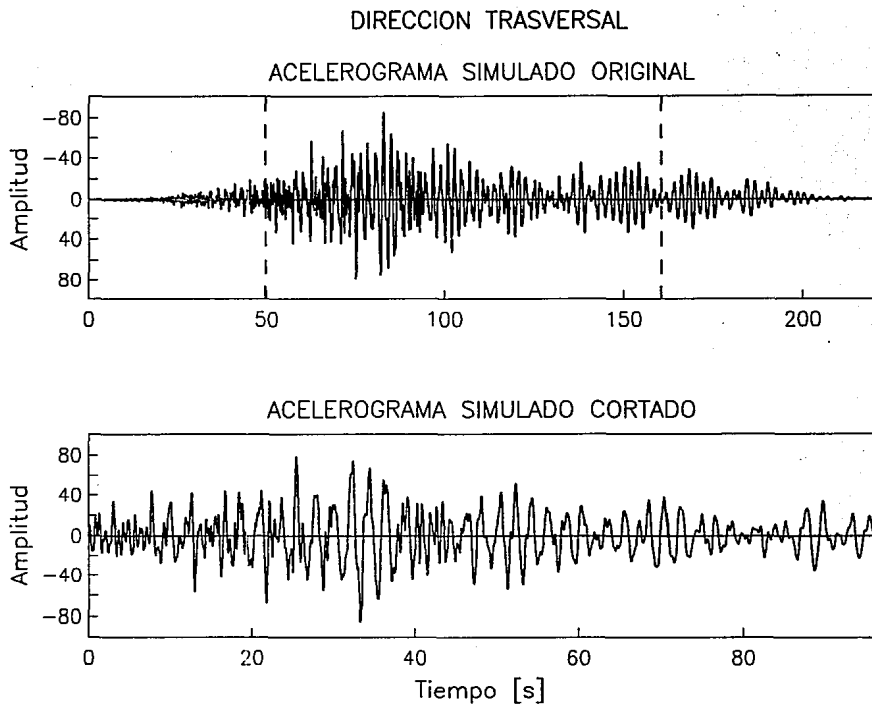


Fig 6.6b. *Acclerogramas simulados seleccionados como excitación para la dirección trasversal*

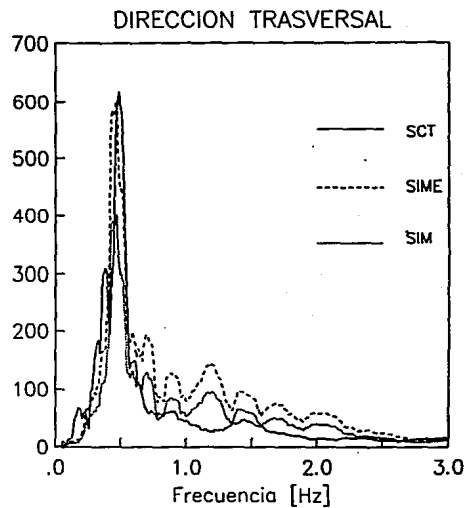
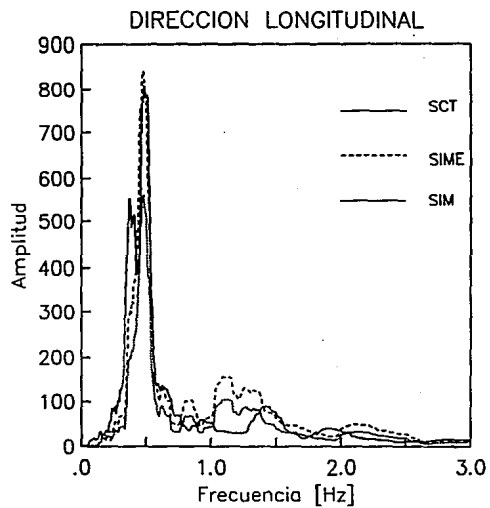


Fig 6.7. *Comparación de los espectros de Fourier de los acelerogramas simulado (SIM), simulado escalado (SIME) y SCT.*

CAPÍTULO 7

MODELO MATEMÁTICO

7.1 PROGRAMA DE ANÁLISIS

El programa DRAIN-2D (ref 23) es ampliamente utilizado para obtener la respuesta paso a paso de estructuras planas. Sin embargo, no tiene la capacidad de considerar la interacción suelo-estructura. Una posible alternativa de simular los efectos de la flexibilidad del suelo en DRAIN-2D es suponer un entrepiso ficticio en la base del edificio, con trabes muy rígidas y escogiendo las propiedades de las columnas de este entrepiso ficticio, de manera que su rigidez sea equivalente a la asociada al efecto de la interacción (ref 24).

La versión ampliada de DRAIN-2D, denominada DRAINTEER tiene la capacidad de tomar en cuenta los grados de libertad adicionales que se introducen al considerar la interacción suelo-estructura por medio de constantes de rigidez y de amortiguamiento.

El modelo utilizado en DRAINTEER para incluir el efecto de interacción suelo-estructura, considera por separado dos grados de libertad adicionales (ref 4):

- 1) Un grado de libertad de traslación representado por una masa, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso referido al grado de libertad de desplazamiento horizontal de la base de la estructura.
- 2) Un grado de libertad de cabeceo representado por una inercia rotacional, un resorte elástico lineal y un amortiguador viscoso referido al grado de libertad de rotación de la base de la estructura.

7.2 IDEALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.

Una limitante severa del programa de análisis es la imposibilidad de incluir modelos tridimensionales. Por esta razón, se seleccionaron dos marcos planos en cada dirección del edificio para formar lo que se denominó como "sistema equivalente" de modo que sus propiedades dinámicas fueron prácticamente iguales a las del modelo tridimensional.

Estudios preliminares (ref 25) indicaron que el comportamiento de un marco evaluado independientemente puede diferir del comportamiento de todo el sistema. Por esta razón, en el presente estudio se tomaron en cuenta los marcos tipo representativos en cada dirección de análisis. De esta manera, para idealizar el sistema equivalente, se seleccionaron los marcos 1 y 2 para la dirección longitudinal y los marcos C y E para la transversal (fig 2.5).

Si suponemos que la rigidez de cada marco es conocida, para poder aislar un sistema de marcos manteniendo las propiedades dinámicas del conjunto, es necesario asignar un porcentaje de la masa total al sistema de marcos que se pretende aislar. Dicho porcentaje está en función de la rigidez con la que el sistema de marcos contribuye en la estructura. La masa del sistema equivalente se obtuvo multiplicando el porcentaje por la masa traslacional total del edificio (52 por ciento en la dirección L y 41 por ciento en la dirección T).

Para la elaboración de los modelos matemáticos se emplearon los elementos definidos en DRAIN-2D (ref 23): armadura, viga-columna, viga y viga con degradación de rigidez.

Algunas consideraciones generales en la elaboración del modelo fueron las siguientes:

- Las propiedades geométricas de los elementos se calcularon a partir de las secciones agrietadas y no agrietadas. El porcentaje de reducción en el momento de inercia varió entre 40 y 60% de la inercia bruta. Tales magnitudes de reducción son del orden a las reportadas en estudios similares (ref 26). Para el cálculo de la rigidez de los elementos columna se consideró la inercia de la sección bruta.
- Para la determinación de la sección transversal de las vigas equivalentes en las losas reticulares se siguió la recomendación de la ref 27 y que ha sido adoptada por el RCDF-87 en sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (ref 28). Según esta recomendación, el ancho efectivo de la losa será igual a $c_2 + 3h$, donde c_2 es la dimensión transversal de la columna normal a la dirección que se analiza y h es el espesor de la losa.

- Los muros de mampostería de la dirección longitudinal fueron idealizados como diagonales equivalentes, de acuerdo al criterio propuesto en la ref 29.
- Los módulos de elasticidad y las resistencias del concreto de los elementos estructurales fueron determinados de la información experimental del edificio (ref 6).
- Los diagramas esfuerzo-deformación por cortante para muros de concreto se construyeron basados en expresiones propuestas en la ref 28. Las propiedades de las diagonales equivalentes a los muros de mampostería se elaboraron a partir de información experimental de la ref 30, es decir, se definió un esfuerzo cortante resistente de 41 kg/cm^2 , correspondiente a un módulo de cortante de 41000 kg/cm^2 .
- Las rigideces y amortiguamientos asociados a los grados de libertad de traslación y cabeceo de la base de la estructura fueron estimados con el programa DYNA2 elaborado por el grupo italiano que participa en el proyecto (ref 31). Los valores propuestos son consistentes con los detectados a través de pruebas de vibración ambiental (ref 32) y métodos de identificación de sistemas (ref 33).
- Se consideró un amortiguamiento estructural del cinco por ciento del crítico para los dos primeros modos de vibrar en cada dirección.

7.3 EVALUACIÓN DEL MODELO

Con el fin de comparar las propiedades dinámicas del modelo matemático y las obtenidas experimentalmente, tanto de mediciones de vibración ambiental como de análisis de registros sísmicos, se calculó la frecuencia fundamental del modelo matemático y su fracción de amortiguamiento crítico mediante una simulación teórica de vibración libre del modelo (fig 7.1). Esta consistió en la aplicación de una excitación definida por una carga linealmente creciente hasta los 2 s, a partir del cual la carga se redujo a cero. De esta manera se impone un régimen de vibración libre en la respuesta del modelo. Se calcularon los espectros de Fourier de la respuesta del modelo en

vibración libre. En la fig 7.2, se presenta una comparación de las frecuencias calculadas con y sin la consideración del efecto de interacción suelo-estructura.

Contrariamente a lo esperado, debido a las características del suelo del valle de México, el efecto de interacción suelo-estructura no fue significativo en el edificio, en particular para la dirección transversal. Las reducciones de frecuencia en el modelo con base empotrada con respecto a base flexible son del orden del 10 y 25 por ciento, para las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. Las frecuencias obtenidas del modelo matemático son semejantes a las detectadas en pruebas de vibración ambiental. El amortiguamiento equivalente se determinó utilizando el concepto de decremento logarítmico. El amortiguamiento equivalente varía entre 5 y 6.5 por ciento del crítico.

7.4 FUENTES DE SOBRERRESISTENCIA

Estudios realizados en edificios que han manifestado comportamiento sísmico inelástico (ref 34), indican que para reproducir el comportamiento real es necesario considerar los márgenes de sobrerresistencia no tomados en cuenta en el diseño. Estudios experimentales en modelos a escala sometidos a excitaciones sísmicas muestran que la contribución de la losa, la resistencia real de los materiales, así como el detallado en los armados representan importantes fuentes de sobrerresistencia (ref 35).

Las fuentes de sobrerresistencia consideradas en el estudio fueron:

- **Esfuerzos promedio en concreto y acero.** Los valores nominales especificados en el proyecto generalmente representan un límite inferior de la resistencia de los materiales. Los valores promedio de las resistencias de los materiales son alrededor de un 20 por ciento superior a las resistencias nominales.

Para el cálculo de las resistencias de los elementos estructurales se utilizó la resistencia a compresión del concreto determinada por medio de las pruebas experimentales descritas en el capítulo 5 (ref 6).

Dadas las características del acero de refuerzo del edificio, se utilizó la curva esfuerzo-deformación del acero propuesta por la ref 36, que corresponde a aceros laminados en frío (fig 7.3). Se aprecia que el punto de fluencia no está bien definido, de modo que el esfuerzo nominal de fluencia se estima trazando una paralela a la parte recta de la curva desde un valor de deformación unitaria de 0.002, la intersección de esta paralela con la curva define el punto de fluencia.

- **Efecto de endurecimiento por deformación del acero.** Es práctica común que la resistencia de los elementos de concreto reforzado sea determinada utilizando una relación esfuerzo-deformación del acero del tipo elasto-plástico perfecto, despreciando así la etapa de endurecimiento por deformación que puede llegar a ser importante.
- **Confinamiento del núcleo de concreto.** El efecto del confinamiento en miembros de concreto reforzado, hace que la capacidad de deformación que experimenta un elemento estructural, así como la resistencia a la compresión, lleguen a ser bastante mayores con respecto a su similar en una condición no confinada. Una propuesta que toma en cuenta dicho efecto es el modelo esfuerzo-deformación para concreto confinado que se describe en la ref 37, en el que se toma en cuenta las altas tasas de deformación comparables con las que inducen las cargas sísmicas.
- **Contribución de la losa en el patín de la viga equivalente.** La losa contribuye significativamente en el incremento de rigidez y resistencia de la viga equivalente. En cuanto a rigidez se consideró el ancho efectivo que marcan las refs 27 y 28, ya que el agrietamiento que se produce en la losa no justifica una participación mayor. En cuanto a resistencia, se hizo participar al acero de la losa en un ancho igual a la mitad del claro adyacente, lo cual es razonable debido al nivel de deformaciones de la losa (ref 38).

El cálculo de los momentos resistentes en vigas considerando las fuentes de sobrerresistencias comparadas con la condición sin sobrerresistencia, indican incrementos que varían de 25 a 60 y de 20 a 45 por ciento para momentos positivo

y negativo, respectivamente. En cuanto a columnas, los incrementos, en promedio, fueron de 10, 25 y 5 por ciento para flexión, compresión y tensión puras, respectivamente.

DIRECCION TRASVERSAL

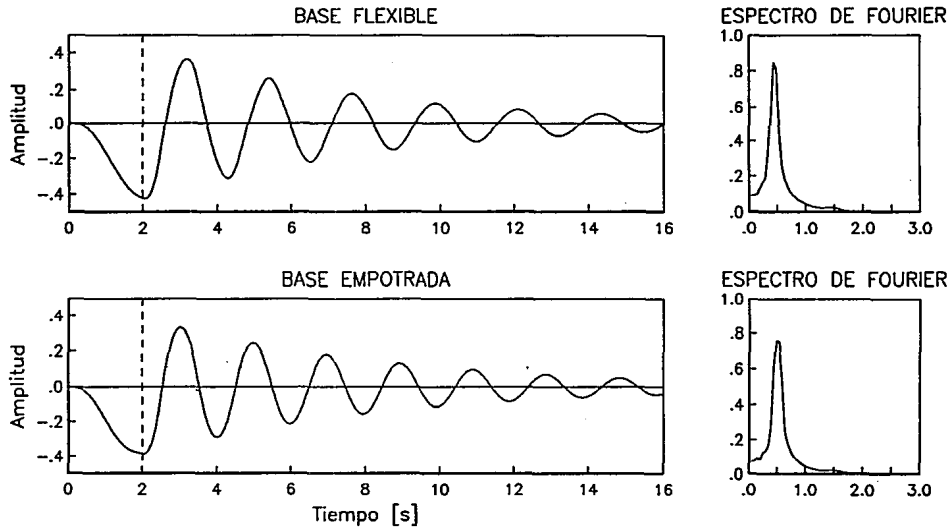


Fig 7.1a. Respuesta de vibración libre en la respuesta del modelo y espectros de Fourier calculados con y sin la consideración del efecto ISE para la dirección trasversal

DIRECCION LONGITUDINAL

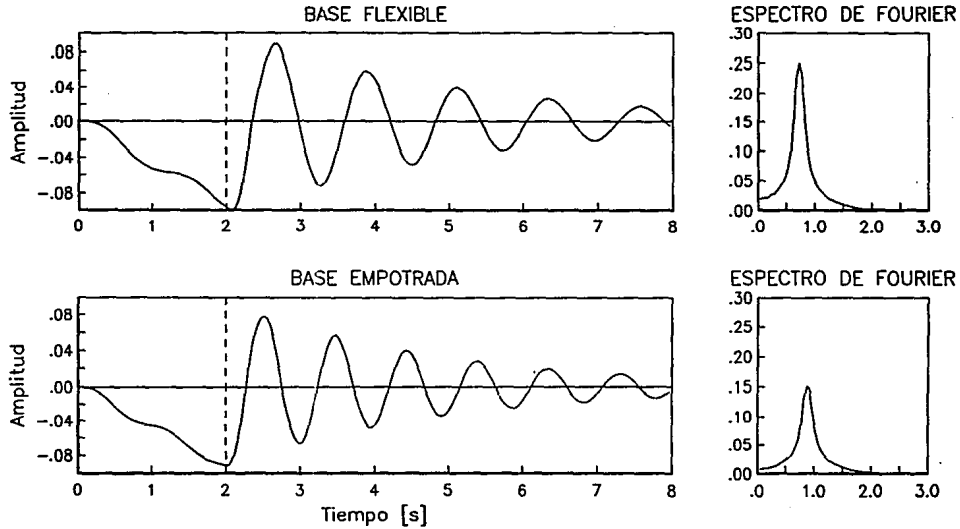


Fig 7.1b. Respuesta de vibración libre en la respuesta del modelo y espectros de Fourier calculados con y sin la consideración del efecto ISE para la dirección longitudinal

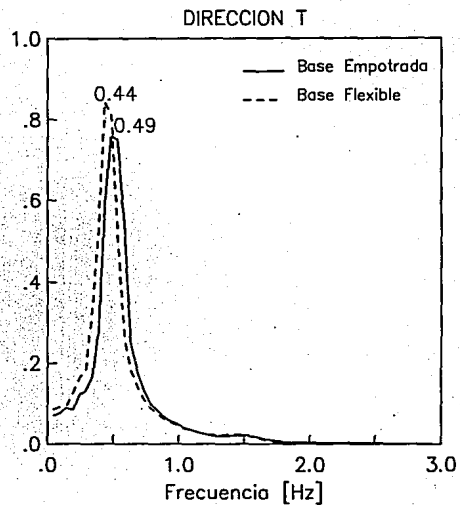
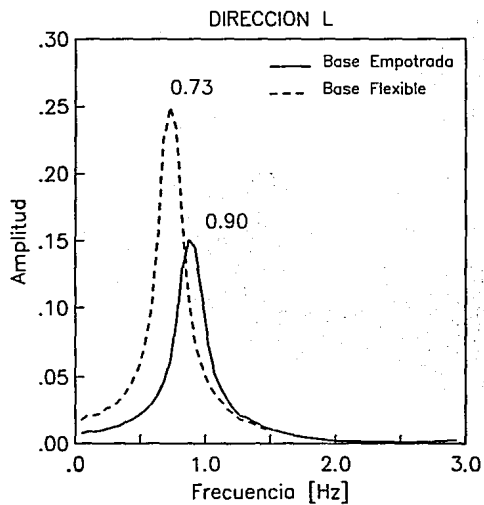


Fig 7.2. *Comparación de los espectros de Fourier de la respuesta en vibración libre de los modelos, con y sin efectos ISE*

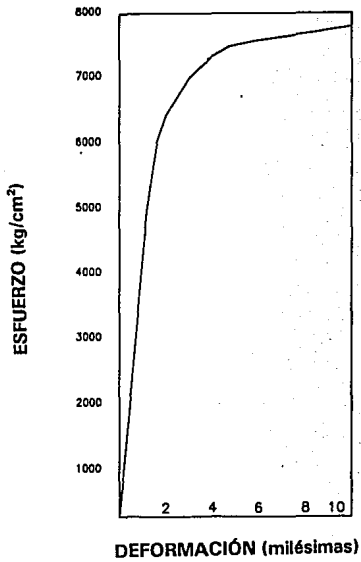


Fig 7.3. *Relación esfuerzo-deformación del acero AE-TOR-60 torcido en frío*

CAPÍTULO 8 RESPUESTA ESTRUCTURAL

Se estudia la respuesta inelástica en función de las siguientes características de comportamiento:

- Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea.
- Envoltentes de desplazamiento y de distorsiones.
- Historias de cortante basal y envoltentes de cortante.
- Ciclos histeréticos y demandas de ductilidad global.
- Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local.

La demanda de ductilidad global, se obtuvo a partir del comportamiento histerético de cada entrepiso, mediante la siguiente expresión:

$$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u}{\delta_y}$$

donde δ_u es el desplazamiento máximo de entrepiso y δ_y es el desplazamiento de fluencia, definido como se muestra en la fig 8.1.

La demanda de ductilidad definida de esta manera no considera la degradación gradual que sufre el entrepiso al formarse las articulaciones plásticas.

El factor de ductilidad acumulada por disipación de energía utilizado, se calculó según la propuesta de Mahin y Bertero como (refs 39 y 40):

$$\mu_e = 1 + \frac{E_h}{E_e}$$

donde E_h es la energía histerética disipada y E_e la energía elástica calculada como el producto de la fuerza y el desplazamiento de cedencia.

La demanda de ductilidad local fue evaluada como la ductilidad de curvatura, de tal manera que

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_p + \phi_y}{\phi_y}$$

donde ϕ_p es la curvatura plástica y ϕ_y la curvatura de fluencia, considerando que la articulación plástica se desarrolla en una longitud l_p , que fue calculada de acuerdo a la expresión empírica propuesta en la ref 41:

$$l_p = 0.5 d + 0.05 Z$$

donde d es el peralte efectivo del miembro; y
 Z es la distancia de la sección crítica al punto de inflexión.

De acuerdo al modelo de comportamiento histerético, de las sobrerresistencias y de la excitación sísmica, se definieron cinco modelos para cada dirección:

- 1) Elasto-plástico, con sobrerresistencia, sismo simulado
- 2) Takeda, con sobrerresistencia, sismo simulado
- 3) Takeda, con sobrerresistencia, sismo simulado escalado
- 4) Takeda, con sobrerresistencia, sismo SCT
- 5) Takeda, sin sobrerresistencia, sismo simulado

8.1 Resultados del Modelo Representativo de la Dirección Transversal

8.1.1 Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea

En la fig 8.2, se presentan las historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea, para el modelo 1. La línea continua representa la respuesta inelástica calculada, mientras que la línea discontinua es la respuesta elástica. Se observa comportamiento

inelástico a partir del segundo 20 aproximadamente, con máxima incursión entre los segundos 30 a 45. Después del segundo 60, la respuesta tiende a seguir a la elástica, tanto en fase como en amplitud. El desplazamiento máximo inelástico es aproximadamente de 40 cm, las aceleraciones máximas inelástica y elástica es de 300 y 500 cm/s^2 , respectivamente. La deformación inelástica es 50% de la elástica.

En la fig 8.3, se presenta la respuesta del modelo 2. Nuevamente la incursión en el comportamiento inelástico ocurre entre los segundos 30 a 60, durante los cuales se aprecia un corrimiento en periodo debido a la degradación de rigidez, el cual se mantiene hasta el final de la respuesta. A diferencia del modelo 1, la respuesta no se recupera posterior a la fase intensa del sismo, este efecto es menos marcado en aceleraciones. El desplazamiento máximo inelástico es similar al del modelo 1, mientras que la aceleración inelástica alcanza valores un poco superiores, alrededor de 400 cm/s^2 .

La respuesta para el sismo simulado escalado (fig 8.4), indica que la incursión en el comportamiento inelástico se produce a partir del segundo 15. Entre los segundos 30 a 50, la reducción de la respuesta por deformaciones inelásticas es importante (superior al 50%). El desplazamiento inelástico alcanza los 50 cm y las aceleraciones inelástica y elástica, valores de 400 y 800 cm/s^2 , respectivamente.

Para el modelo 4 (fig 8.5), aparece comportamiento inelástico a partir de los 15 s. Desde los primeros ciclos de inversión de carga, se observa un deterioro de rigidez, la reducción en la respuesta por deformaciones inelásticas es apreciable entre los segundos 40 y 50, precisamente posterior a los últimos ciclos de importante amplitud de la excitación. Existe un desplazamiento remanente de 10 cm aproximadamente al finalizar el sismo. El desplazamiento máximo inelástico es de 90 cm, la aceleración máxima inelástica y elástica alcanza los 600 y 1000 cm/s^2 , respectivamente.

Finalmente, en la fig 8.6, se presenta la respuesta del modelo 5, el comportamiento inelástico ocurre a partir del segundo 20. El desplazamiento alcanza los 30 cm y la aceleración los 200 cm/s^2 ; la magnitud de la respuesta es menor comparada con el modelo 2, es decir, al ser menor la resistencia de los elementos, se produce mayor disipación de energía y por tanto mayor daño, reduciéndose la respuesta por deformaciones inelásticas.

8.1.2 Envoltentes de desplazamiento y de distorsiones

En la fig 8.7, se muestran las envoltentes de desplazamiento por nivel para los marcos C y E, correspondientes al modelo 1. Los desplazamientos presentan una razón de incremento de 2 a 3 cm por nivel, llegando a los 33 cm, en azotea. Se presenta un cambio brusco de 4 cm, aproximadamente entre los niveles E5 y 4 del marco E, donde se tiene un entrepiso de doble altura correspondiente a los estacionamientos. En ambos marcos, la distorsión máxima no supera el valor de 0.012 (fig 8.8). Los máximos valores se concentran en los entrepisos 3 a 6. Congruente con la descripción anterior, la distorsión alcanza su valor máximo en el entrepiso 4 del marco E.

Para el modelo 2, la descripción de desplazamientos y distorsiones angulares máximas (fig 8.9) es similar al modelo 1, con valores un poco superiores, llegando a 35 cm en azotea. Nuevamente la distorsión máxima se presenta en el entrepiso 4 del marco E, con un valor ligeramente superior a 0.012 (fig 8.10).

La envolvente de desplazamientos del modelo 3 (fig 8.11), presenta una razón de incremento de 3 a 4 cm por nivel. El desplazamiento en la azotea es superior a los 40 cm. Las distorsiones (fig 8.12) se concentran en los entrepisos 4 a 7 con valores superiores a 0.012. Los máximos se presentan en los entrepisos 5 y 4 para los marcos C y E, respectivamente.

La respuesta más grande es para el modelo 4, en la cual los desplazamientos en la azotea son superiores a los 80 cm (fig 8.13), incrementándose de 5 a 8 cm por nivel. En distorsiones (fig 8.14), el sismo de SCT produce distorsiones máximas en el entrepiso 6 para ambos marcos, superiores a 0.025. Sin embargo, existen valores por encima de 0.012 en los entrepisos 3 a 13. Estudios realizados tomando en cuenta la vulnerabilidad, la importancia y el costo de reparación en edificios señalan que para una distorsión superior al dos por ciento, el nivel de daño de los elementos no estructurales es severo (ref 42).

8.1.3 Historia de cortante basal y envolventes de cortante

En la fig 8.15 se muestra la historia de cortante basal por marco y del sistema equivalente, correspondiente al modelo 2. Se observa comportamiento inelástico a partir de los 20 y 25 s para los marcos C y E, respectivamente. Se reduce la respuesta elástica en un 50 por ciento y se detecta un ligero corrimiento en el tiempo debido a deformaciones inelásticas. El marco C, que contiene al cubo de elevadores, absorbe el doble de cortante que el marco E. Debido a esta diferencia de rigidez, las envolventes de cortante son mayores para el marco C (fig 8.16). Desde la base hasta el entrepiso 4, el cortante se mantiene prácticamente constante, El cortante del entrepiso 9 del marco C es mayor que el del entrepiso inferior, sin embargo este fenómeno no se refleja en las envolventes totales (fig 8.16).

Para el modelo 3, la historia de cortante basal (fig 8.17), refleja comportamiento inelástico desde el segundo 15 en ambos marcos. La reducción y corrimiento en el tiempo de la respuesta debido a deformaciones inelásticas es más marcado que en el modelo 2. Las envolventes por entrepiso de la fig 8.18, muestran una distribución similar a la del modelo 2, con un incremento del cortante.

La respuesta del modelo 4 (fig 8.19), muestra un deterioro de rigidez significativo entre los segundos 35 a 50, que se refleja en una disminución de la respuesta del segundo 40 al 50, de manera que los cortantes máximos elástico e inelástico no ocurren simultáneamente. La envolvente de cortante por entrepiso (fig 8.20) sigue una tendencia similar a la de los modelos anteriores. El cortante basal inelástico es de 800 t, mientras que el cortante elástico alcanza las 1600 t.

8.1.4 Ciclos histeréticos y demandas de ductilidad global

En la fig 8.21, se presentan los ciclos histeréticos para los marcos C y E, correspondientes al modelo 2. De acuerdo a los lazos histeréticos, para el marco C se disipa energía en los entrepisos 2 a 11 con máximos en los entrepisos 2 a 6; para el marco E, la disipación se encuentra localizado en los entrepisos 3 a 6, mientras que en los entrepisos superiores el comportamiento es elástico.

Las demandas de ductilidad evaluadas por desplazamiento (fig 8.22), son congruentes con la disipación de energía de los ciclos histeréticos. En ambos marcos la máxima demanda de ductilidad ocurre en el entrepiso 4 con valores de 1.7 y 1.2 para los marcos C y E, respectivamente. La demanda de ductilidad es igual a uno en los entrepisos superiores del marco E. En cuanto a la demanda de ductilidad por energía normalizada, se observa una distribución parecida a la demanda por desplazamiento, con máximos en el entrepiso 4 de ambos marcos.

En la fig 8.23 se muestran los ciclos histeréticos del modelo 3. Para el marco C, se disipa energía en los entrepisos 3 a 6, en tanto que para el marco E, ésta se concentra en los entrepisos 4 y 5. Las demandas de ductilidad por desplazamiento (fig 8.24), indican que el máximo ocurre en el entrepiso 4 en ambos marcos, con demandas de 2 para el marco C, y 1.4 para el marco E. Por energía, los máximos se encuentran en el entrepiso 4 para el marco C y en el entrepiso 5 para el marco E, además se observan valores importantes en los entrepisos adyacentes (3 a 6).

Para el modelo 4, los ciclos histeréticos (fig 8.25) son consistentes con sus envolventes de distorsiones. La energía disipada se concentra en los entrepisos 4 a 8 para ambos marcos. Las demandas de ductilidad por desplazamiento (fig 8.26) indican valores importantes en los entrepisos 4 a 8, con máximos de 3.9 y 2.8 para los marcos C y E, respectivamente; existe demanda de ductilidad comparativamente pequeña en los entrepisos superiores del marco E. La máxima demanda de ductilidad por disipación de energía no coincide con la máxima demanda por desplazamiento, sin embargo está dentro de la zona de elevada respuesta (entrepisos 5 a 8).

8.1.5 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local

En la fig 8.27 se muestra esquemáticamente la distribución de las articulaciones plásticas para el modelo 1. Para el marco C el daño se localiza en las vigas de la crujía central de prácticamente todos los niveles y en las vigas de las crujías extremas de los entrepisos 5 y 6, además de daño en las columnas extremas del entrepiso 6. Para el marco E, las articulaciones plásticas se encuentran en los entrepisos 3 a 6. En este caso, las vigas y columnas extremas son las más afectadas. Con número se indican las demandas de ductilidad local (ductilidad de curvatura).

Las demandas de ductilidad locales indican valores entre 7.5 y 8.3 en las vigas del tercer y cuarto nivel del marco C. Las vigas del noveno nivel hasta la azotea, así como en columnas, las demandas de ductilidad local son inferiores. Para el marco E, el daño se encuentra en pocos entresijos, las demandas de ductilidad son iguales a 6 en columnas, mientras que en vigas éstas son inferiores a 4.

Las articulaciones plásticas para el modelo 2 (fig 8.28) están distribuidas en las vigas de la crujía central de todos los niveles y en las vigas extremas de los niveles 4 a 8, correspondientes al marco C, las ductilidades locales indican demandas altas en el extremo derecho de las vigas centrales, con un máximo de 9. Para el marco E, las articulaciones se localiza en las vigas extremas de los niveles E3 a 8, con valores inferiores a 2.5. No se observa daño en columnas.

Para el modelo 3 (fig 8.29), la formación de articulaciones plásticas en vigas está distribuida de manera semejante al modelo 2. Se detecta daño en las columnas del entresijo 10 para ambos marcos. Las demandas de ductilidad local son superiores a las del modelo 2, en particular en el extremo derecho de las vigas centrales del marco C, con un máximo valor de 10. Para el marco E, se tienen ductilidades de vigas inferiores a 3; en columnas las demandas no rebasan el valor de 1.5.

Los resultados para el modelo 4 (fig 8.30), indican que la formación de articulaciones plásticas se ha generalizado. Existe daño en prácticamente todas las vigas, con excepción de los cuatro niveles inferiores del marco C, además el daño en columnas se aprecia en el entresijo 10 del marco C y en los cinco entresijos superiores del marco E. Las demandas de ductilidad local se distribuyen más uniformemente que en los modelos anteriores. En vigas se tiene ductilidades entre 4 y 9 para los entresijos 5 a 12 del marco C. Para el marco E se alcanzan valores de 3 a 6 para los mismos entresijos. En columnas, la ductilidad máxima se encuentran en el entresijo 10 con valores ligeramente superiores a 4.

Finalmente, en la fig 8.31 se muestran las articulaciones plásticas para el modelo 5, con una distribución parecida a la del modelo 2, con la diferencia de presencia de articulaciones en las vigas de las crujías extremas del marco E. No se detectan articulaciones en columnas. Se aprecian demandas de ductilidad altas en el extremo derecho de las vigas centrales correspondientes al marco C, con un valor máximo de

11; para el marco E, el daño se concentra en los entrepisos 4 a 6 con valores inferiores a 3; las vigas que no reportaron daño en el modelo 2, presentan ahora demandas pequeñas, inferiores a 1.6.

8.1.6 Comentarios

La consideración de leyes de comportamiento histerético del tipo bilineal o con degradación de rigidez, no refleja diferencias sustanciales en la respuesta a nivel global (desplazamientos, distorsiones, etc.). Sin embargo, a nivel local el comportamiento puede ser distinto, particularmente para columnas definidas con degradación de rigidez en las que puede subestimarse el daño del elemento.

Las respuestas globales del modelo ante los sismos simulado escalado (modelo 3) y simulado (modelo 2), no exhibieron un incremento marcado. Las distorsiones máximas son semejantes tanto en distribución como en magnitud. En ambos modelos el daño se concentró en los entrepisos intermedios (3 a 7). La demanda de ductilidad global muestra una correlación aceptable con las distribución de distorsiones. A nivel local, el daño en el modelo 3 es ligeramente mayor al del modelo 2, pero distribuidos de manera semejante.

El sismo de SCT (modelo 4), produce desplazamientos, aceleraciones y distorsiones notablemente superiores a los modelos anteriores, debido al contenido de frecuencias del sismo y a las magnitudes de las aceleraciones. Las máximas distorsiones, así como las demandas de ductilidad elevadas, tanto a nivel global como local, se presentan en los entrepisos 5 a 8, lo que implica que, para detectar las zonas potencialmente vulnerables del edificio se debe tomar en cuenta las características de la excitación.

Comparando los modelos 2 y 5 (con y sin sobrerresistencia, respectivamente), se aprecia que el efecto de la mayor disipación de energía debido a la menor resistencia del modelo 5 se traduce en desplazamientos inferiores, a costa de un mayor daño que en el modelo 2.

8.2 Resultados del Modelo Representativo de la Dirección Longitudinal.

8.2.1 Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea.

En la fig 8.32 se muestran las historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para la dirección longitudinal del edificio. No se aprecia comportamiento inelástico significativo. La magnitud de la respuesta en desplazamiento alcanza los 8 cm y en aceleraciones los 150 cm/s². El comportamiento para el modelo 2 (fig 8.33) es similar al modelo 1.

Para el modelo 3 (fig 8.34), se nota que la incursión en el comportamiento inelástico es pequeña. La magnitud de la respuesta inelástica prácticamente coincide con la elástica, los valores máximos son de 16 cm para desplazamiento y de 250 cm/s² para aceleraciones.

En la respuesta del modelo 4, que se indica en la fig 8.35, se aprecia comportamiento inelástico a partir del segundo 25. La respuesta inelástica es superior a la elástica en el intervalo más intenso del sismo (segundos 38 a 45). En los segundos finales se detecta que la respuesta elástica e inelástica se confunden, lo que indica que no existe pérdida de rigidez marcada en elementos viga y columna. El daño puede atribuirse a los muros de mampostería.

La respuesta del modelo 5, en el que no se consideran fuentes de sobrerresistencia (fig 8.36), presenta comportamiento inelástico entre los segundos 20 a 50, el cual es más marcado en la historia de desplazamientos.

8.2.2 Envolventes de desplazamientos y distorsiones angulares

En la fig 8.37, se presentan las envolventes de desplazamiento y distorsiones angulares correspondientes al modelo 1. Se definen desplazamientos iguales en ambos marcos. La razón de incremento promedio es de 0.5 cm por nivel, con un máximo de 5 cm en azotea. Las distorsiones máximas ocurren en los entrepisos 6 a 9 con valores de 0.0016. La respuesta del modelo 2 (fig 8.38) presenta una distribución semejante a la descrita.

Para el modelo 3, la envolvente de desplazamientos (fig 8.39) tiene una razón de incremento en promedio de 1 cm hasta llegar a un máximo de 12 cm en azotea. Nuevamente las distorsiones máximas se localizan en los entresijos intermedios (6 a 10) con valores superiores a 0.003.

El modelo 4 (fig 8.40), que considera el sismo de SCT como excitación, sigue un patrón de comportamiento parecido al modelo 3, con desplazamientos máximos de 20 cm y razón de incremento de 1.5 cm, aproximadamente. Las distorsiones angulares se concentran en los entresijos 7 a 13 con un máximo de 0.006 para el entresijo 9.

8.2.3 Historia de cortante basal y envolventes de cortante

Las historias de cortante basal del modelo 2 (fig 8.41), muestra que el cortante que absorbe el marco 2 es aproximadamente una cuarta parte del que absorbe el marco 1 (compuesto por muros de concreto y mampostería). No se aprecia comportamiento inelástico, el cortante máximo del sistema es de 600 t. Debido a la mayor rigidez del marco 1 con respecto al marco 2, las envolventes de cortante son mayores para el primero (fig 8.42). Para el marco 2, los entresijos correspondientes a los estacionamientos absorben un cortante menor que los entresijos superiores. A nivel del sistema, se aprecia que los cortantes máximos siguen la distribución triangular característica (fig 8.42).

En el modelo 3 (fig 8.43), se aprecia un ligero comportamiento inelástico a partir del segundo 20 para ambos marcos. El cortante máximo del sistema es de 900 t. Las envolventes de cortante por entresijo presentan un comportamiento similar al descrito para el modelo 2 (fig 8.44).

La fig 8.45, corresponde a la respuesta del modelo 4, entre los segundos 35 a 45 se observa comportamiento inelástico, la máxima respuesta inelástica es ligeramente superior a la elástica, con valores de alrededor de 1300 t. En las envolventes se nota que los cortantes del marco 2 son pequeños para los cuatro entresijos inferiores. La mayor parte del cortante para estos entresijos es tomado por el marco 1, de manera que la distribución de los cortantes máximos del sistema es semejante al de los modelos anteriormente descritos (fig 8.46).

8.2.4 Ciclos histeréticos y demandas de ductilidad global

Los ciclos histeréticos del modelo 3 (fig 8.47) muestran cualitativamente que la máxima disipación de energía se encuentra en los entrepisos 6 a 12 para ambos marcos, los entrepisos inferiores (1 a 3) se mantienen elásticos. Las ductilidades por desplazamiento (fig 8.48), indican demandas de ductilidad pequeñas, con valores máximos de 1.2 y 1.1 para los marcos 1 y 2, respectivamente. A través de la demanda de ductilidad por energía (fig 8.48), también se detecta una zona de disipación de energía en los entrepisos superiores.

Para el modelo 4 (fig 8.49), los ciclos histeréticos muestran que la disipación de energía se localiza en los entrepisos superiores. Las demandas de ductilidad (fig 8.50) son congruentes con la disipación de energía, con valores máximos de 2.1 y 1.9 para los marco 1 y 2, respectivamente. La demanda de ductilidad por disipación de energía (fig 8.50), muestra respuestas elevadas en los entrepisos 10 a 13.

8.2.5 Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local

El daño indicado como formación de articulaciones plásticas para el modelo 1, se muestra en la fig 8.51, el cual se distribuye en los muros de mampostería de los entrepisos 3 a 11. No existe formación de articulaciones plásticas en vigas ni columnas. El marco 2 no reporta daño. Debido a que no existe pérdida de rigidez en vigas o columnas, el comportamiento del modelo 2 (fig 8.52) es idéntico al del modelo 1.

En el modelo 3 (fig 8.53), las articulaciones plásticas en el marco 1 se han generalizado. Las vigas correspondientes a los claros que contienen muros de mampostería presentan formación de articulaciones plásticas. En particular los entrepisos 5 a 10, todos los muros de mampostería presentan daño. Para el marco 2, las articulaciones se localizan en los claros centrales de los tres entrepisos superiores. A pesar del daño generalizado, las demandas de ductilidad a nivel local son pequeñas con valores que en el caso máximo no alcanza el 3.5.

Para el modelo 4 (fig 8.54), la distribución de articulaciones plásticas que reporta el marco 1 es parecida al modelo 3. Sin embargo, para el marco 2, las articulaciones plásticas se incrementa en los entrepisos 4 a 11. Nuevamente, el cálculo de la ductilidad indica demandas moderadas con valores máximos de 5 y 4 para los marco 1 y 2, respectivamente.

Por último, el modelo 5 (fig 8.55), muestra que el daño en los muros de mampostería es similar al del modelo 2, sin embargo, se detectan articulaciones plásticas en las vigas de los entrepisos 5 a 9, aunque los valores son menores a 1.5.

8.2.6 Comentarios

Para los modelos 1 y 2, no se aprecian articulaciones plásticas en los elementos viga o columna. El daño se observa en los muros de mampostería, los cuales tienen una ley de comportamiento única (bilineal sin degradación de rigidez). Por esta razón la respuesta calculada es la misma para ambos modelos.

La diferencia en la respuesta de los modelos 2 y 3 es marcada. En desplazamiento, aceleración y distorsión se incrementa al doble aproximadamente. Sin embargo, las demandas de ductilidad indican pequeñas incursiones en el intervalo inelástico. Cabe destacar que los muros de mampostería modelados como diagonales equivalentes, sobreestiman las deformaciones por flexión de las vigas que contienen a los muros, por lo que el daño y la demanda de ductilidad de éstas, posiblemente no sean tan elevadas.

El modelo 4 muestra que los desplazamientos elásticos son inferiores a los inelásticos. Esto se debe a que el daño en los muros de mampostería hace que disminuya la rigidez lateral del entrepiso, alcanzándose mayores desplazamientos. Aún cuando las demandas de ductilidad no son elevadas, el comentario de los muros modelados como diagonales equivalentes, mencionado en el párrafo anterior, es válido. El daño para esta dirección se distribuye en los entrepisos superiores del edificio.

El efecto de la sobrerresistencia, se aprecia claramente comparando el daño de los modelos 2 y 5, mientras que en el primero donde se consideran las fuentes de

sobrerresistencia, no reporta daño en elementos viga o columna, para el segundo (sin sobrerresistencia), ocurre formación de articulaciones plásticas en las vigas de los entresijos 5 a 9, sin embargo las demandas de ductilidad son pequeñas.

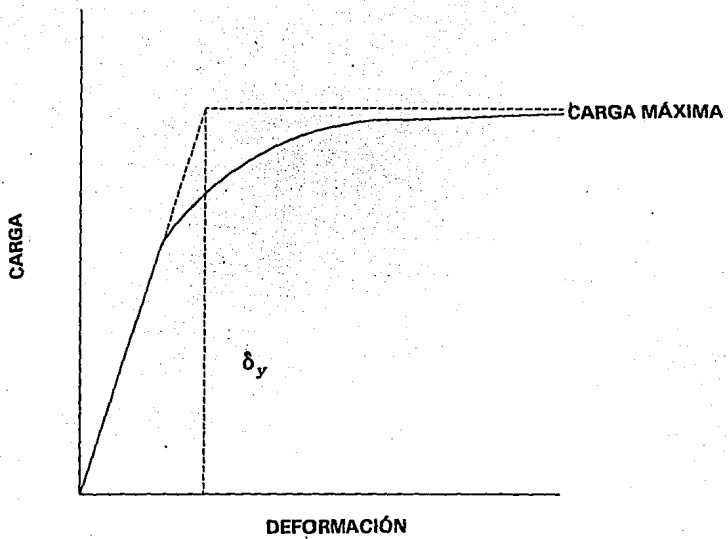


Fig 8.1. Definición de desplazamiento de fluencia del entrepiso en las curvas histeréticas

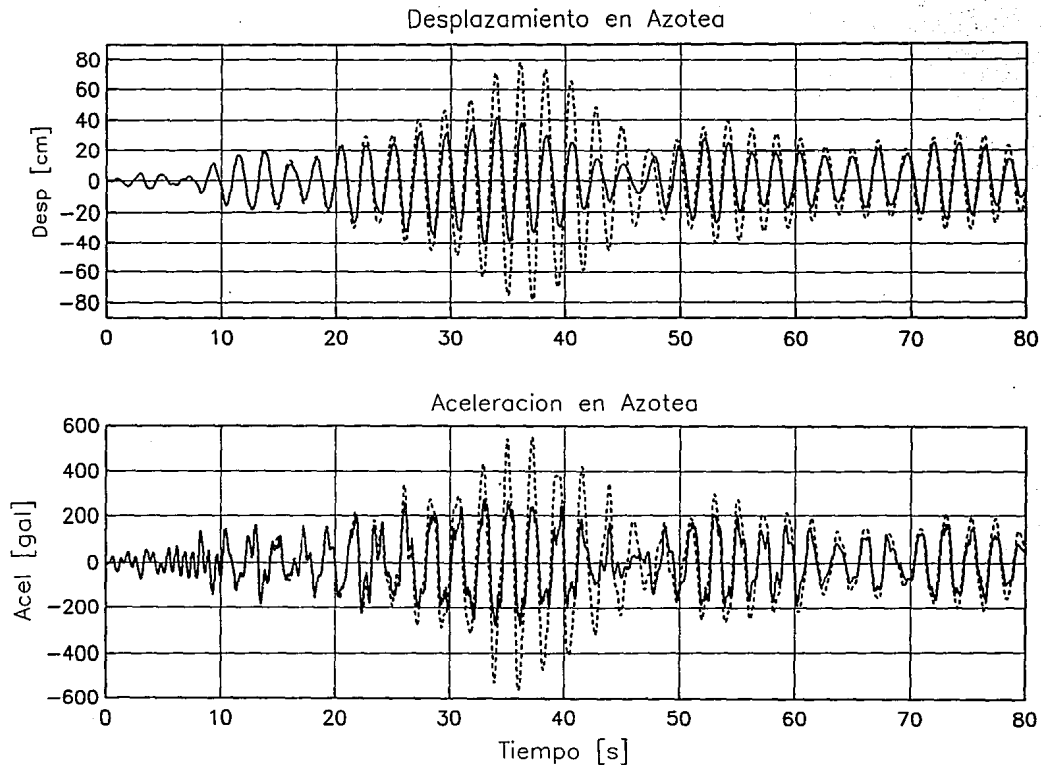


Fig 8.2. *Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 1 en dirección trasversal*

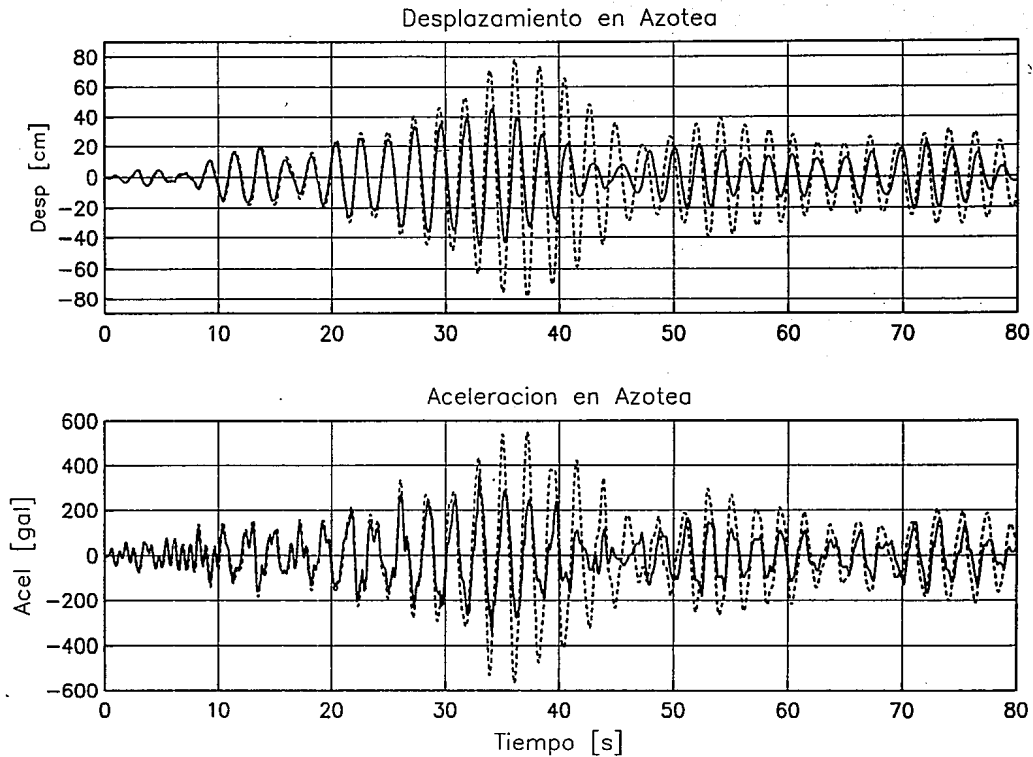


Fig 8.3. *Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 2 en dirección transversal*

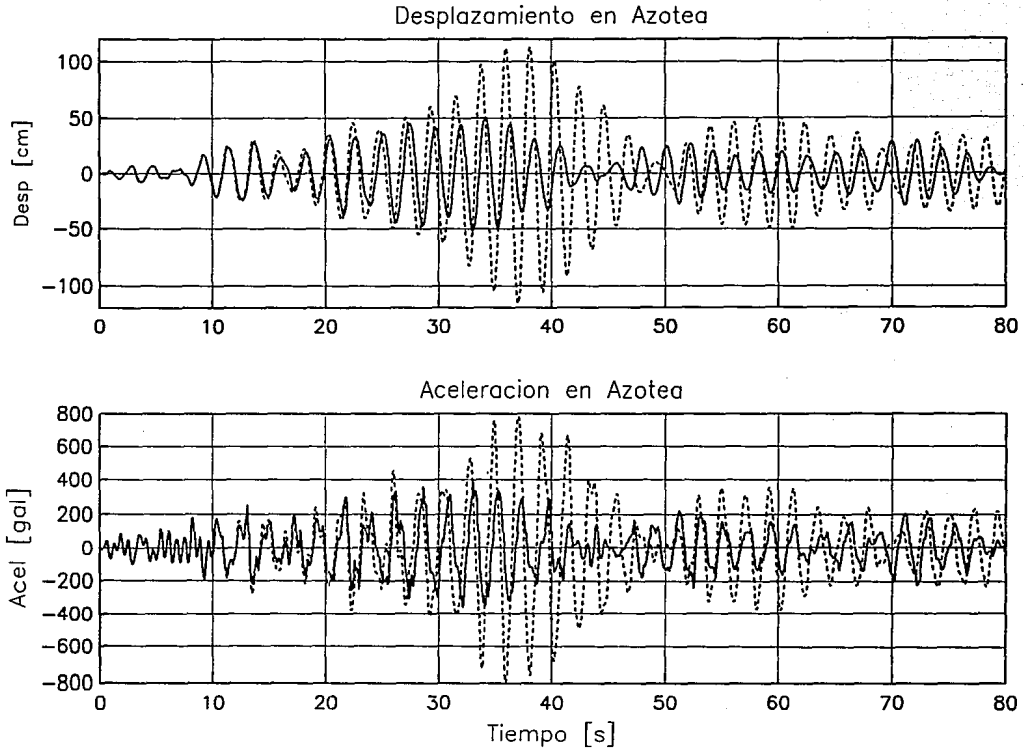


Fig 8.4. *Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 3 en dirección trasversal*

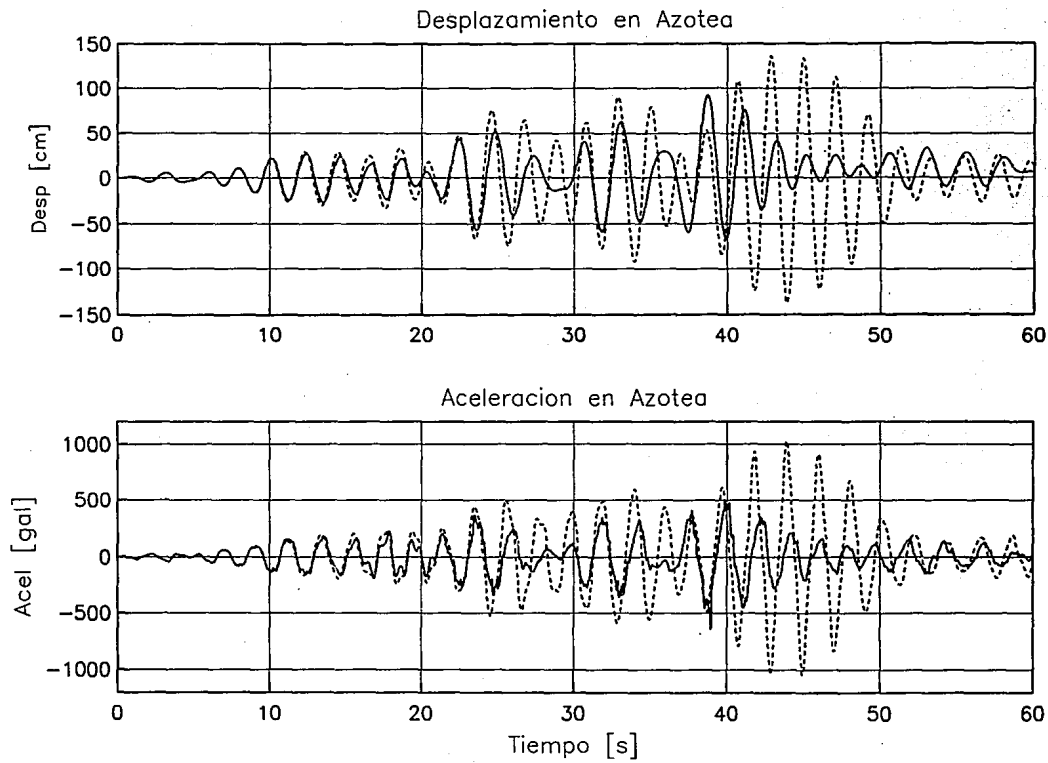


Fig 8.5. Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 4 en dirección transversal

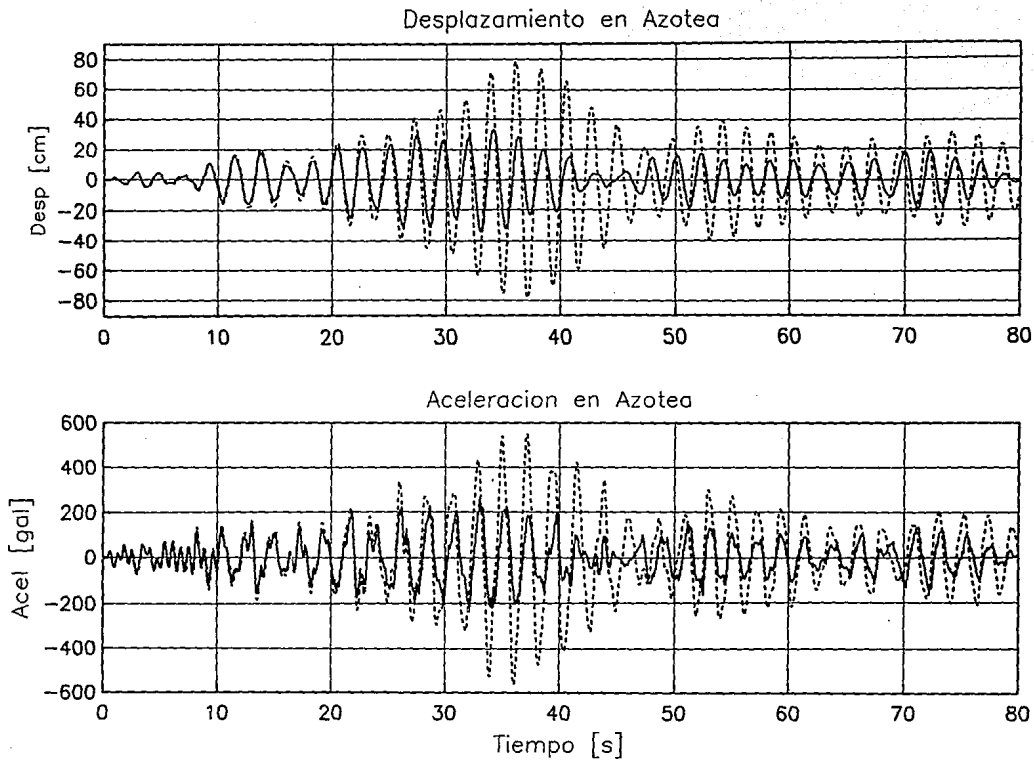


Fig 8.6. Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 5 en dirección transversal

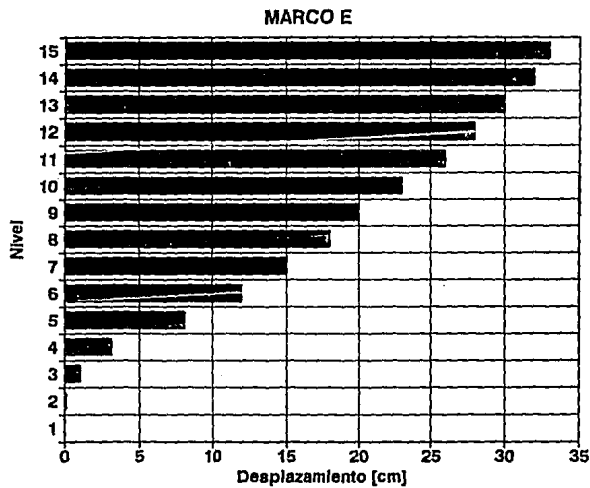
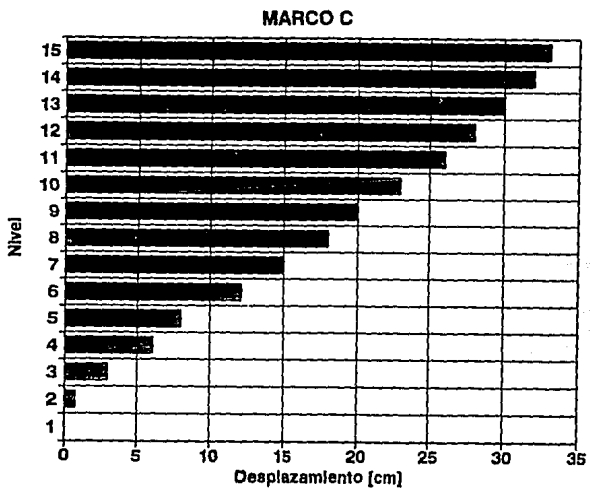


Fig 8.7. *Envolventes de desplazamiento para los marcos C y E del modelo 1 en dirección trasversal*

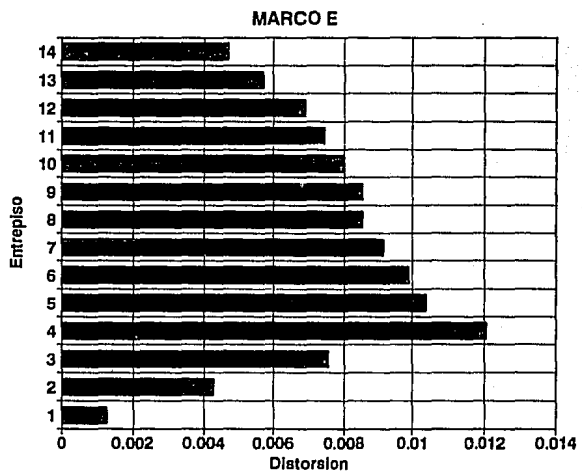
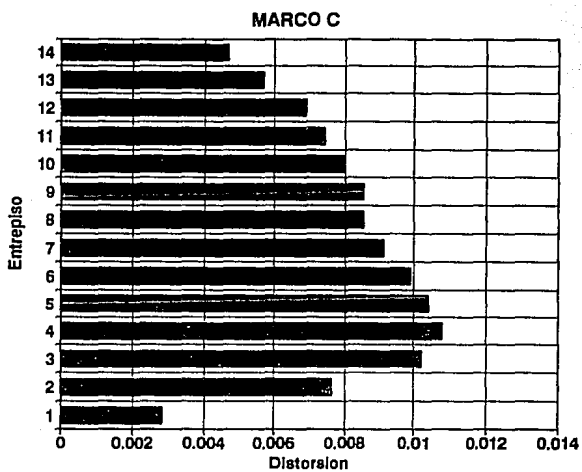


Fig 8.8. *Envolturas de distorsiones para los marcos C y E del modelo 1 en dirección trasversal*

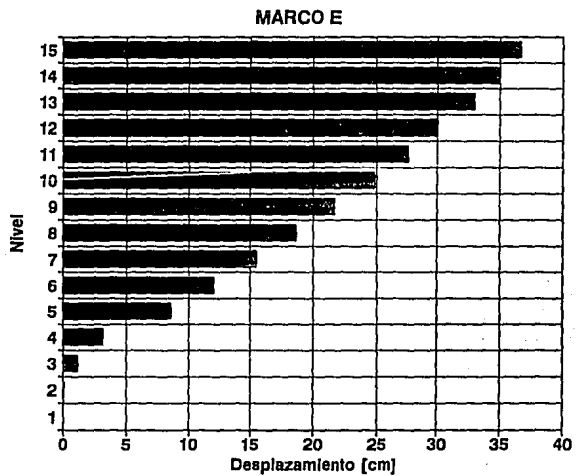
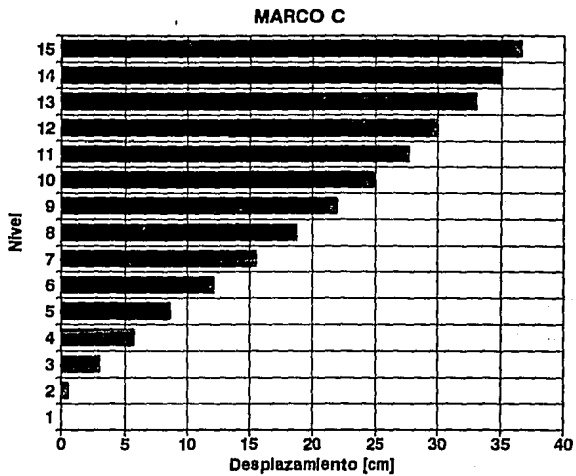


Fig 8.9. Envolturas de desplazamiento para los marcos G y E del modelo 2 en dirección transversal

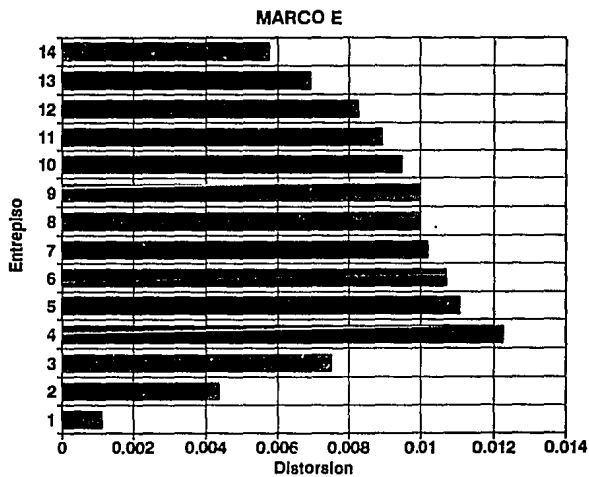
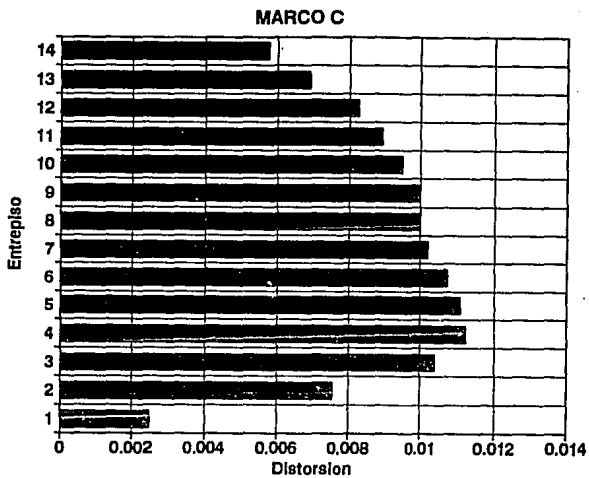


Fig 8.10. *Envolventes de distorsiones para los marcos C y E del modelo 2 en dirección trasversal.*

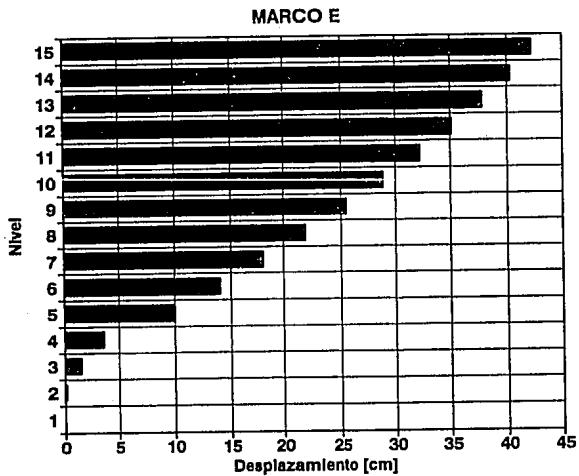
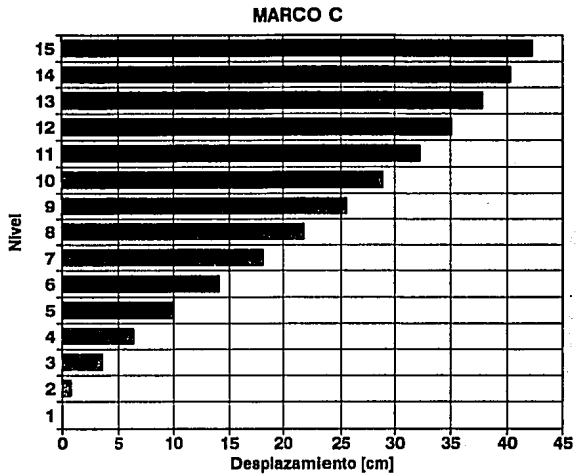


Fig 8.11. *Envolturas de desplazamiento para los marcos C y E del modelo 3 en dirección trasversal*

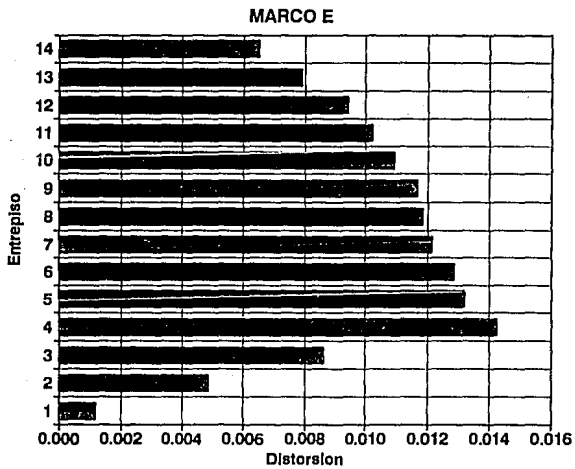
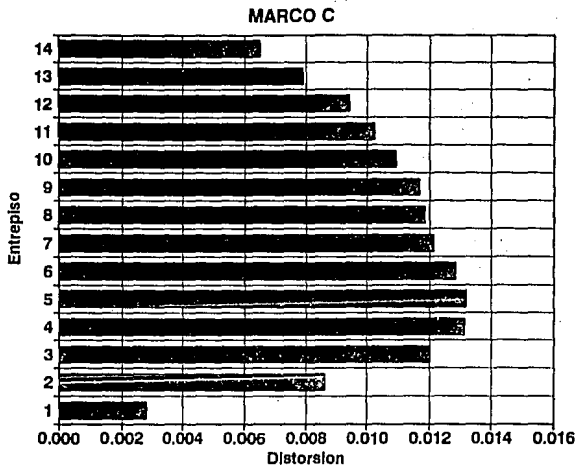


Fig 8.12. Envolturas de distorsiones para los marcos C y E del modelo 3 en dirección trasversal

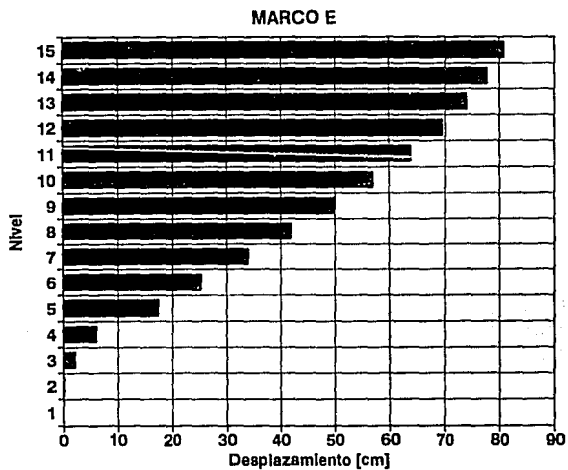
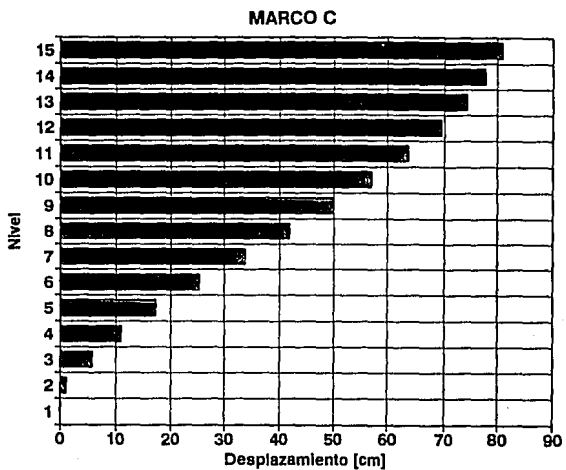


Fig 8.13. *Envolturas de desplazamiento para los marcos C y E del modelo 4 en dirección trasversal*

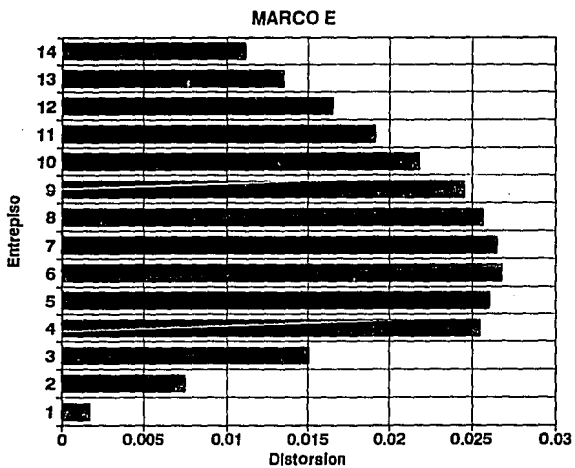
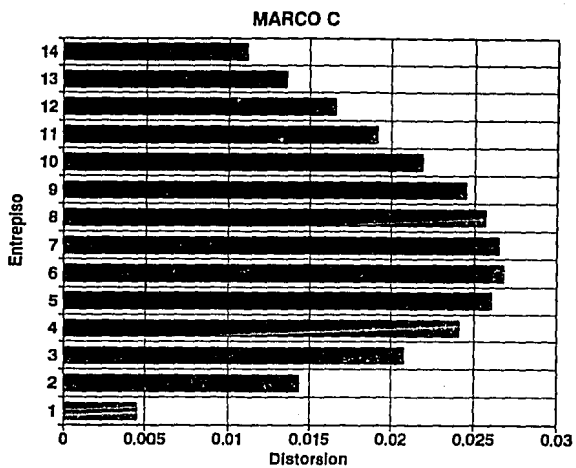


Fig 8.14. Envolventes de distorsiones para los marcos C y E del modelo 4 en dirección trasversal.

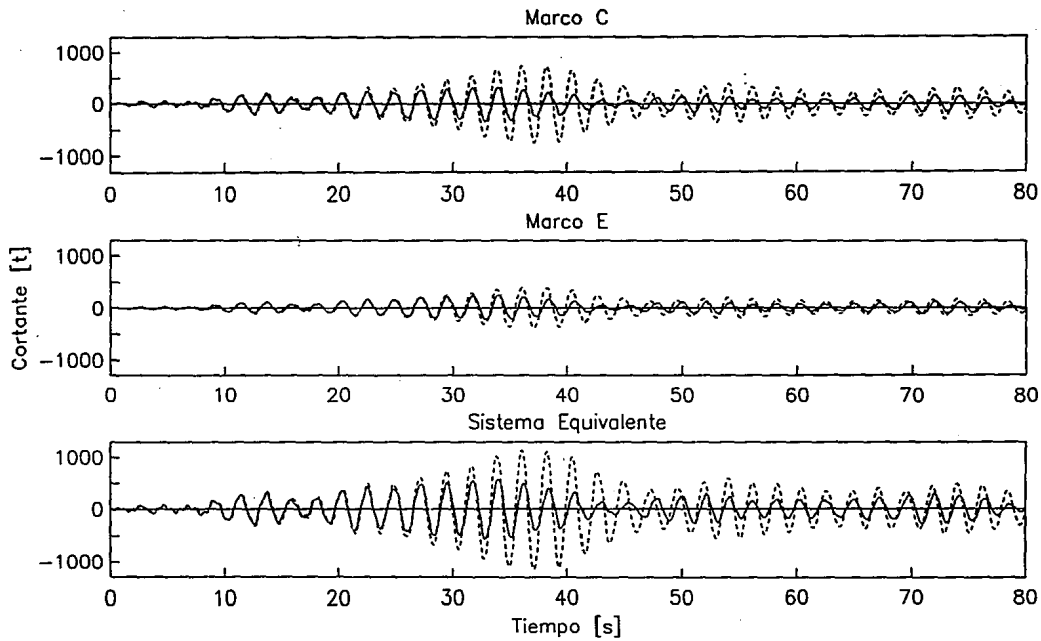


Fig 8.15. Historias de cortante en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondientes al modelo 2 en dirección trasversal

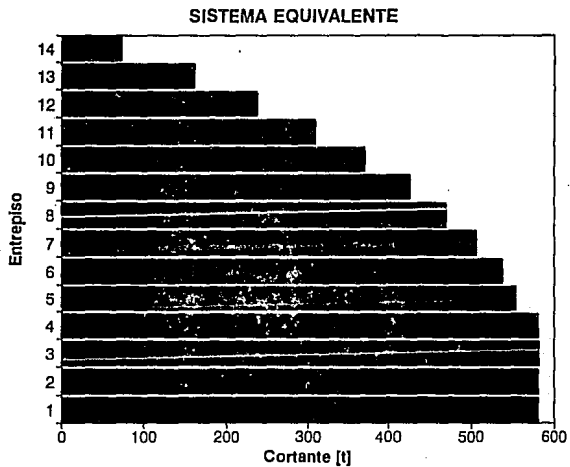
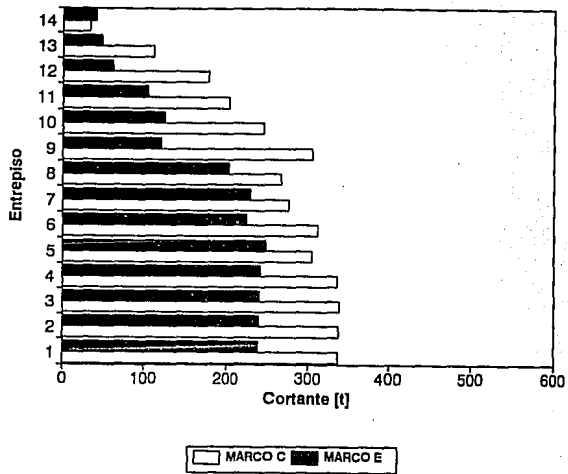


Fig 8.16. *Envolventes de cortante por marco y del sistema equivalente correspondientes al modelo 2 en dirección trasversal*

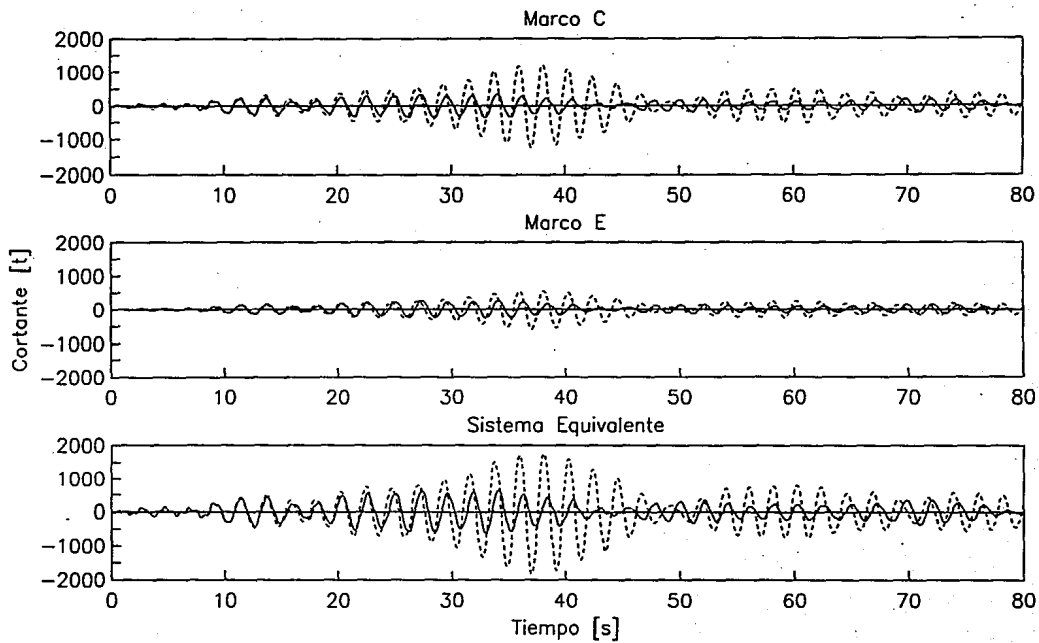


Fig 8.17. Historias de cortante en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondientes al modelo 3 en dirección transversal

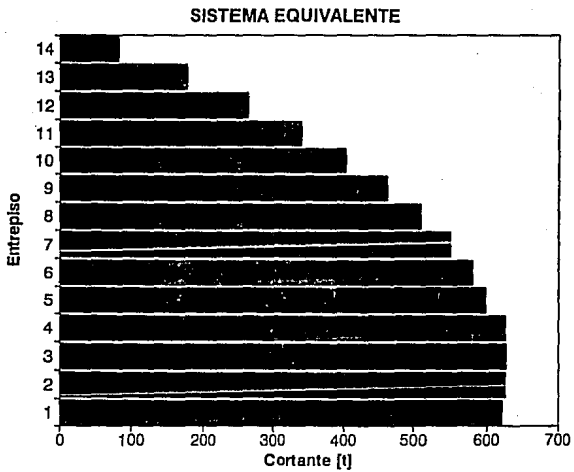
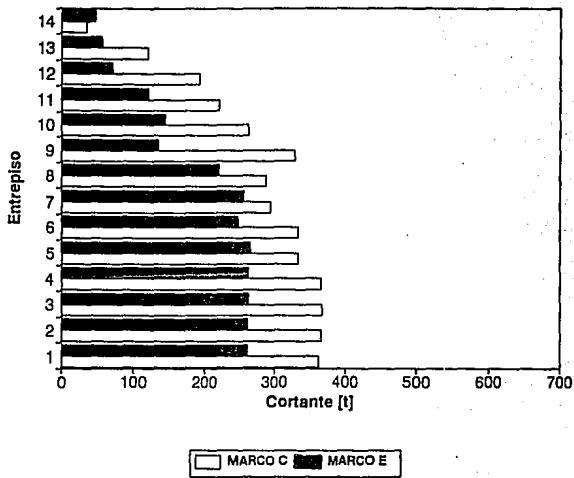


Fig 8.18. Envolturas de cortante por marco y del sistema equivalente correspondientes al modelo 3 en dirección trasversal

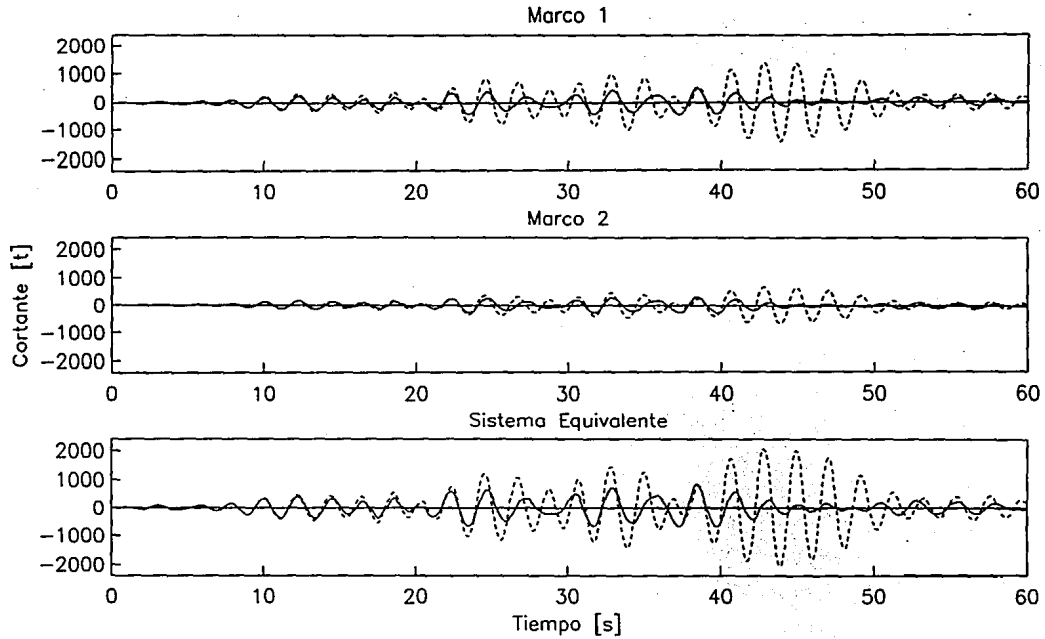


Fig 8.19. Historias de cortante en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondientes al modelo 4 en dirección trasversal

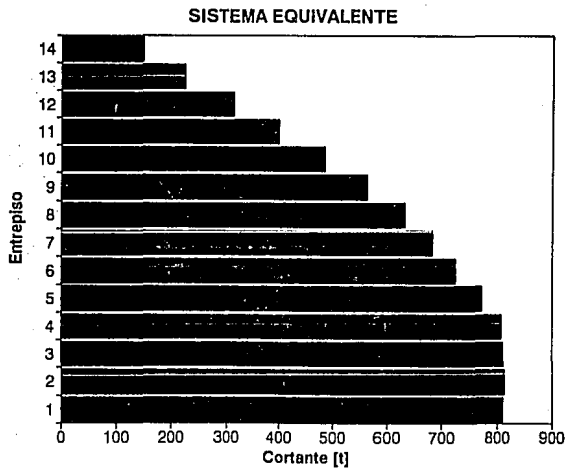
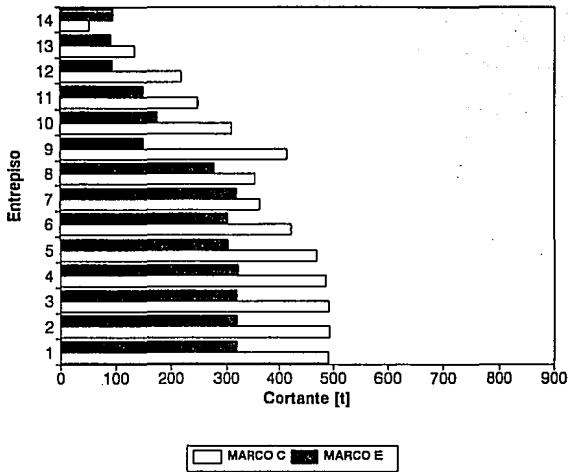


Fig 8.20. *Envolturas de cortante por marco y del sistema equivalente correspondientes al modelo 4 en dirección trasversal*

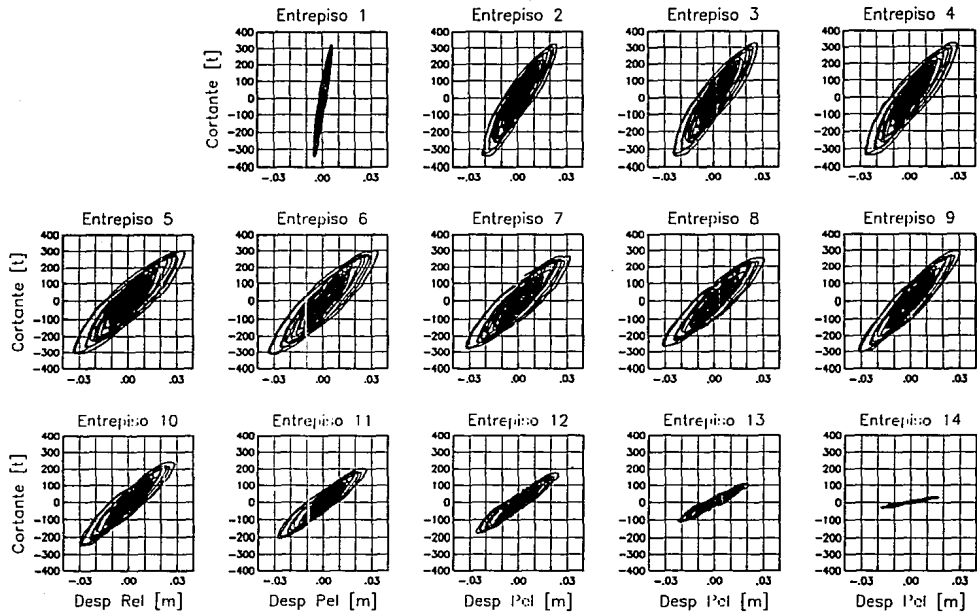


Fig 8.21a. Ciclos histeréticos de entrepiso para el marco C del modelo 2 en dirección trasversal

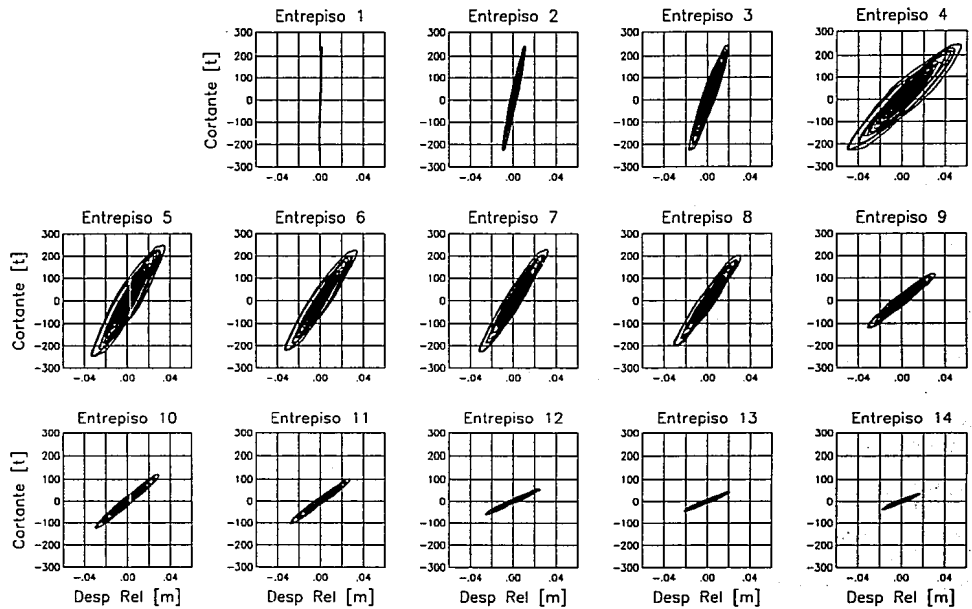


Fig 8.21b. *Ciclos histeréticos de entrepiso para el marco E del modelo 2 en dirección trasversal*

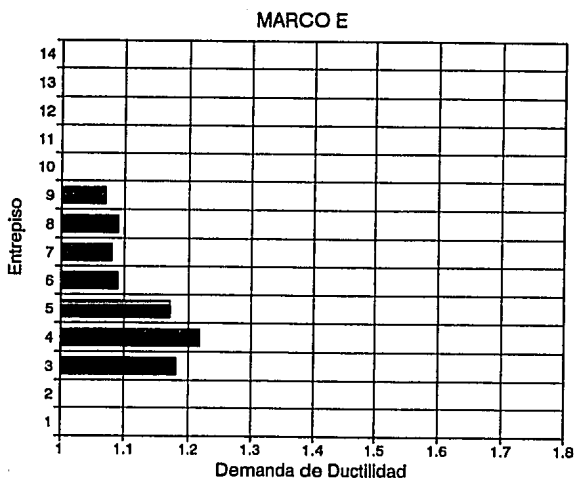
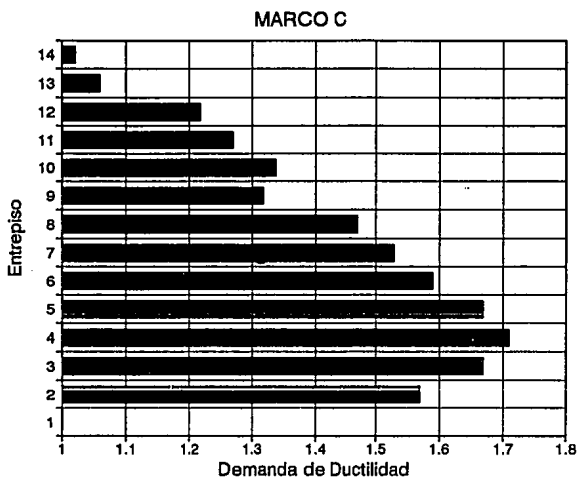


Fig 8.22a. Demandas de ductilidad global de entrepiso evaluadas por desplazamiento para los marcos tipo del modelo 2 en dirección trasversal

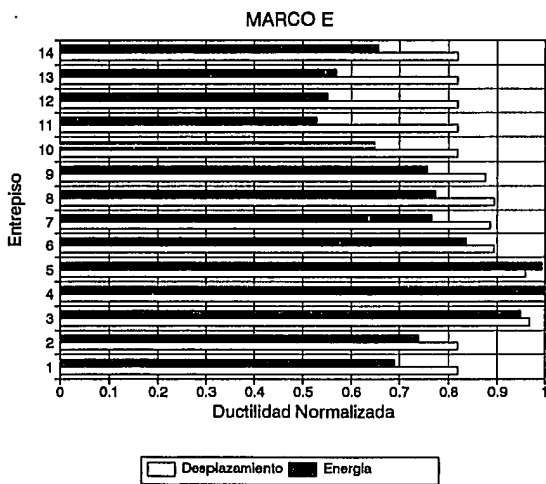
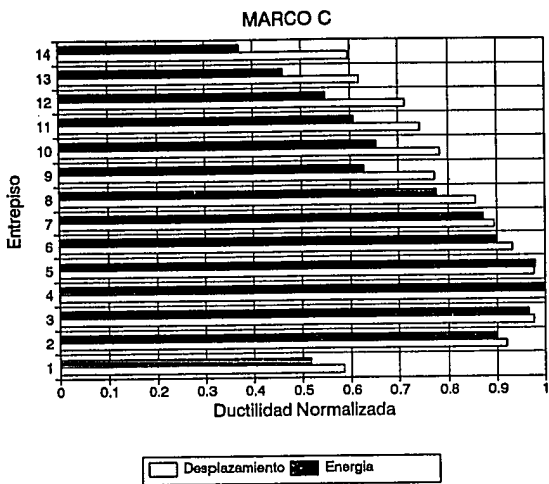


Fig 8.22b. Demandas de ductilidad normalizada evaluadas por desplazamiento y energía para los marcos tipo del modelo 2 en dirección trasversal

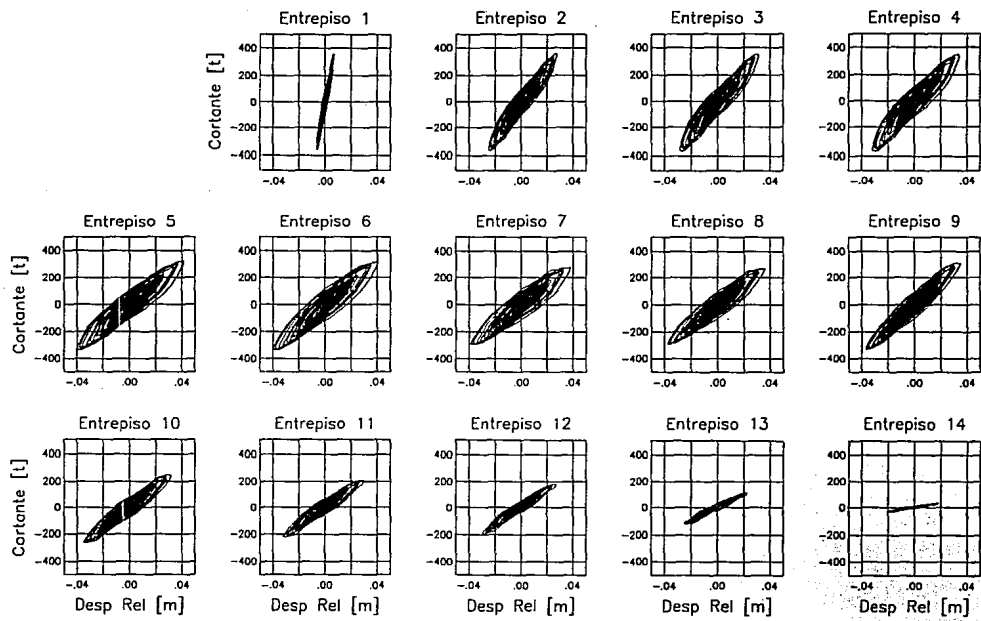


Fig 8.23a. Ciclos histeréticos de entrepiso para el marco C del modelo 3 en dirección trasversal

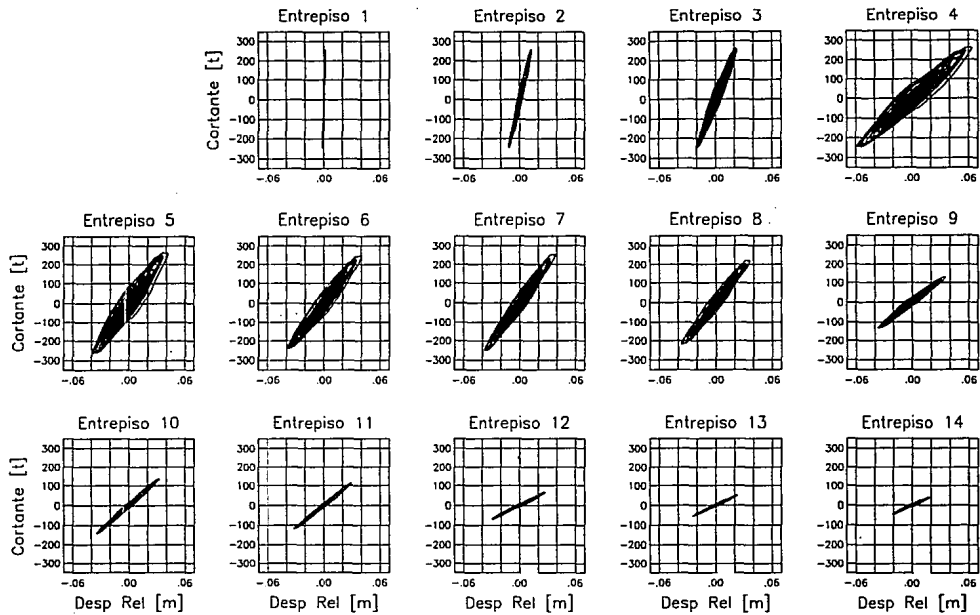


Fig 8.23b. Ciclos histeréticos de entrepiso para el marco E del modelo 3 en dirección trasversal

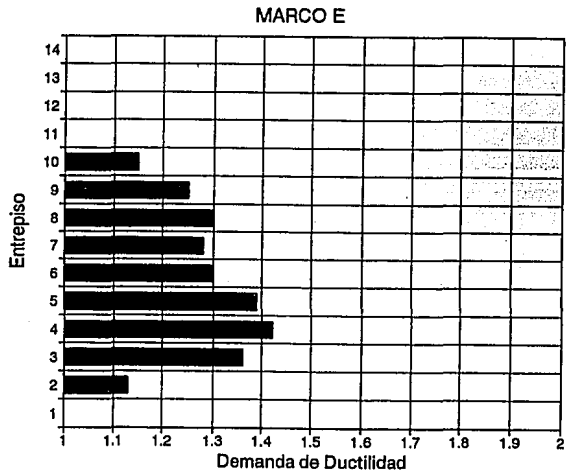
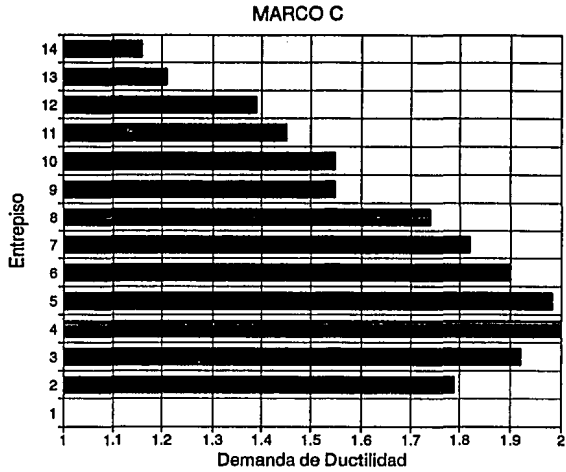


Fig 8.24a. Demandas de ductilidad global de entrepiso evaluadas por desplazamiento para los marcos tipo del modelo 3 en dirección trasversal

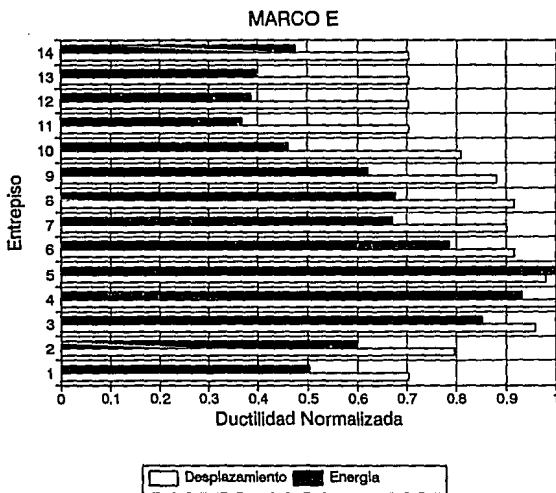
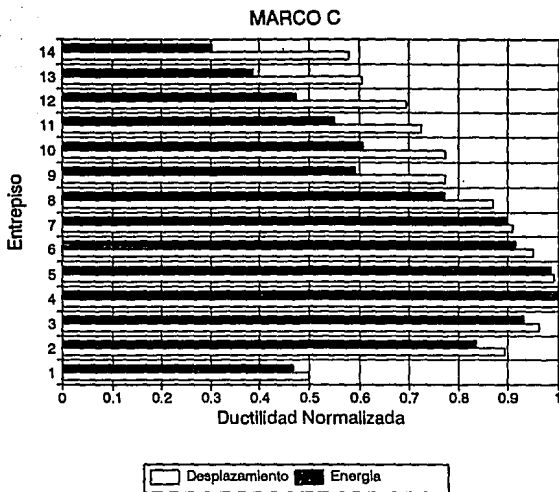


Fig 8.24b. Demandas de ductilidad normalizada evaluadas por desplazamiento y energía para los marcos tipo del modelo 3 en dirección trasversal

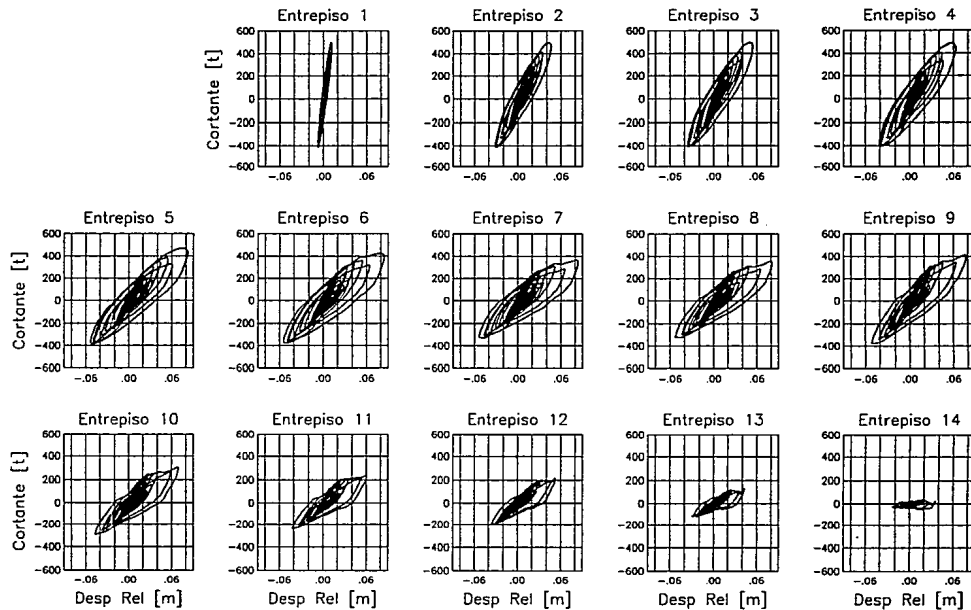


Fig 8.25a. Ciclos histeréticos de entrepiso para el marco C del modelo 4 en dirección trasversal

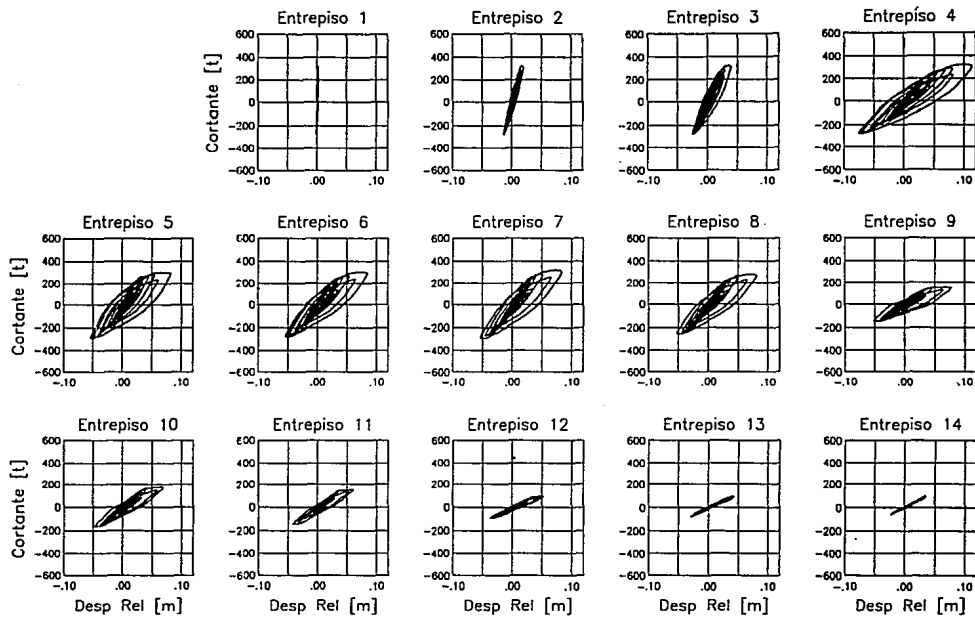


Fig 8.25b. Ciclos histeréticos de entrepiso para el marco E del modelo 4 en dirección trasversal

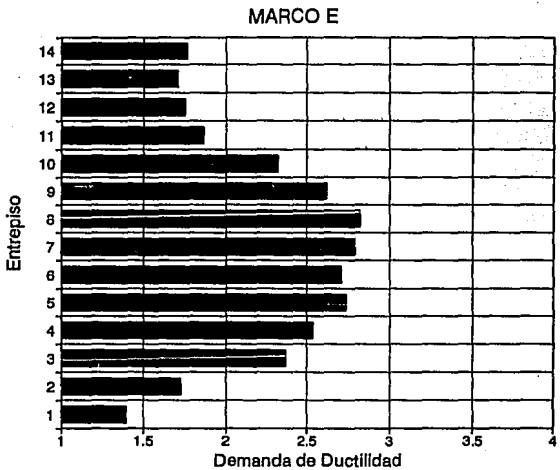
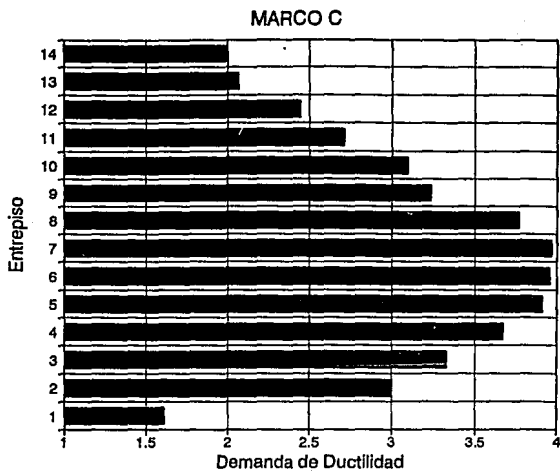


Fig 8.26a. Demandas de ductilidad global de entrepiso evaluadas por desplazamiento para los marcos tipo del modelo 4 en dirección trasversal

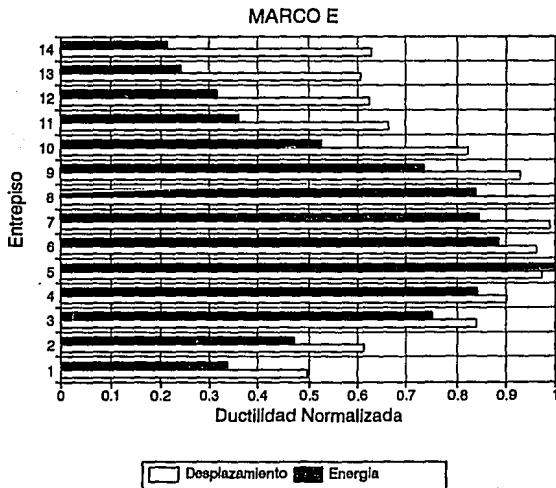
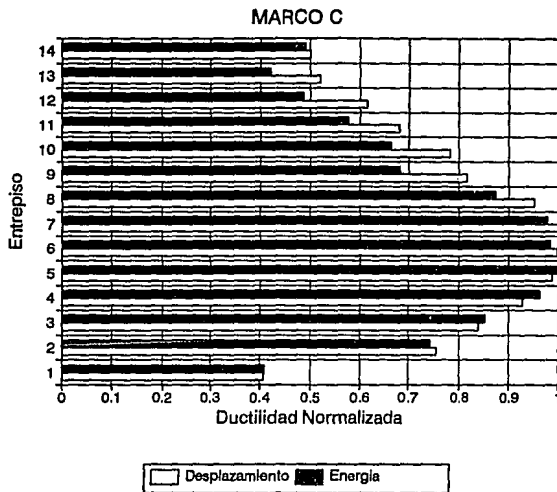


Fig 8.26b. Demandas de ductilidad normalizada evaluadas por desplazamiento y energía para los marcos tipo del modelo 4 en dirección trasversal

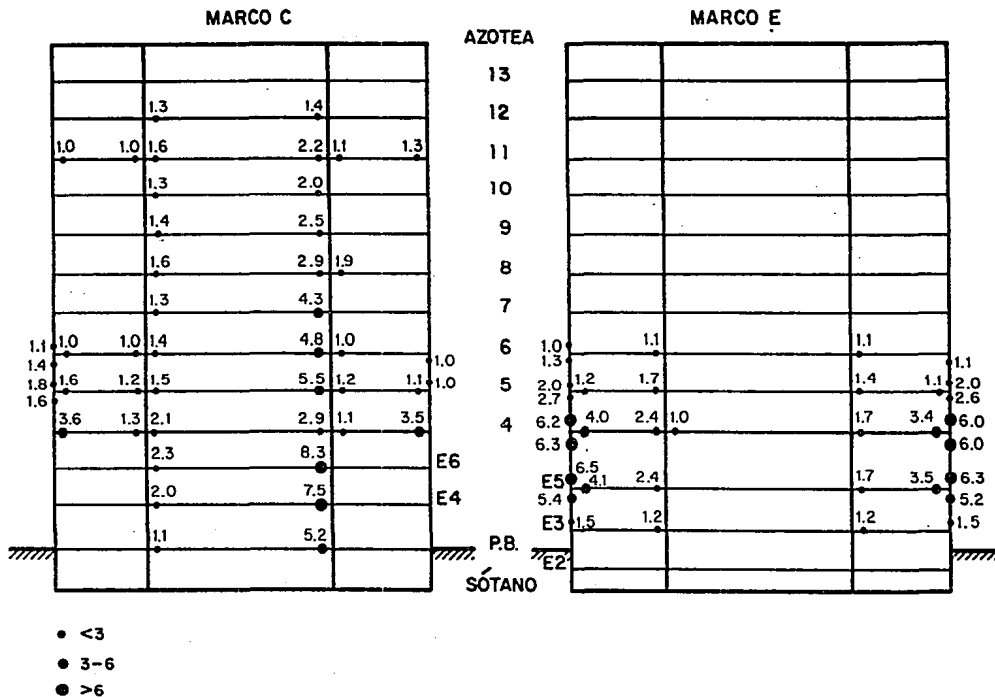


Fig 8.27. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 1 en dirección transversal

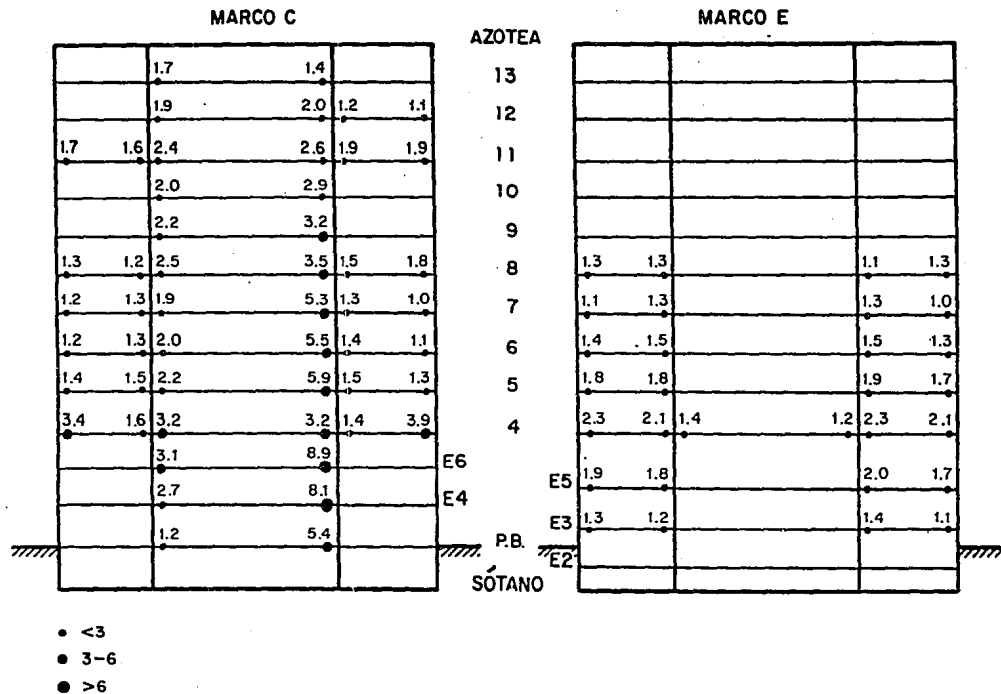


Fig 8.28. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 2 en dirección trasversal

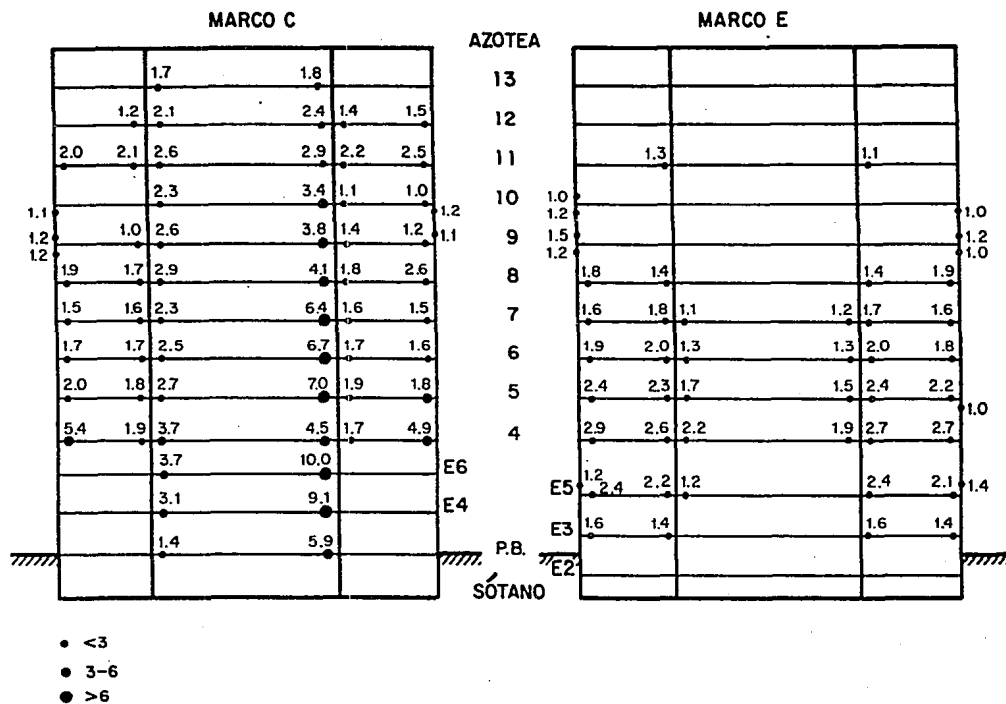


Fig 8.29. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 3 en dirección trasversal

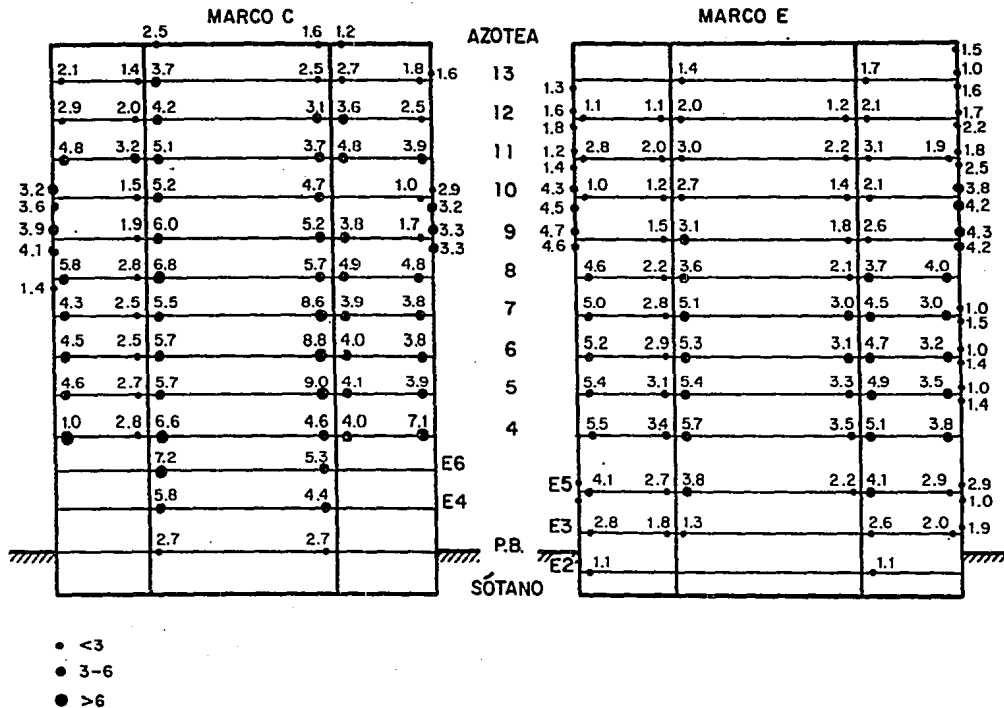


Fig 8.30. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 4 en dirección trasversal

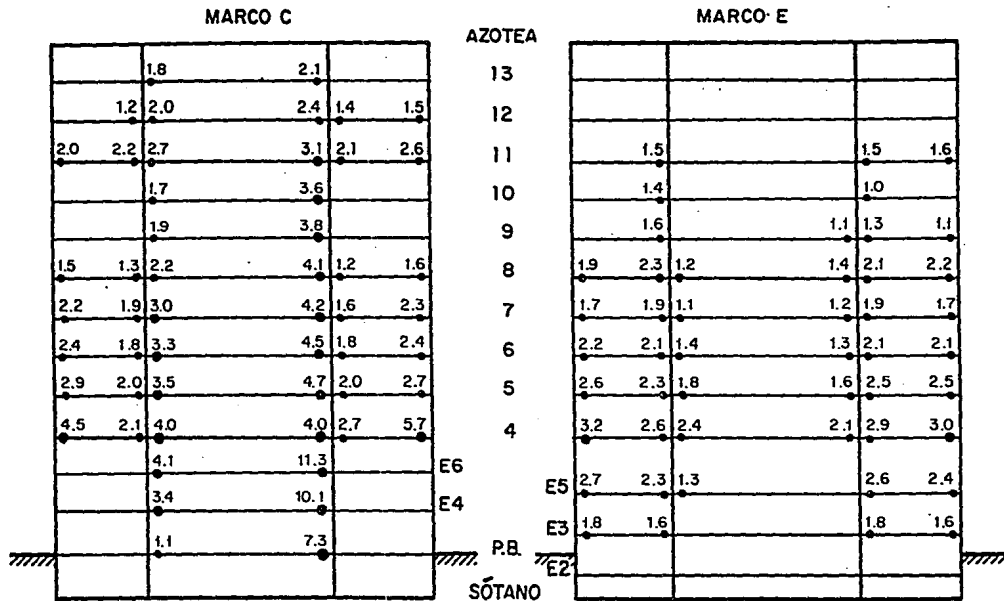


Fig 8.31. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 5 en dirección transversal

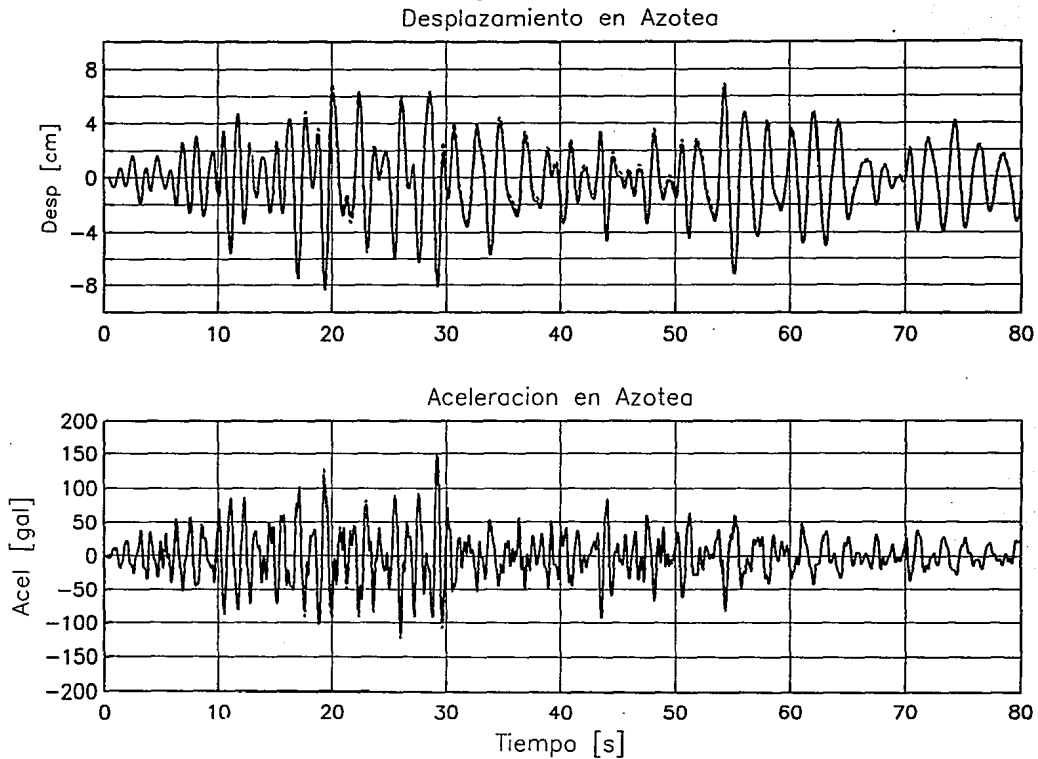


Fig 8.32. *Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 1 en dirección longitudinal*

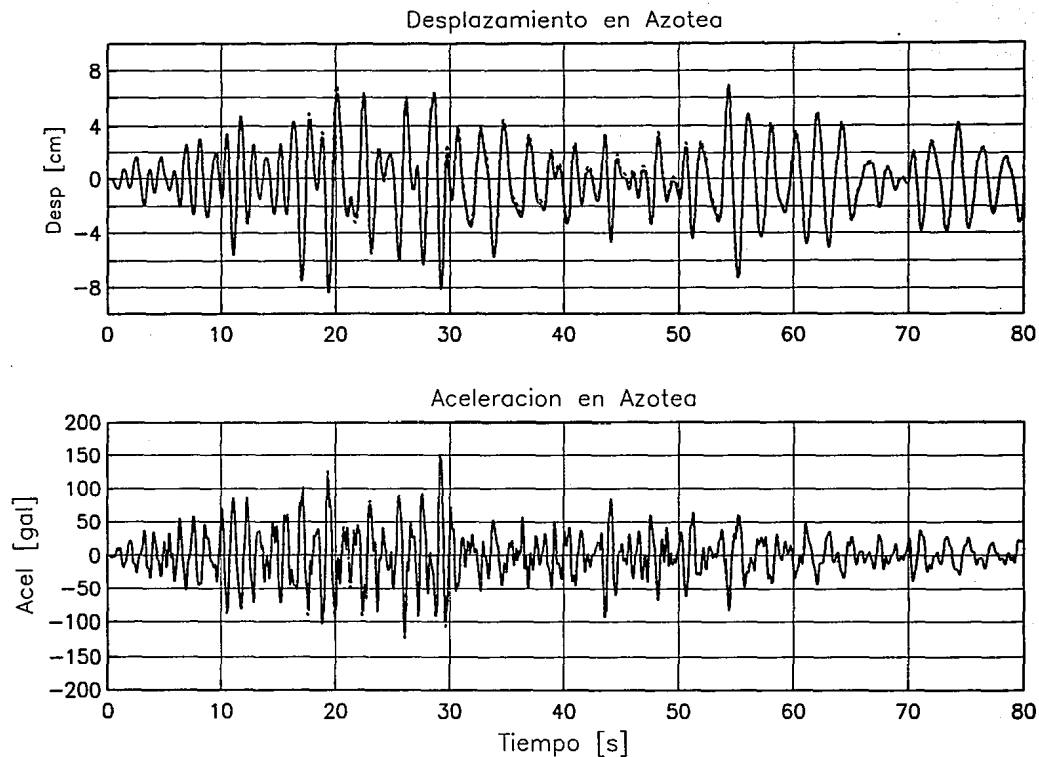


Fig 8.33. *Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 2 en dirección longitudinal*

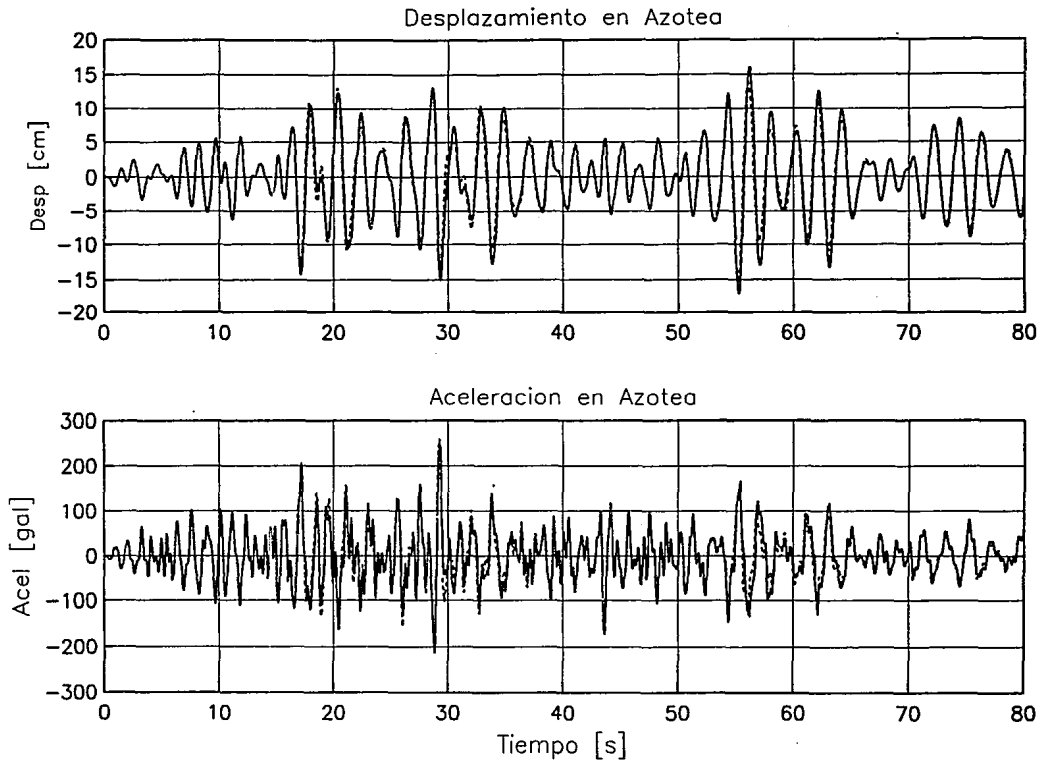


Fig 8.34. *Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 3 en dirección longitudinal*

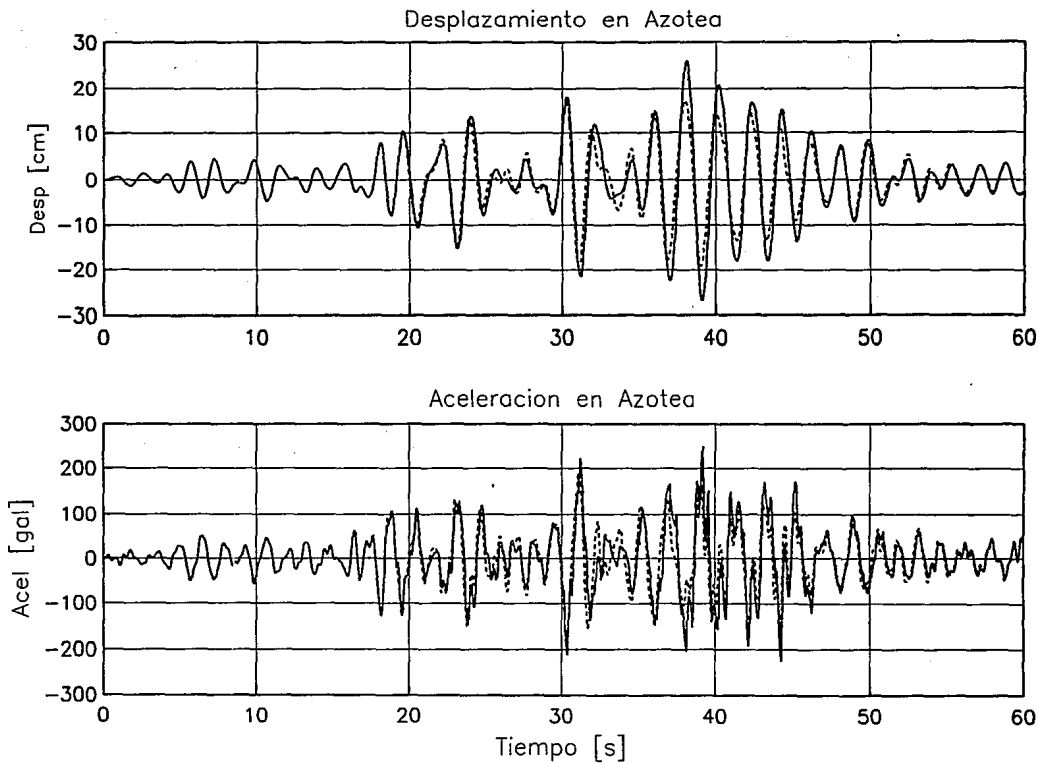


Fig 8.35. Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 4 en dirección longitudinal

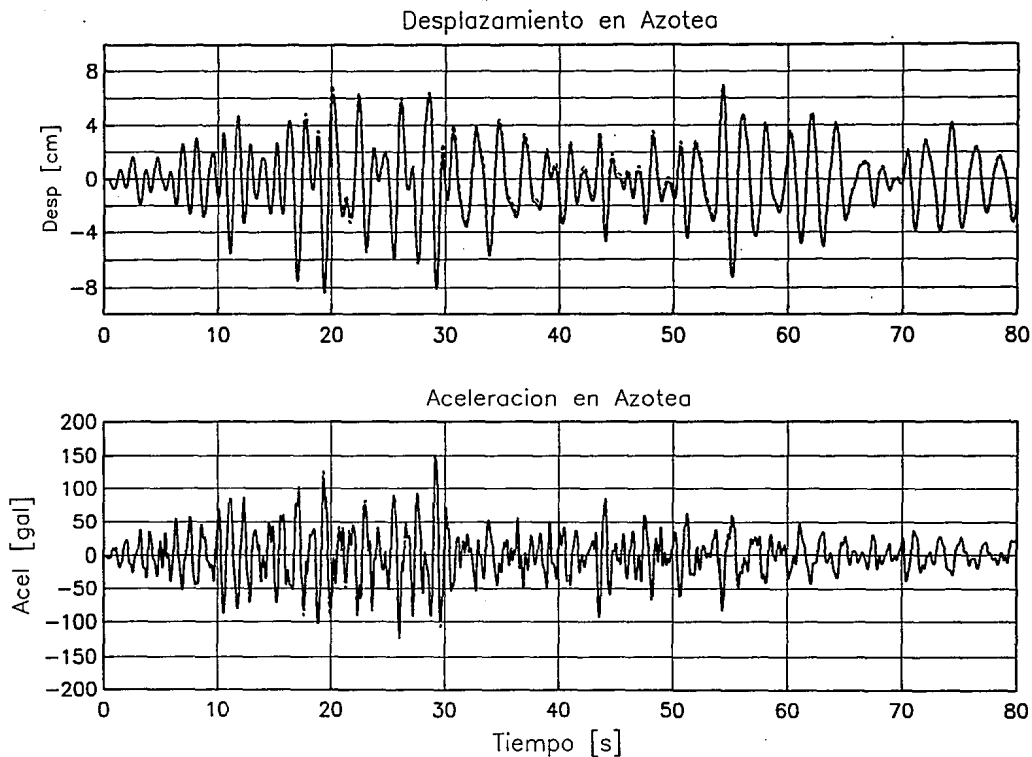


Fig 8.36. Historias de desplazamientos y aceleraciones en azotea para el modelo 5 en dirección longitudinal

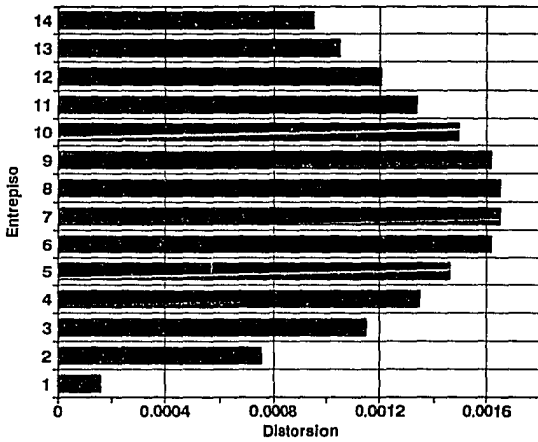
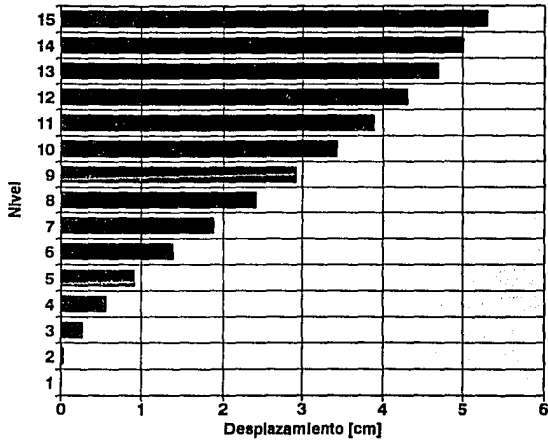


Fig 8.37. *Envolventes de desplazamiento y distorsiones para los marcos tipo del modelo 1 en dirección longitudinal*

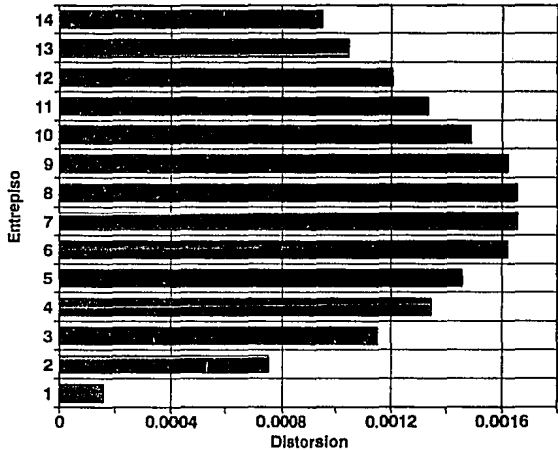
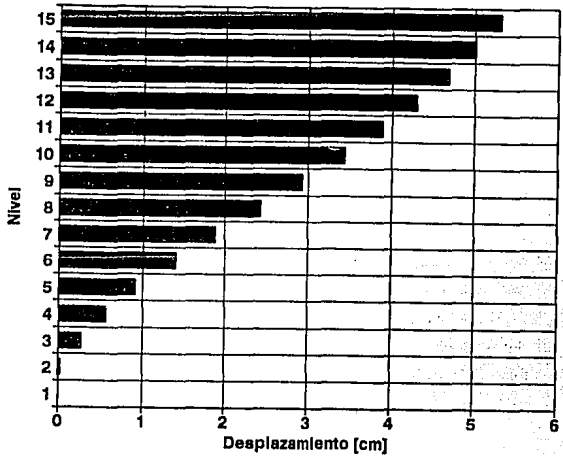


Fig 8.38. *Envolturas de desplazamiento y distorsiones para los marcos tipo del modelo 2 en dirección longitudinal*

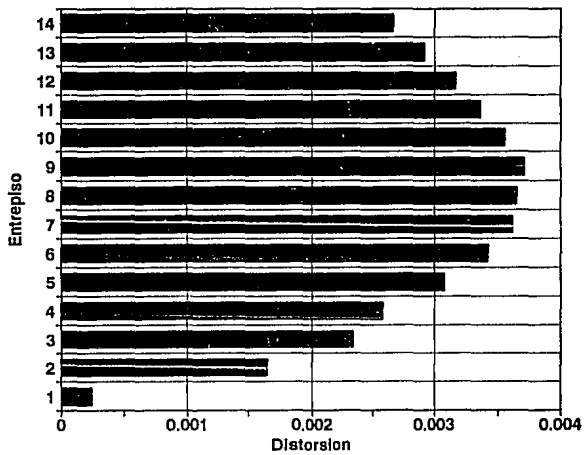
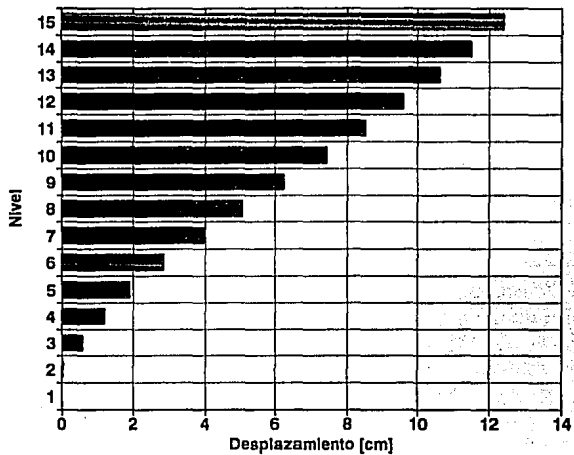


Fig 8.39. *Envolturas de desplazamiento y distorsiones para los marcos tipo del modelo 3 en dirección longitudinal*

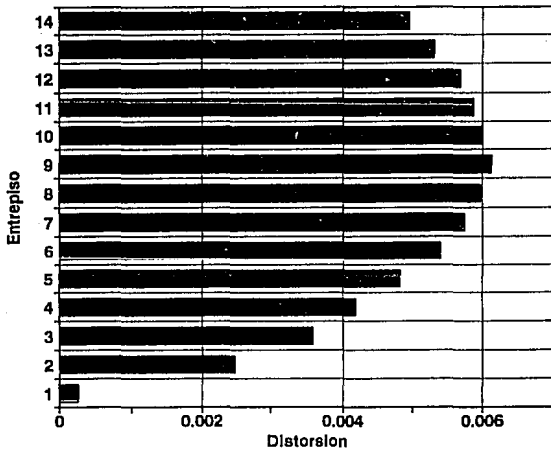
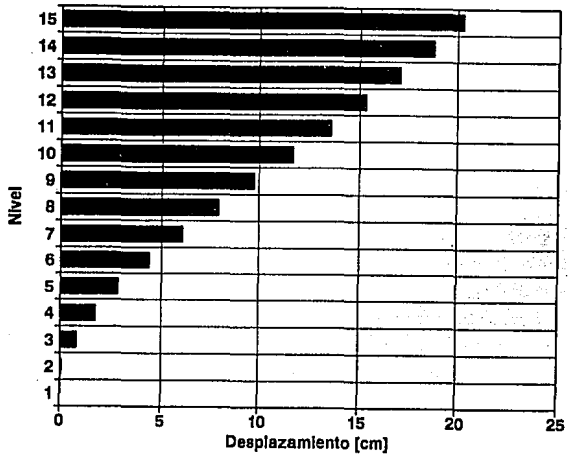


Fig 8.40. *Envolventes de desplazamiento y distorsiones para los marcos tipo del modelo 4 en dirección longitudinal*

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

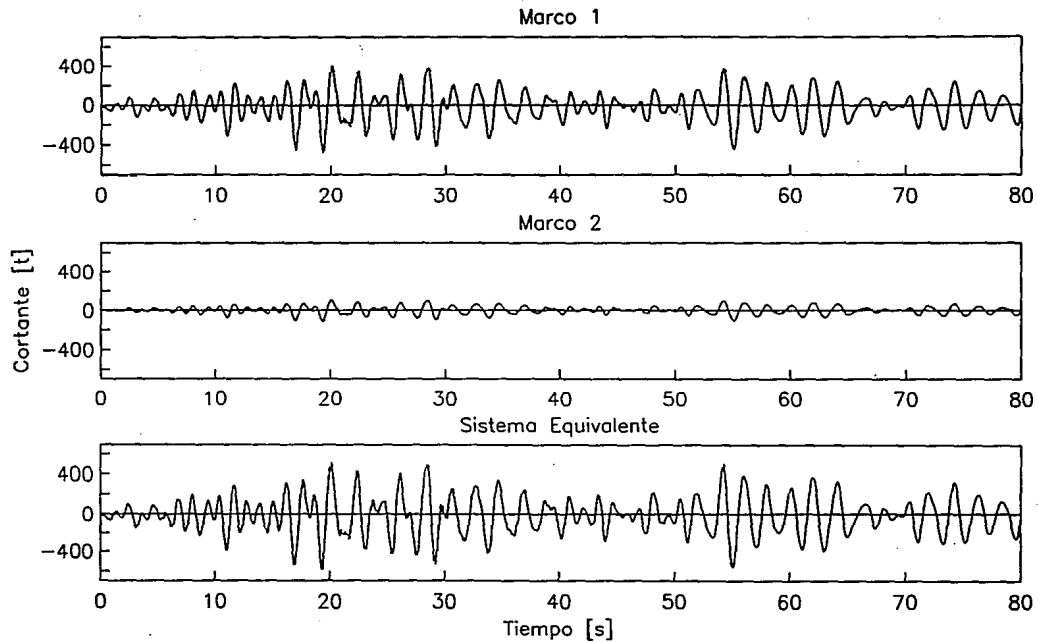


Fig 8.41. Historias de cortante en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondientes al modelo 2 en dirección longitudinal

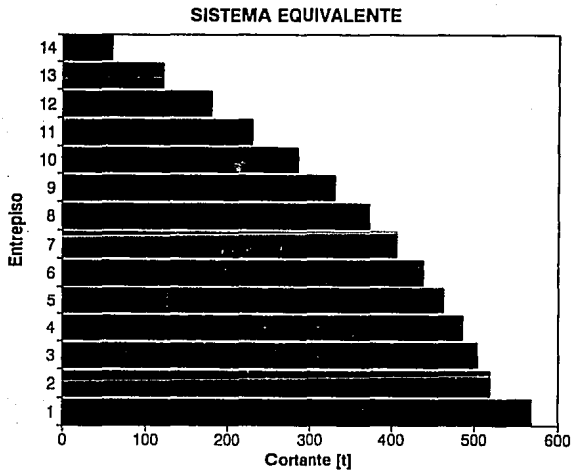
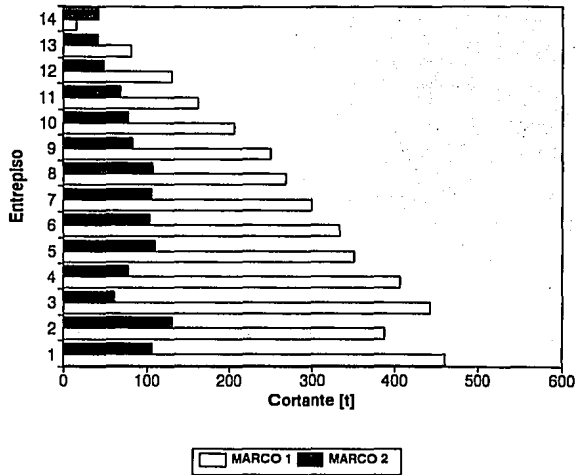


Fig 8.42. *Envolventes de cortante por marco y del sistema equivalente correspondientes al modelo 2 en dirección longitudinal*

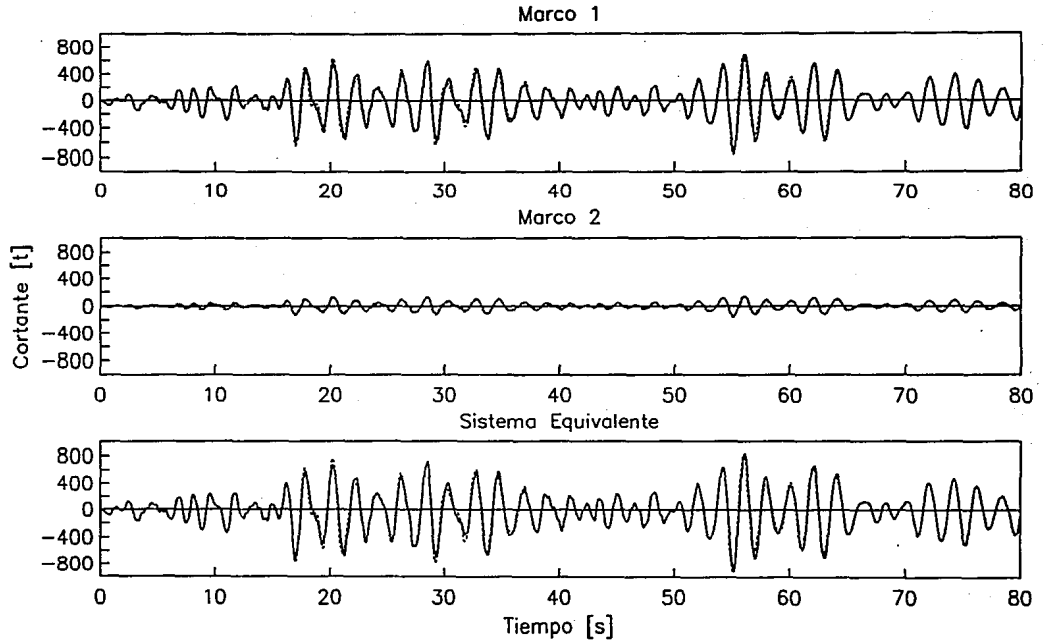


Fig 8.43. *Historias de cortante en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondientes al modelo 3 en dirección longitudinal*

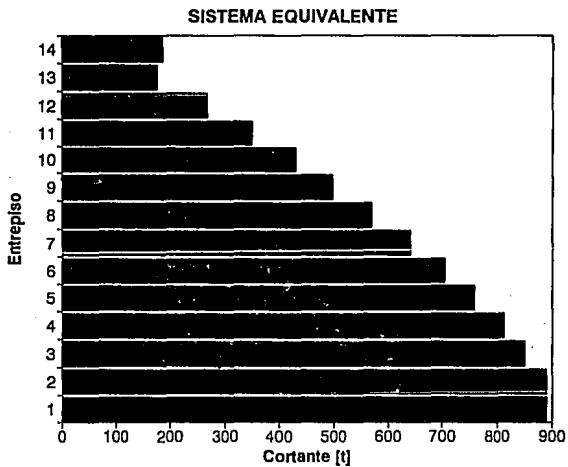
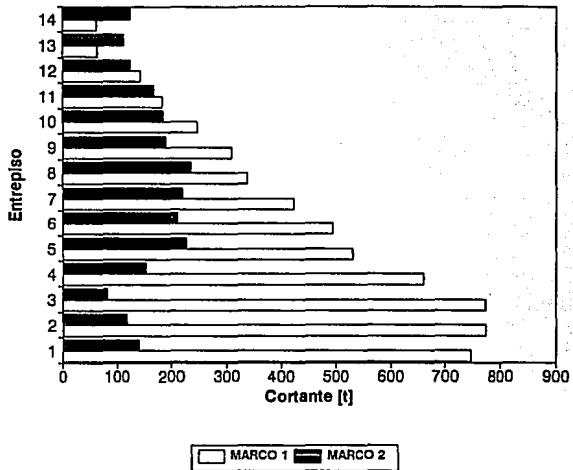


Fig 8.44. *Envolventes de cortante por marco y del sistema equivalente correspondientes al modelo 3 en dirección longitudinal*

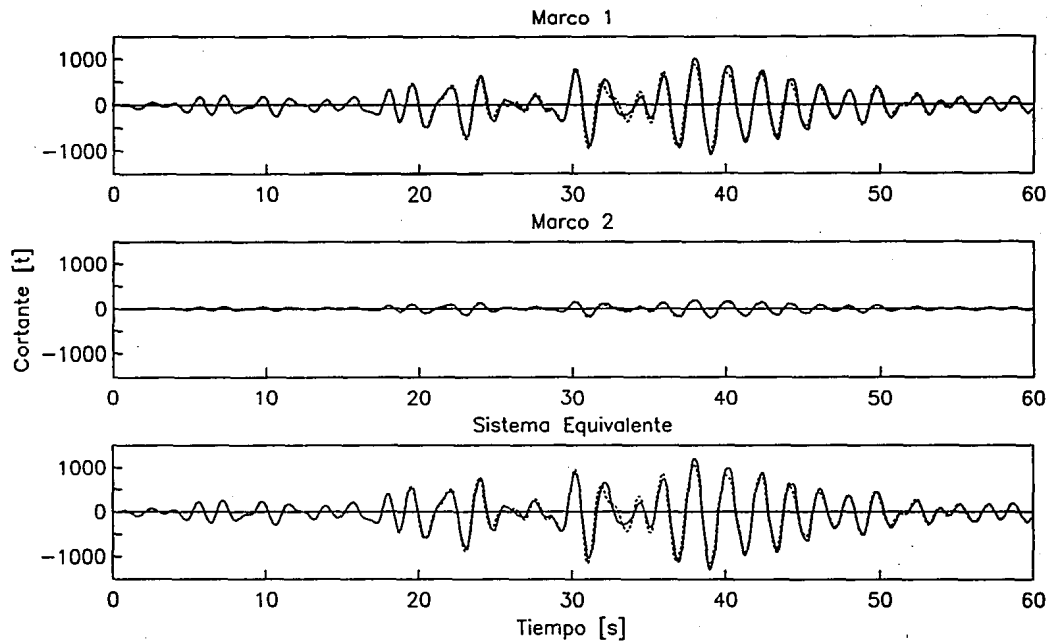


Fig 8.45. *Historias de cortante en la base para los marcos tipo y sistema equivalente correspondientes al modelo 4 en dirección longitudinal*

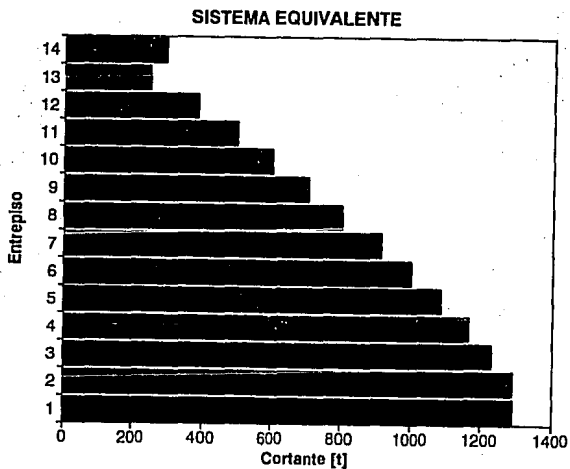
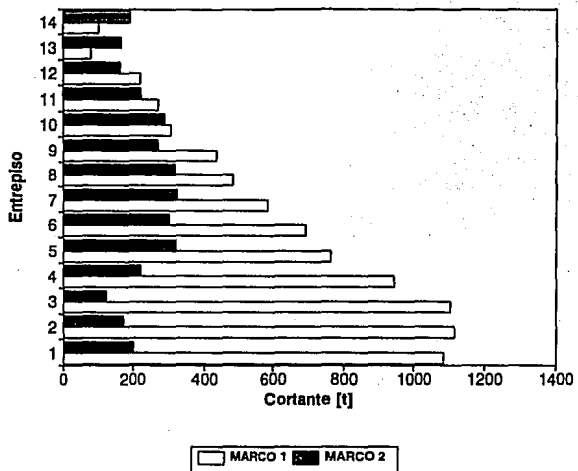


Fig 8.46. *Envolturas de cortante por marco y del sistema equivalente correspondientes al modelo 4 en dirección longitudinal*

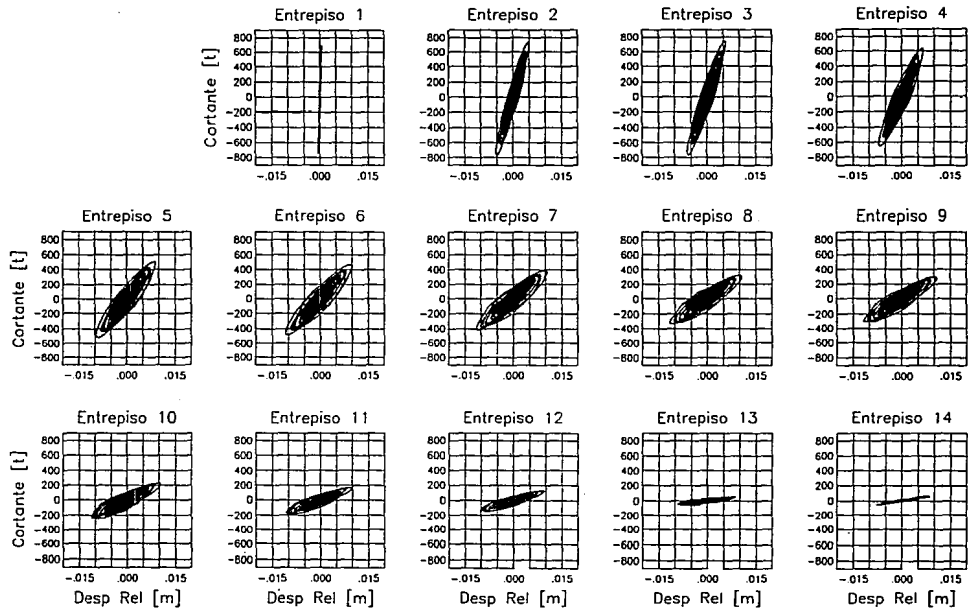


Fig 8.47a. Ciclos histeréticos de entrepiso para el marco 1 del modelo 3 en dirección longitudinal

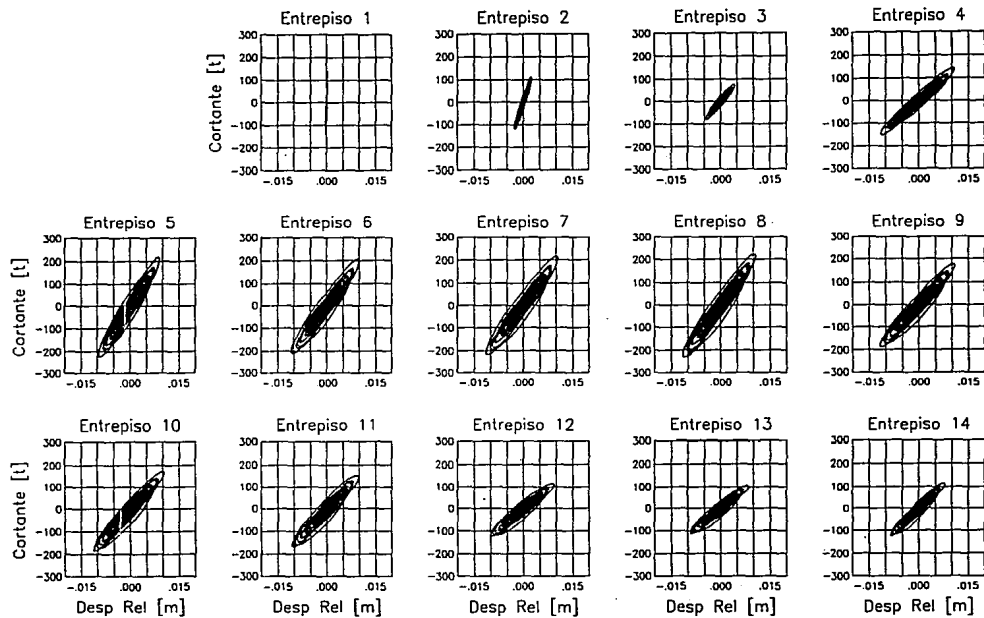


Fig 8.47b. Ciclos histéricos de entrepiso para el marco 2 del modelo 3 en dirección longitudinal

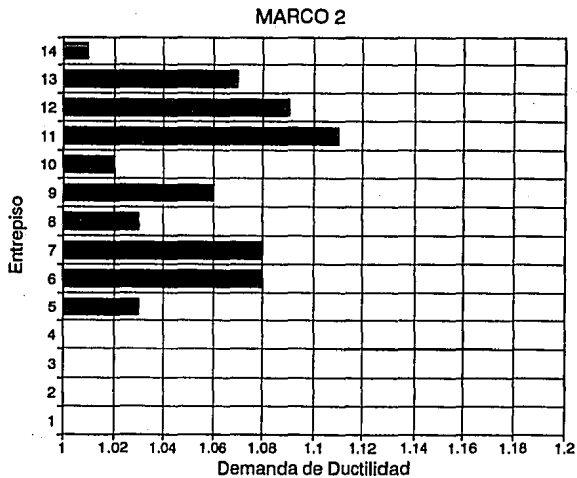
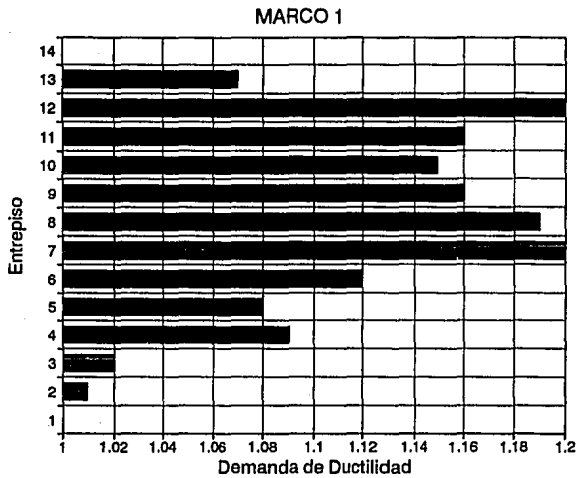


Fig 8.48a. Demandas de ductilidad global de entrepiso evaluadas por desplazamiento para los marcos tipo del modelo 3 en dirección longitudinal

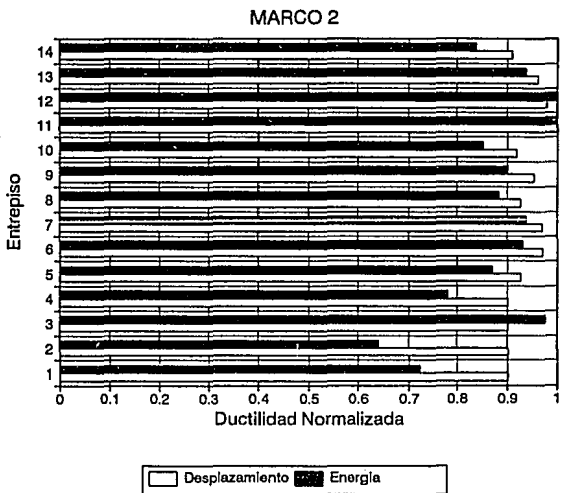
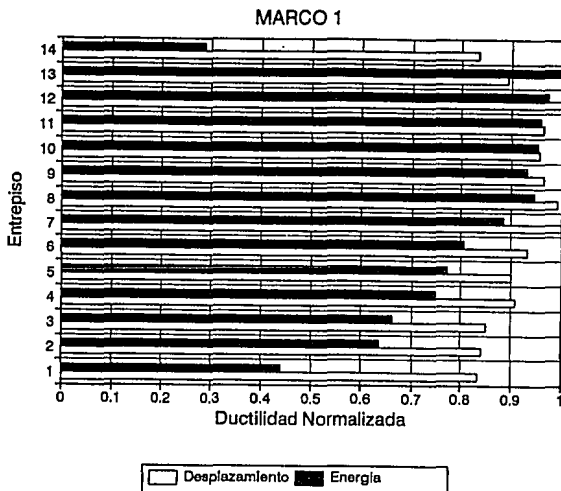


Fig 8.48b. Demandas de ductilidad normalizada evaluadas por desplazamiento y energía para los marcos tipo del modelo 3 en dirección longitudinal

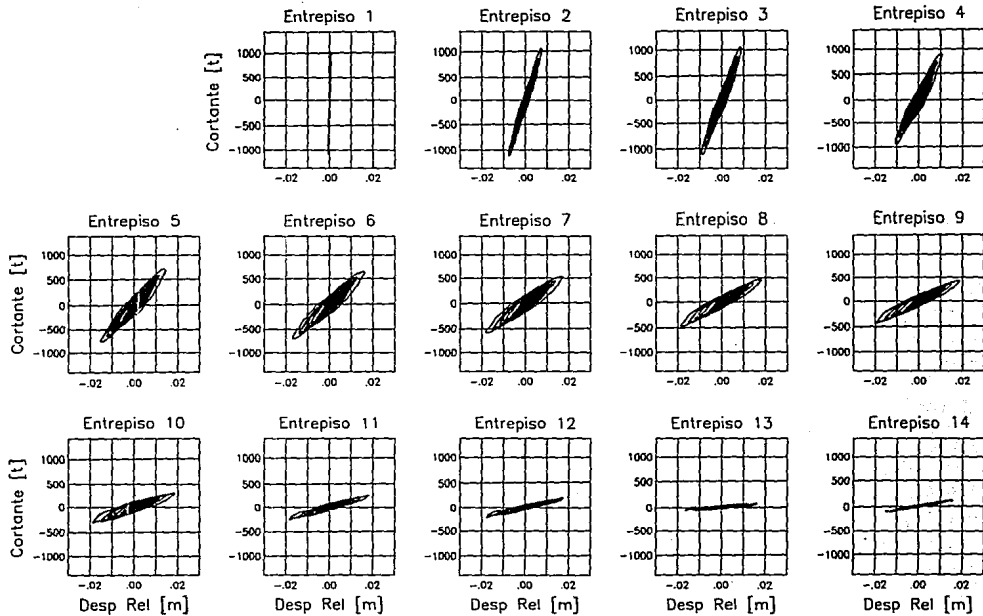


Fig 8.49a. Ciclos histeréticos de entrepiso para el marco 1 del modelo 4 en dirección longitudinal

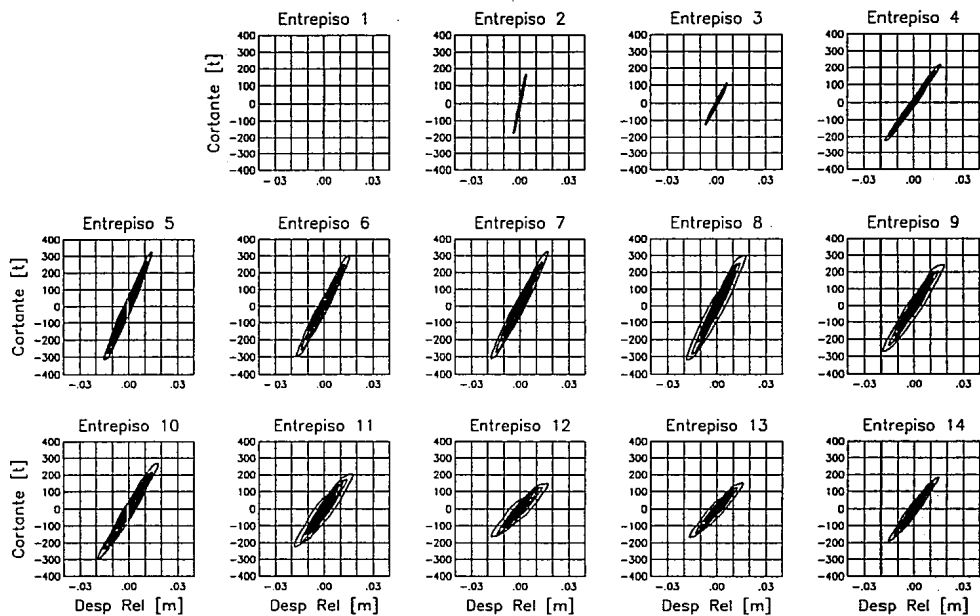


Fig 8.49b. Ciclos histeréticos de entrapiso para el marco 2 del modelo 4 en dirección longitudinal

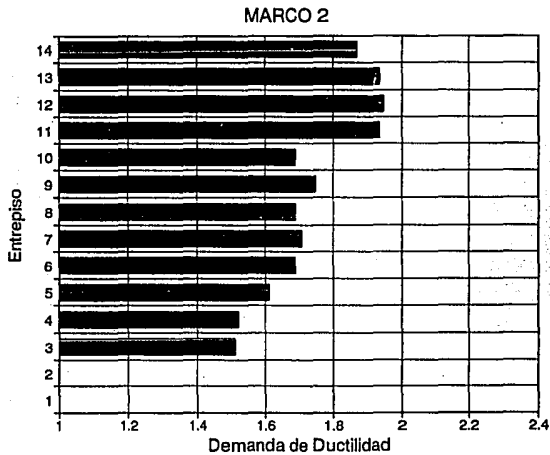
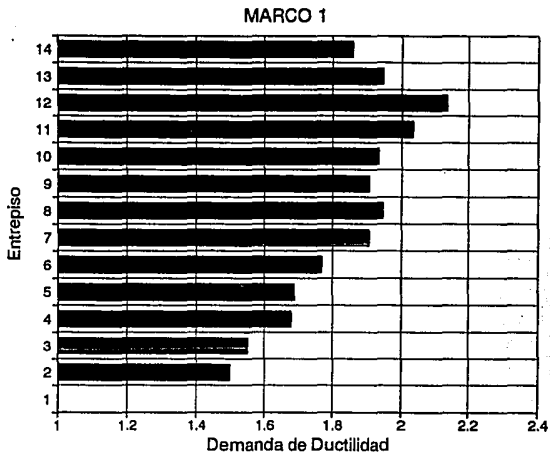


Fig 8.50a. Demandas de ductilidad global de entrepiso evaluadas por desplazamiento para los marcos tipo del modelo 4 en dirección longitudinal

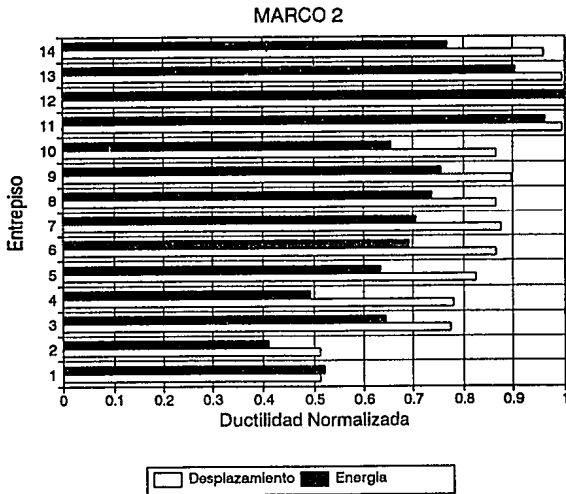
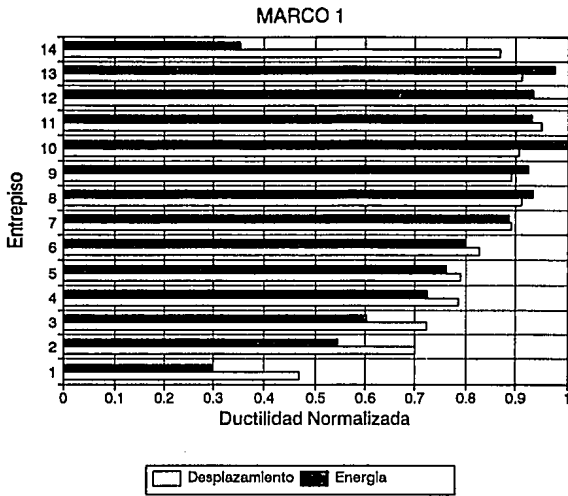


Fig 8.50b. Demandas de ductilidad normalizada evaluadas por desplazamiento y energía para los marcos tipo del modelo 4 en dirección longitudinal

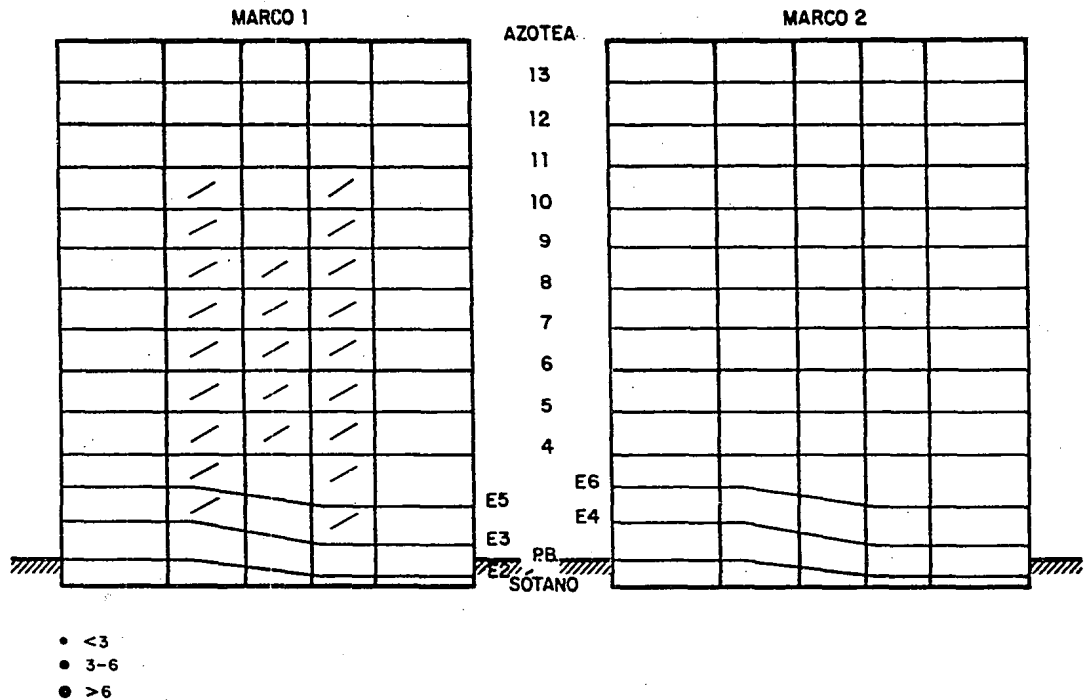


Fig 8.51. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 1 en dirección longitudinal

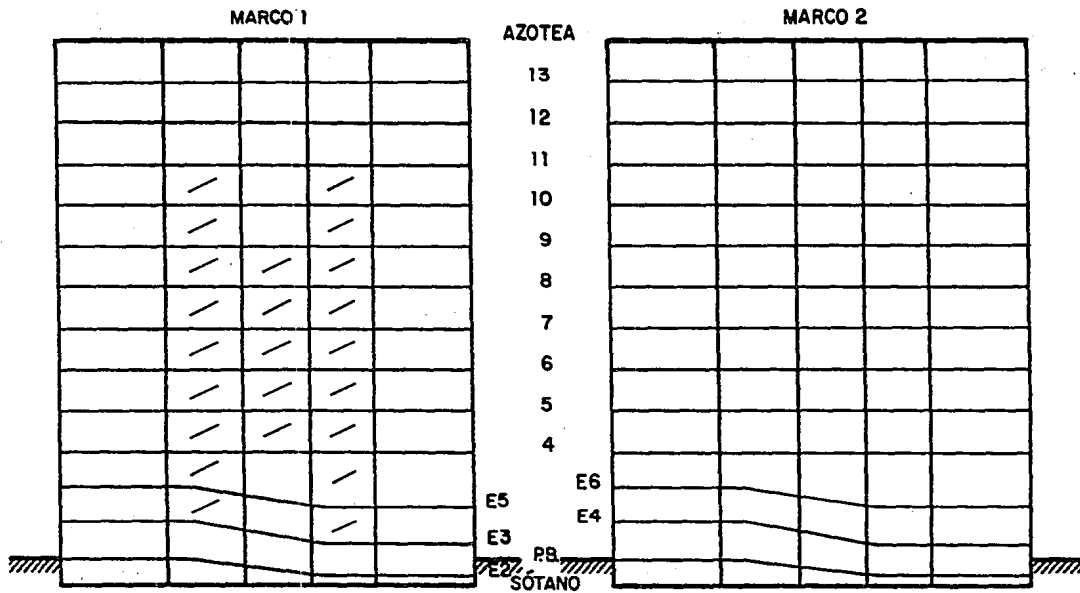


Fig 8.52. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 2 en dirección longitudinal

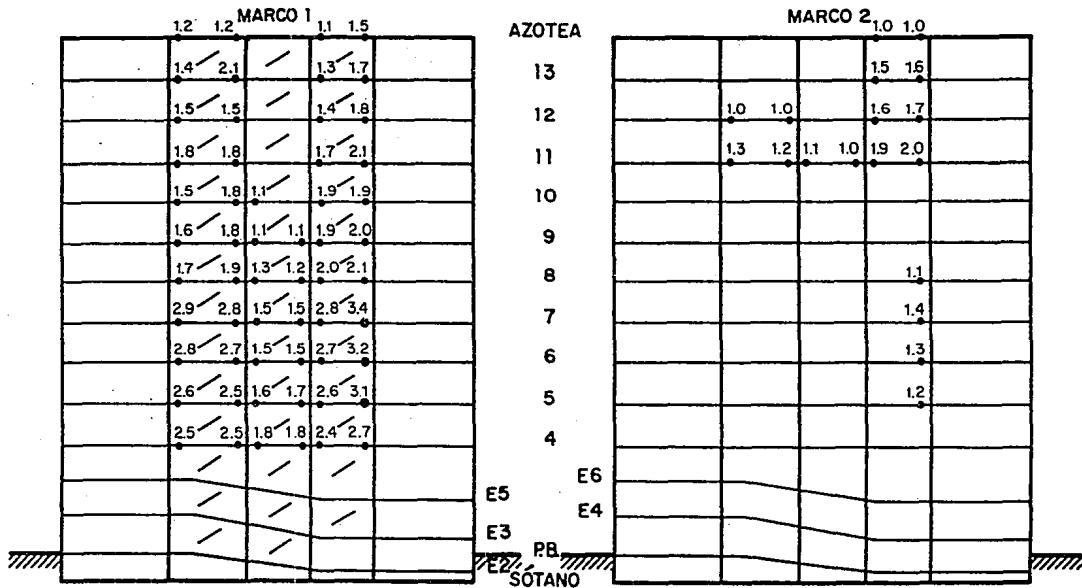


Fig 8.53. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 3 en dirección longitudinal

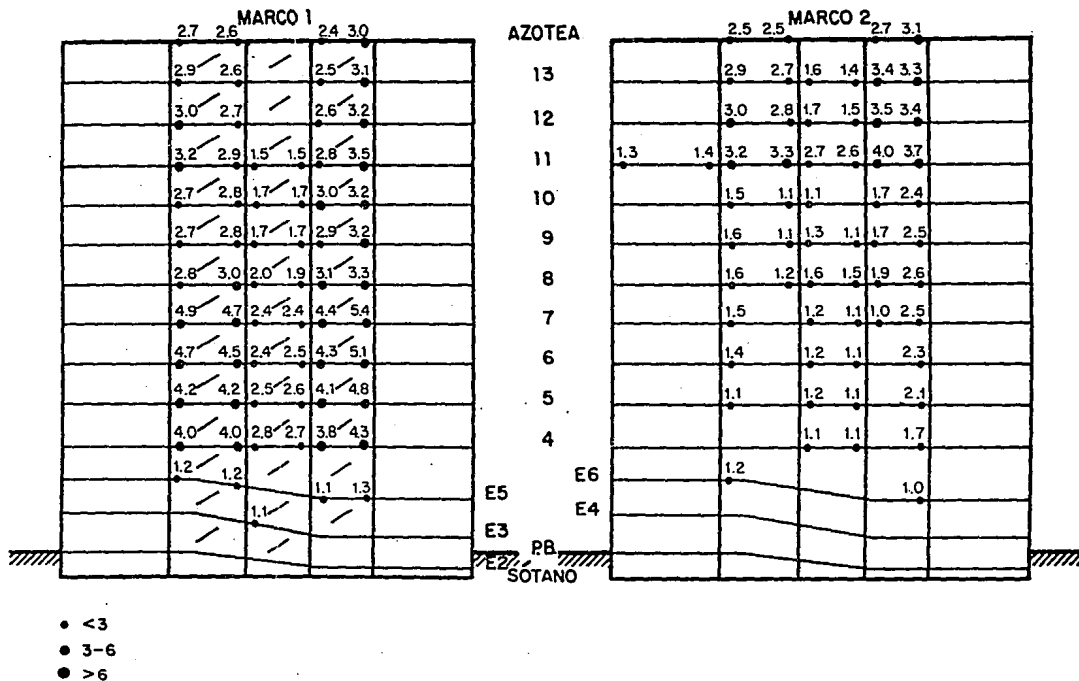


Fig 8.54. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 4 en dirección longitudinal

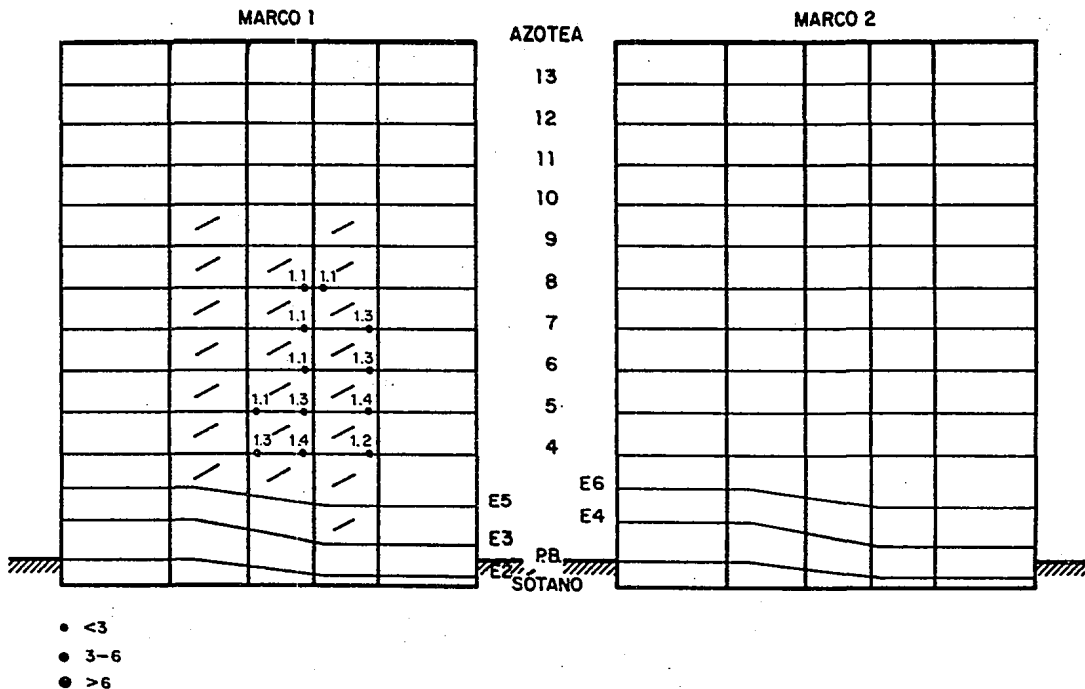


Fig 8.55. Formación de articulaciones plásticas y demandas de ductilidad local para el modelo 5 en dirección longitudinal

CAPÍTULO 9

COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

En este trabajo se ha estudiado la respuesta estructural de un edificio instrumentado, sometido a excitaciones sísmicas intensas y en el que se incluyó el efecto de interacción suelo-estructura y algunas fuentes de sobrerresistencia. Los resultados tienen un carácter indicativo del comportamiento real de la estructura, y tendrán una mayor correlación en la medida que los modelos representen con menos incertidumbres las características de la estructura. Aprovechando la instrumentación del edificio, los modelos se calibren cuando se cuente con registros de sismos fuertes que introduzcan al edificio a franco comportamiento inelástico.

Con base en los resultados se desarrollan las siguientes conclusiones:

- Destaca tener el edificio, la cimentación y su subsuelo instrumentado, para poder registrar en conjunto la manera en que las ondas sísmicas afectan a la estructura.
- Con la finalidad de elaborar modelos matemáticos más apegados a la realidad, se recomienda determinar las propiedades mecánicas de los concretos a través de pruebas experimentales.
- La idealización del edificio por medio de un "sistema equivalente" compuesto de dos marcos tipo representativos por dirección, permitió modelar al edificio de manera más completa, dentro de las limitantes que presenta el programa de análisis.
- Para la generación de acelerogramas simulados representativos de movimientos fuertes se utilizó una metodología refinada de escalamiento, en la cual se aprovecharon los primeros registros sísmicos obtenidos en el edificio para ser utilizados como funciones de Green.
- Los acelerogramas simulados, generados a partir de los registros sísmicos pequeños de la estación de campo del edificio indicaron que el nivel de excitación en el sitio es inferior al que se registró en la estación

de SCT para un sismo de igual magnitud que el de 1985. Esto se atribuye a ciertas particularidades en la función de Green utilizada (mecanismos de ruptura, patrones de irradiación, etc). Las funciones de Green utilizadas (acelerogramas del 24 de octubre de 1993), presentan aceleraciones apreciablemente menores a las registradas para sismos de magnitud similar y obtenidos en el mismo sitio.

- La respuesta calculada indica un comportamiento muy diferente para las dos direcciones del edificio. Debido a las características del suelo, la estructura y las excitaciones consideradas, el daño más severo se experimenta en la dirección transversal del edificio. En dirección longitudinal la magnitud de la respuesta, así como las incursiones en el intervalo inelástico son menores.
- De acuerdo a la formación de articulaciones plásticas y a la evaluación de las demandas de ductilidad en los diferentes modelos, se concluye que para detectar las zonas potenciales de daño se deben considerar tanto las propiedades geométricas del edificio (cambios de rigidez, entrepisos de doble altura, etc.) como de las características de la excitación sísmica. Esto se hace evidente al comparar la respuesta de los modelos 3 y 4 de la dirección transversal. Mientras que en el primero, el entrepiso de mayor daño fue el 4 (entrepiso de doble altura), en el segundo, el entrepiso que experimenta mayor daño fue el 7.
- En general, existe una correlación aceptable entre las envolventes de distorsiones y las demandas de ductilidad, tomadas éstas como un índice de daño. Sin embargo, dada la complejidad del comportamiento histerético en estructuras reales, los factores y demandas de ductilidad requieren de una cuidadosa definición e interpretación.
- La respuesta a nivel global de los modelos en que se consideran leyes de comportamiento histeréticas con degradación de rigidez, es mayor que la de los modelos con leyes elasto-plásticas. A nivel local, el daño en columnas con degradación de rigidez puede subestimarse.

- La idealización de los muros de mampostería como diagonales equivalentes sobreestima las deformaciones por flexión de las vigas que contienen a los muros.
- Las demandas de ductilidad global, evaluadas por los criterios de máximo desplazamiento y disipación de energía son razonablemente congruentes entre sí. La selección de un índice de daño es un problema complicado y todavía sujeto a incertidumbres. La definición más confiable, aparentemente está en función de una combinación ponderada del desplazamiento máximo y la disipación de energía. Dicha ponderación dependerá a su vez de la excitación. Para los sismos del valle de México, caracterizados por su larga duración, la contribución de la disipación de energía tendrá mayor importancia que el desplazamiento máximo. En vista de la complejidad en la selección de un índice de daño global, la demanda de ductilidad a nivel local sería un índice más confiable, en el cual se involucran menos incertidumbres.

Finalmente, consciente de la complejidad que involucra el estudio del comportamiento inelástico, y dentro de las limitaciones e incertidumbres que envuelven al problema, se cuenta con modelos matemáticos cuidadosamente elaborados que pueden representar el edificio. Estos deben ser verificados o modificados en la medida en que se cuenten con parámetros experimentales de comparación obtenidos de la instrumentación del edificio.

REFERENCIAS

1. Meli Piralla R., Murià Vila D., Quaas R., Faccoli E., Paolucci R., "Instrumentación sísmica del edificio Jalapa para el estudio de efectos de sitio y de respuesta estructural", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal, México, 1993.
2. Moreno Rubén de Celis S., "Respuesta inelástica de un edificio considerando el efecto de interacción suelo-estructura", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1991.
3. Murià Vila D., González Alcorta R., Moreno Rubén de Celis S., Romero Romero V., "Análisis de la respuesta estructural inelástica de dos edificios por instrumentar desplantados en suelos blandos", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto O718, agosto 1991.
4. Mendoza Otero E., "Programa de computadora para el análisis sísmico inelástico de marcos planos con interacción suelo-estructura", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 9767, diciembre 1991.
5. TGC Geotécnia., "Exploración e instalación de acelerómetros en Jalapa 12 y 15 Col. Roma, México, DF", Informe TGC 92-1375, noviembre 1992.
6. Aire C., Murià Vila D., "Evaluación de las propiedades mecánicas de los concretos de un edificio de 14 pisos", Informe Interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 2561, enero 1993.
7. Ortíz R., "Elaboración de un modelo analítico representativo y evaluación estructural de un edificio restructurado de 14 niveles", Tesis de Maestría, DEPI, UNAM, junio 1994.
8. Mendoza C.J., "Evaluación de la resistencia del concreto en la estructura por medio de ensaye de corazones"
9. Bendat J.S., Piersol A.G., "Random Data: Analysis and Measurement Procedure", Wiley Interscience, New York, 1989.

10. Guzmán S., Guzmán I., Murià Vila D., Fernández F., "Diseño e implementación de un sistema de captura y procesamiento de señales", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 0707, octubre 1992.
11. Murià Vila D., Miranda A., "Modificaciones del dispositivo experimental para la medición de las características dinámicas de los edificios", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 8711, agosto 1988.
12. Lermo J., Rodríguez M. y Singh S.K.; "Periodos naturales de sitios en el valle de México obtenidos en mediciones de microtemblores y datos de movimientos sísmicos fuertes", Earthquake Spectra, "EERI, the 1985 México Earthquake, Part. B", noviembre 4-4, pp. 653-674.
13. Kawasumi H., Shima E., "Some applications of a correlator to engineering problems", 3 WCEE, vol 2, Nueva Zelanda, 1965, pp. 298 a 320.
14. Quaas R., Almora D., "Instrumentación sísmica del edificio Jalapa. Resumen de la operación y registro de datos durante 1993", Instituto de ingeniería, UNAM, Proyecto 2561, enero 1993.
15. Tanaka T., Yoshizawa S., Osawa Y., Morishita T., "Period and damping in actual buildings during earthquakes", Bulletin of the Earthquake Research Institute, Vol 47, September 1969, pp. 1073-1092
16. Anderson J.C., Miranda E., Bertero V. "Evaluation of the seismic performance of a thirty-story RC building", Informe No. UCB/EERC-91/16, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Julio 1991.
17. Foutch D.A., "The vibrational characteristics of a twelve-storey steel frame building", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 6, 1978, pp. 265-294.
18. Ordaz M., Arboleda J., Singh S.K., "Un nuevo método para simular acelerogramas usando registros pequeños como funciones de Green empíricas", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal, México, 1993.

19. Joyner W.B., Boore D.M., "Measurement characterization and prediction of strong motion", Proc. of Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Park City, Utah, American Society of Civil Engineers.
20. Boore D.M., "Stochastic simulation of high-frequency ground motions based on seismological models", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 73, No. 6, diciembre 1983.
21. Solnes J., "Theory of stochastic processes and random vibration with applications in geophysics and engineering", Instituto de Ingeniería, UNAM, 1992.
22. Arias A., "A measure of earthquake intensity", Proc. Seismic Design for Nuclear Power Plant, Ed. R.J. Hansen, MIT, 1970.
23. Kanaan A., Powel G., "DRAIN-2D: General purpose computer program for inelastic dynamic response of plane structures", University of California at Berkeley, abril 1973.
24. Esteva L., Díaz O., Mendoza E., "Influencia de la interacción suelo-estructura en la respuesta sísmica inelástica de edificios", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 6704, julio 1989.
25. Murià Vila D., González Alcorta R., Moreno Rubín de Celis S., Quant R., "Análisis preliminar de la respuesta de un edificio instrumentado", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 2561, abril 1993.
26. Carr A.J., Tabuchi M., "The structural ductility and the damage index for reinforced concrete structure under seismic excitations", Structural Dynamics, EURO DYN 93, Balkema, Rotterdam, 1993, pp. 169-176.
27. Rodríguez M., Díaz C., "Análisis sísmico de edificios de concreto reforzado", Revista IMCYC, Vol 25, No. 98, noviembre 1987.
28. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Departamento del Distrito Federal, 1987.

29. Bazan E., Meli R., "Manual de diseño sísmico de edificios", Edit Limusa, México 1988.
30. Meli R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe No. 352, abril 1975.
31. Paolucci R., " Soil-structure effects on an instrumented building in Mexico City", Proc. of the European Conference on Earthquake Engineering, diciembre 1993.
32. Murià Vila D., Moreno Rubén de Celis S., "Identificación de las propiedades dinámicas mediante vibración ambiental. El edificio Jalapa", Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Puerto Vallarta, Jal, México, 1993.
33. González R., Esteva L., Murià Vila D., Noguéz F., Hernández L., " Identificación de los parámetros estructurales en edificios instrumentados", Instituto de Ingeniería, UNAM, Proy 3524, noviembre 1993.
34. Zurita F., Meli R., "Respuesta sísmica medida y calculada de un edificio de concreto sometido al sismo de San Salvador de octubre de 1986", Revista de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, No. 41, enero-abril 1991.
35. Shahrooz B.M., Moehle J.P., "Evaluation of seismic performance of reinforced concrete frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 116, No. 5, Mayo 1990, pp. 1403-1422.
36. Aceros Ecatepec, Catálogo de Productos.
37. Scott B.D., Park R., Priestley M.J.N., "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high rates", ACI Journal, enero-febrero 1982.
38. Meli R., Comunicación personal, 1994.

39. Vulcano A., "Comparision between ductility requirements based on different criteria", Proc. VII Symp. on Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol 20, 1991.
40. Mahin S.A., Bertero V.V., "Problems in establishing and predicting ductility in aseismic design", Proc. of the Int. Symp. on Earthq. and Struct. Engng., St. Louis, Missouri, USA, 1976.
41. Park R., Paulay T., "Estructuras de concreto reforzado", Ed. Limusa, México 1988.
42. Kappos A. J., "Analytical prediction of the collapse earthquake for R/C buildings: suggested methodology", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol 20, 1991.